

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées



Département Génie Civil

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en **STRUCTURE**



Présenté en Juillet 2016 par

BOUALAMALLAH Hayat

BERKANI Samira

Devant le Jury composé de

Mr.S.KENNOUCHE

Président

Mme.S. MOHAMADI

Examineur

Mme.M.BOUMAIZA

Examineur

Mr.B.AMRANE

Encadreur

Année Universitaire 2015/2016

Remerciements

En premier lieu on tient à remercier nos familles pour leurs sacrifices et encouragement durant tout le parcours des études.

Nous tenons également à présenter nos sincères remerciements à :

*Notre promoteur Monsieur **Blaid AMRANE** pour avoir bien voulu accepter de nous orienter tout au long de notre travail.*

*Monsieur **Salim KENNOUCHE** chef du département de Génie Civil, pour son aide inestimable.*

Que tous les enseignants qui ont contribué à notre formation trouvent ici l'expression de notre vive amitié.

Que l'ensemble du jury soit remercié pour avoir accepté de juger notre travail.

En Fin, tous nos amis et ceux qui ont contribué de près ou de loin pour arriver à terminer ce modeste travail.

Résumé

Ce projet consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment à usage multiple (administratif, commercial et habitation) comportant trois blocs (deux blocs A et B en 3 sous-sol + RDC + 11 étages et le bloc C en 3 sous-sol + RDC) qui sera implanté à la wilaya de Bouira classé selon le RPA 99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventement voile porteur.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été faits conformément aux règlements algériens (BAEL99 et RPA 99 version 2003).

L'étude dynamique a été établie suivant la méthode numérique, moyennant le logiciel

Etabs version 9.7.0 pour les trois blocs. Finalement, nous avons étudié l'infrastructure et calculé les fondations adéquates en tenant compte du rapport de sol.

Mots clés : Structure, RPA99, BAEL99, Voile porteur.

Abstract

This project consists to conception and study a building to use multiple (administrative, Commercial and dwelling) including two blocks in 3 first floor + 12 floor and one block in 3first floors + 1 floor. Which will be established in Bouira classified according to RPA 99 version 2003 like a zone of average seismicity (IIa Zone).

The résistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed System of wind-bracing (frames + shells).

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian payments (BAEL99 and RPA 99).

The dynamic study was established according to the numerical method, using the software Etabs V9.7.0.

Finally, we studied the infrastructure and calculated the adequate foundations as holding account counts prescription of the soil report.

Keywords : Structure, RPA99, BAEL99, Frame brace system.

ملخص

هذا المشروع يهدف إلى دراسة وهيكلة بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال متعدد (إداري , تجاري وسكني) ذات فاصل قاطع يجعلها تتكون من ثلاثة أقسام , القسمين " أ" و "ب" يتكونان من اثنا عشر طوابق بالإضافة إلى ثلاثة طوابق أرضية و القسم "ج" يتكون من طابق واحد زائد ثلاثة طوابق أرضية , تقع هذه البناية في ولاية البويرة و هي مصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa.

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة و محققة بواسطة هيكلة جدران خرسانية مسلحة.

قياس الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمولة بها في الجزائر (BAEL99 ,RPA99)

الدراسة الديناميكية للبناية تمت أساسا على تقنيات حساب الهياكل و استعمال برنامج Etabs V9.7.0 للبناية.

أخيرا قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و ذلك بناء على تقرير دراسة التربة.

مفاتيح الكلمات : هياكل , BAEL99 ,RPA99 , هيكلة جدران خرسانية مسلحة .

Agzul

Asenfara yerza tusna n wamek ara ad nesghim tanezdught negh les bâtiments ara nessexdem ama i tnezduuught ama i uxeddim, u wiki ad s3un 03 n tzeghwiiin negh les blocs (snat n etzeghwiiin A akked B, adilin 03 lakabath ddaw lqaa3 +RCD + 11 n les étages sufella , akked tzeqqa tis 03 ula d nettat s 03 n lakabath ddaw lqaa3 +RCD) asenfara ara yetwaxedmen Di lwilaya n tubiret i yettujerden deg useggas 2003 3ela hsab n le RPA, Di temnadin i deg tekkat znezla (zone IIa) , ldjehd n lebniya i id yettilin s teghziini d tehrii yetwadmen s wayen umi neqqar le système contreventement , waki yesehbibiren ghef ldjehd n lbenyaan d wakken ur ttarran ara lmil ,, , ghef waya yellad lehsab ghef wayen yehwadj usenfara akken ad iwenne3 wa adiwali tafath ,

Sommaire

INTRODUCTION.....	1
I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX	3
I.1. Présentation de l'ouvrage	3
I.2. Caractéristique de l'ouvrage	3
I.3. Conception de la structure	5
I.4. Système de contreventement.....	6
I.5. Règlements de calcul.....	6
I.6. Caractéristiques des matériaux.....	6
I.6.1. Béton.....	6
I.6.2. Acier	10
I.7. Hypothèses de calculs.....	12
II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	13
II.1. Introduction	13
II.2. Évaluation des charges et surcharges.....	13
II.3. Pré dimensionnement des éléments	17
II.3.1 : Pré dimensionnement des Planchers	17
II.3.2 : Pré dimensionnement des poutres.....	18
II.3.3 : Pré dimensionnement des voiles (Refends).....	20
II.3.4 : Pré dimensionnement des balcons (Blocs A, B).....	21
II.3.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	21
III.1. ETUDE DES PLANCHERS	33
III.1.1. Introduction.....	33
III.1.2. Disposition et prédimensionnement des poutrelles	33
III.1.3. Méthodes de calcul.....	34
III.1.4. Détermination des efforts internes	37

III.1.4.1. Types de poutrelles	37
III.1.4.2. Charge et surcharge et la combinaison de charge.....	38
III.1.5. Exemple de calcul	38
III.1.6. Ferrailages des poutrelles	45
III.1.7. Ferrailage de la dalle de compression	56
III.1.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	59
III.2.ESCALIERS.....	60
III.2.1.Définition.....	60
III.2.2. Terminologie.....	60
III.2.3.Dimensionnement.....	61
III.2.4. Détermination des charges et surcharges.....	63
III.2.5. Détermination des sollicitations.....	64
III.2.6.Ferrailage	77
III.2.7. Calcul de la poutre palière	86
III.3.ETUDE DE DALLE PLEINE.....	91
III.3.1. Dalle sur quatre appuis (la cage d'escalier de Bloc A et B)	91
III.3.2. Dalle sur quatre appuis (la cage d'escalier de Bloc C).....	98
III.3.3.Etude du balcon (bloc A et B).....	101
III.3.4. Plancher en dalle pleine des blocs A, B et C	105
III.4. ASCENSEUR.....	113
III.4.1. Introduction.....	113
III.4.2.Etude de la dalle d'ascenseur	113
III.4.3.Vérification au poinçonnement	114
III.4.4.Détermination des sollicitations.....	115
III.4.4.1. Évaluation des moments dus aux charges concentrées.....	115
III.4.4.2. Les moments suivants les deux directions	116
III.4.4.3. Les moments dus aux charges concentrées	117
III.4.4.4. Les moments dus aux charges réparties du poids propre.....	117

III.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle	120
III.5. ACROTÈRE	125
III.5.1. Hypothèse de calcul.....	125
III.5.2.Évaluation des charges et surcharges	125
III.5.3.Calcul des sollicitations	126
III.5.4. Calcul de l'excentricité	127
III.5.5. Ferrailage	128
III.5.6. Schéma de ferrailage	132
IV. ETUDE SISMIQUE	133
IV.1. Introduction	133
IV.2. Objectifs de l'étude sismique	133
IV.3. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003	133
IV.3.1. Zone sismique (Art 3.1).....	133
IV.3.2. Importance de l'ouvrage (Art 3.2).....	133
IV.3.3. Nature du site (Art 3.3).....	133
IV.4. Méthodes de calcul de l'action sismique.....	134
IV.4.1. Présentation des différentes méthodes.....	134
IV.5. Modélisation	135
IV.5.1. Le spectre de réponse de calcul.....	136
IV.5.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse.....	136
IV.5.2.1. Le coefficient d'accélération de zone « A ».....	136
VI.2.6. Détermination du poids totale de la structure.....	141
IV.6.1. Poids total du Bloc A.....	142
VI.2.6.2. Poids total du bloc B	142
VI.2.6.3. Poids total du bloc C :.....	143
VI.2.7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure	143
VI.2.8. Nombre de modes à considérer.....	144
VI.2.9. Disposition des voiles.....	144

VI.2.10. Analyse des résultats	145
VI.2.10.1. Vérification de la participation des masses modales	145
VI.2.10.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	149
VI.2.10.3. l'effet de l'excentricité	150
VI.2.10.4. Vérification des déplacements inter étages	151
VI.2.11. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ	153
VI.2.14. Vérification au renversement.....	160
V.1. POTEAUX	161
V.1.1. Introduction.....	161
V.1.2. Recommandations du RPA 99	161
a) Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1).....	161
b) Armatures transversales (Art 7.4.2.2)	162
V.1.3. Sections des poteaux à considérer	163
V.1.4. Exemple de calcul	164
V.1.5. Ferrailage des poteaux.....	171
V.1.5.1. Armatures longitudinales	171
V.1.5.2. Armatures longitudinales du RPA99	171
V.1.5.3. Choix des armatures longitudinales des poteaux.....	171
V.1.5.4. Armatures transversales	172
V.1.6. Vérifications des poteaux.....	173
V.1.6.1. Vérifications des contraintes a l'ELS.....	173
V.1.6.2. Vérifications des sollicitations normales.....	173
V.1.6.3. Vérifications des sollicitations tangentes	173
V.1.7. Schéma de ferrailage des poteaux	174
V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES.....	176
V.2. Introduction.....	176
V.2.2. Recommandation du R.P.A99/2003	178
a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2 .1).....	178

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2)	178
V.2.3. Condition de non fragilité du BAEL91/99	178
V.2.4. Vérification au cisaillement du BAEL91/99.....	178
V.2.5. Vérification de la contrainte d'adhérence.....	179
V.2.6. Vérification à l'ELS	179
1. Vérification des contraintes :	179
2. Vérification de la flèche.....	179
V.2.7. Armatures longitudinales	179
V.2.7.1.Ferrailage des poutres :	179
V.2.7.2. Vérification à l'ELU	181
V.2.7.3. Vérification à L'ELS.....	183
V.2.8. Armatures transversales	184
V.3. VOILES.....	187
V.3.1. Définition.....	187
V.3.2. Recommandation du RPA99	187
3.2.1. Armatures verticales.....	187
3.2.2. Armatures horizontales.....	188
3.2.3. Armatures transversales.....	188
3.2.4. Armatures de coutures	188
3.2.5. Armature de potelet	188
3.2.6. Diamètre minimal.....	188
3.2.6. Règles communes (armatures verticales et horizontales).....	189
V.3.3. Ferrailage.....	189
V.3.3.1. Armatures verticales	190
V.3.3.2. Armatures minimales.....	191
V.3.4. Vérification à L'ELS.....	191
V.3.4.1. Vérification des contraintes du béton	191
V.3.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	191

V.3.5. Exemple de calcul	192
VI.1 VOILE PERIPHERIQUE :	200
VI.1.1. Introduction	200
VI.1.2. Dimensionnement des Voiles	200
VI.1.3. Caractéristiques du Sol	201
VI.1.4. Evaluation des Charges et Surcharges	201
VI.1.5 Ferrailage du Voile	201
VI.1.6 Schéma de ferrailage du Voile Périphérique.....	205
VI .2 FONDATIONS	206
VI.2.1 Introduction	206
VI.2.2 Choix du type des fondations	206
CONCLUSION.....	236

Liste des tableaux

Tableau I. 1 .Caractéristiques des aciers utilisés.....	10
Tableau II . 1. Charges et Surcharges du plancher terrasse inaccessible.....	13
Tableau II . 2. Charges et Surcharges du plancher terrasse accessible.....	14
Tableau II. 3 . Charges et Surcharges du plancher Etage courant, service et commerce.	14
Tableau II. 4 .Charges et Surcharges de dalle pleine de balcon et de la cage d'escalier.....	15
Tableau II . 5. Charges et Surcharges de dalle pleine de balcon et de la cage d'escalier.....	15
Tableau II. 6 . Charges et Surcharges de l'acrotère.....	16
Tableau II. 7 . Charges et Surcharges de mur en double cloison.	16
Tableau II. 8 . Charges et Surcharges de mur en simple cloison.	16
Tableau II. 9. Sections des poutres.....	20
Tableau II. 10 .Vérification des conditions du RPA 99.....	21
Tableau II. 11. Sections des poteaux des deux blocs A et B.	27
Tableau II. 12 . Sections des poteaux du bloc C.	29
Tableau II. 13 . Vérification du critère de résistance.	30
Tableau II. 14 . Calculs des élancements.....	31
Tableau II. 15. Exigence de RPA 99 / version 2003 pour poteau rectangulaire.	32
Tableau III.1. 1. Les différents types de poutrelles.	37
Tableau III.1. 2. Charges et surcharges sur les poutrelles.	38
Tableau III.1. 3. Les données de calcul à l'ELU.....	39
Tableau III.1. 4. Les sollicitations à L'ELU.	40
Tableau III.1. 5. Les données de calcul à l'ELS.	42
Tableau III.1. 6. Les sollicitations à L'ELS.....	43
Tableau III.1. 7. Sollicitation maximale des différents types de poutrelle.	45
Tableau III.1. 8. Récapitulé les résultats de ferrailage.	47
Tableau III.1. 9. Vérifications des contraintes.....	48
Tableau III.1. 10. Conditions de non vérification de la flèche.....	48
Tableau III.1.11.Vérification de la flèche.....	50
Tableau III.1. 12. Calcul des armatures des différents types de poutrelle.....	52
Tableau III.1. 13. Vérification des contraintes des différents types de poutrelle.....	54
Tableau III.1. 14. Vérification de la flèche des différents types de poutrelle.....	55
Tableau III.1. 15 . Ferrailage des différents types de poutrelles.....	56

Tableau III.2. 1. Pré dimensionnement des types d'escalier.....	63
Tableau III.2. 2 . Charges de palier.	63
Tableau III.2. 3 . Charges de la paillasse.....	64
Tableau III.2. 4 . Les combinaisons de charges.	64
Tableau III.2. 5 . Les moments et les efforts tranchants des différents types d'escaliers.....	77
Tableau III.2. 6 . Vérification des contraintes.....	78
Tableau III.2. 7 . Conditions de non vérification de a flèche.....	79
Tableau III.2. 9 .Vérification de la condition de non fragilité.	81
Tableau III.2. 10. Calcul des armatures.....	81
Tableau III.2. 11 . Vérification des contraintes.....	82
Tableau III.2. 12 . Vérification de la condition des flèches.....	83
Tableau III.2. 13 . Ferrailage des différents types d'escalier.....	83
Tableau III.2. 14 . Les sollicitations de la poutre palière.	87
Tableau III.2. 15 . Vérification des contraintes d'une poutre palière.....	88
Tableau III.3. 1 . Calcul des sollicitations.	93
Tableau III.3. 2 . Récapitulatif des résultats des armatures.	94
Tableau III.3. 3 . Récapitulatif des résultats des contraintes.	95
Tableau III.3. 4 . Calcul de nouvelle section d'armature.....	96
Tableau III.3. 6. Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant.....	97
Tableau III.3. 7. Récapitulatif d'espacement des armatures.....	97
Tableau III.3. 8. Calcul des sollicitations.	99
Tableau III.3. 9. Récapitulatif des résultats des armatures.	99
Tableau III.3. 10. Récapitulatif des résultats des contraintes.	99
Tableau III.3. 11. Calcul de nouvelle section d'armature.....	99
Tableau III.3. 12. Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant.....	99
Tableau III.3. 13.Vérification des espacements.	99
Tableau III.3. 14. Récapitulatif des résultats des contraintes.	103
Tableau III.3. 15. Calcul la nouvelle section d'armature.....	103
Tableau III.3. 16. Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant.....	104
Tableau III.3. 17. Vérification des espacements.	104
Tableau III.3. 18. Choix des armatures.....	104
Tableau III.3. 19.Calcul des moments à l'ELU.	106
Tableau III.3. 20. Calcul des moments à l'ELS.	107

Tableau III.3. 21. Calcul des moments à l'ELU.	108
Tableau III.3. 22. Calcul des moments à l'ELS.	108
Tableau III.3. 23. Récapitulatif des résultats de ferrailage des dalles pleines plus défavorables.	109
Tableau III.3. 24. Vérification des contraintes.....	109
Tableau III.3. 25. Conditions de non vérification de a flèche.....	110
Tableau III.3. 26. Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant.....	110
Tableau III.3. 27. Vérification des espacements.	110
Tableau III.3. 28. Récapitulatif de choix d'armatures dans les trois blocs.....	111
Tableau III.4. 1. Les différents moments des rectangles à l'ELU.....	116
Tableau III.4. 2. Les différents moments des rectangles à l'ELS.	119
Tableau III.4. 3. Calcul des sollicitations.	120
Tableau III.4. 4. Récapitulatif des résultats des armatures.	122
Tableau III.4. 5. Récapitulatif des résultats des contraintes.	123
Tableau III.5. 1 . Charges et surcharges.	125
Tableau III.5. 2 . Différentes combinaisons à utiliser.	127
Tableau IV. 1. Classification des sites.....	134
Tableau IV. 2. Pénalité en fonction de critère de qualité.....	138
Tableau IV. 3. Récapitulatif des paramètres du spectre de réponse.....	140
Tableau IV. 4. Poids total de la structure « Bloc A ».	142
Tableau IV. 5. Poids total de la structure « Bloc B ».	142
Tableau IV. 6. Poids total de la structure « Bloc C ».	143
Tableau IV. 7. Participation des masses modales du bloc A.	145
Tableau IV. 8. Participation des masses modales du bloc C.	148
Tableau IV. 9. L'effort tranchant à la base du bloc A.	149
Tableau IV. 10. L'effort tranchant à la base du bloc B.	149
Tableau IV. 11. L'effort tranchant à la base du bloc C.	150
Tableau IV. 12. Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion avec l'excentricité théorique du bloc A.	150
Tableau IV. 13. Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion avec l'excentricité théorique du bloc B.	151
Tableau IV. 14. Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion du bloc C.....	151
Tableau IV. 15. Les déplacements résultants de la combinaison G+Q+E du bloc A.	152
Tableau IV. 16. Les déplacements résultants de la combinaison G+Q+E du bloc B.....	152
Tableau IV. 17. Les déplacements résultants de la combinaison G+Q+E du bloc C.....	153

Tableau IV. 18. L'effet P- Δ du bloc A.	154
Tableau IV. 19. L'effet P- Δ du bloc B.....	155
Tableau IV. 20. L'effet P- Δ du bloc C.....	156
Tableau IV. 21. Vérification l'interaction sous charges verticales.	156
Tableau IV. 22. Vérification l'interaction sous charges horizontales.	157
Tableau IV. 23. Vérification l'interaction sous charges verticales.	157
Tableau IV. 24. Vérification l'interaction sous charges horizontales.	158
Tableau IV. 25. Vérification l'interaction sous charges verticales.	158
Tableau IV. 26. Vérification l'interaction sous charges horizontales.	158
Tableau IV. 27. Vérification au renversement du bloc A.....	160
Tableau IV. 28. Vérification au renversement du bloc B.	160
Tableau IV. 29. Vérification au renversement du bloc C.	160
Tableau V.1. 1. Récapitulatif des efforts internes pour les trois blocs A, B et C.	163
Tableau V.1. 2. Armatures longitudinales des poteaux.....	171
Tableau V.1. 3. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	171
Tableau V.1. 4. Récapitulatif des choix des Armatures longitudinales des poteaux.	172
Tableau V.1. 5. Armatures transversales des poteaux.....	172
Tableau V.1. 6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux à l'ELS.	173
Tableau V.1. 7. Vérification des sollicitations normales.....	173
Tableau V.1. 8. Vérification des sollicitations tangentes.	173
Tableau V.2. 2. Ferrailage des poutres principales.	180
Tableau V.2. 3. Ferrailage des poutres secondaires.	181
Tableau V.2. 4. Ferrailage de la poutre noyée.	181
Tableau V.2. 5. Vérification de la section d'armature des poutres.	181
Tableau V.2. 6. Vérification au cisaillement.	182
Tableau V.2. 7. Vérification des armatures aux appuis.....	182
Tableau V.2. 8. Vérification des contraintes des poutres principales.	183
Tableau V.2. 9. Vérification des contraintes des poutres secondaires.	183
Tableau V.2. 10. Vérification des contraintes de la poutre noyée.	183
Tableau V.2. 11. Vérification de la flèche.....	184
Tableau V.2. 12. Vérification des armatures transversales.....	184
Tableau V.3. 1. Sollicitations et contraintes dans les voiles des deux blocs A et B.	194
Tableau V.3. 2. Sollicitations et contraintes dans les voiles du bloc C.....	195
Tableau V.3. 3. Ferrailages et vérifications du bloc A et B.....	196

Tableau V.3. 4. Ferrailages et vérifications du bloc C.	198
Tableau VI.1. 1. Récapitulatif des résultats des contraintes de béton et de l'acier.	203
Tableau VI.1. 2 . Vérification de l'effort tranchant du voile périphérique.	204
Tableau VI.1. 3. Récapitulatif des résultats des sections d'armatures.	204
Tableau VI.2. 1. Hypothèses de calcul.	179
Tableau VI.2. 2. Récapitulatif des surfaces des semelles filantes dans le sens longitudinal.	209
Tableau VI.2. 3. Récapitulatif des surfaces des semelles filantes dans le sens transversal.	209
Tableau VI.2. 4. Vérification au soulèvement du radier.	213
Tableau VI.2. 5. Vérification de la stabilité au renversement.	214
Tableau VI.2. 6. Vérification des contraintes sous charges verticales.	214
Tableau VI.2. 7. Calcul des sollicitations.	216
Tableau VI.2. 8 . Section des armatures du radier.	217
Tableau VI.2. 9. Récapitulatif des résultats des contraintes de béton et de l'acier dans la dalle.	218
Tableau VI.2. 10. Répartition du moment et du ferrailage dans le sens longitudinal.	220
Tableau VI.2. 11. Répartition du moment et du ferrailage dans le sens transversal.	221
Tableau VI.2. 12. Vérification de l'effort tranchant des nervures dans le sens X-X.	223
Tableau VI.2. 13. Vérification de l'effort tranchant des nervures dans le sens Y-Y.	223
Tableau VI.2. 14. Dimensions des semelles filantes.	225
Tableau VI.2. 15. Vérification de la semelle filante au poinçonnement.	226
Tableau VI.2. 16. Vérification des contraintes de la semelle filante.	226
Tableau VI.2. 17. Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.	227
Tableau VI.2. 18. Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.	229

Liste des figures

Figure I. 1. Dimensions de l'ouvrage en plan.	4
Figure I. 2. Dimensions de l'ouvrage en élévation.....	4
Figure I. 3. Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	8
Figure I. 4. Diagramme contrainte-déformation de calcul du béton à l'ELS.	9
Figure I. 5. Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	11
Figure I. 6. Diagramme des contraintes-déformations de l'acier à l'ELS.	11
Figure II.1.1. Plancher terrasse.....	13
Figure II.1. 2. Plancher étage courant, service et commerce.....	14
Figure II.1. 3. Plancher en dalle pleine.....	15
Figure II.1. 4. Acrotère.....	16
Figure II.1. 5. Plancher à corps creux.....	18
Figure II.1. 6. Coupe de voile en élévation.....	20
Figure II.1. 7. Coupe de voile en plan.....	21
Figure II.1. 8. Les charges sur le poteau central du bloc A et B.....	24
Figure II.1. 9. Les charges sur le poteau central du bloc C.....	28
Figure III.1. 1. Poutrelle.....	33
Figure III.1. 2. Ferrailage des poutrelles.....	58
figure III.1. 3. Ferrailage du plancher en corps creux..	59
Figure III.2. 1. Vue d'escalier en trois dimensions.	60
Figure III.2. 2. Types d'escalier à 3 volées.....	60
Figure III.2. 3. Schéma statique de type d'escalier à 3 volées.....	61
Figure III.2. 4. Types d'escaliers à 2 volées.	61
Figure III.2. 5. Schéma statique des types d'escaliers à 2 volées.....	61
Figure III.2. 6. Schéma statique du type 1.....	62
Figure III.2. 7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU.....	67
Figure III.2.8. Diagramme des moments fléchissant à ELU en tenant compte de semi-encastrement.....	67
Figure III.2. 9. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS.....	70
Figure III.2. 10. Diagramme des moments fléchissant à ELS en tenant compte de Semi-encastrement.....	70
Figure III.2. 11. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU.....	73

Figure III.2.12. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS.....	76
Figure III.2.13. Ferrailage de l'escalier type 1 et 6.....	76
Figure III.2.14. Ferrailage de l'escalier type 2.....	76
Figure III.2.15. Ferrailage de l'escalier type 3.....	76
Figure III.2.13. Ferrailage de l'escalier type 4 et 5.....	76
Figure III.2. 17 . Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant d'une poutre palière à ELU.	87
Figure III.2. 18 . Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant d'une poutre palière à ELS.....	87
Figure III.2. 19. Schéma de ferrailage de la poutre palière.	90
Figure III.3. 1. Dalle sur quatre appuis.....	91
Figure III.3. 2. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (cage d'escalier du bloc A et B).....	98
Figure III.3. 3. Dalle sur quatre appuis.....	98
Figure III.3. 4. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (cage d'escalier bloc C).	100
Figure III.3. 5. Schéma du balcon.....	101
Figure III.3. 6. Schéma de ferrailage des panneaux de dalle pleine.....	112
Figure III.4. 1. Ascenseur.	114
Figure III.4. 2 . Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine.	124
Figure III.5. 2.Acrotère.....	125
Figure III.5. 3.Sollicitations sur l'acrotère.....	126
Figure III.5. 4 . Diagramme des moments et des efforts tranchants.....	127
Figure III.5. 5. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	132
Figure IV. 1.Spectre de réponse de calcul du Bloc A.	140
Figure IV. 2. Spectre de réponse de calcul des Blocs B et C.....	140
Figure IV. 3. Distribution des poids de chaque étage.....	141
Figure IV. 4. Disposition des voiles du Bloc A.	144
Figure IV. 5. Disposition des voiles du Bloc B.....	145
Figure IV. 6. Disposition des voiles du Bloc C.....	145
Figure IV. 7. Les trois premiers modes du bloc A.	146
Figure IV. 8. Les trois premiers modes du bloc B.	148
Figure IV. 9. Les trois premiers modes du bloc C.	149
Figure IV. 10. Largeur minimum du joint sismique.....	159
Figure V.1. 1.La zone nodale.....	162
Figure V.1. 2. Disposition des poteaux du Bloc A.....	163
Figure V.2. 1. Disposition des poutres dans le bloc A.	176

Figure V.2. 2. Disposition des poutres dans le bloc B.....	177
Figure V.2. 3. Disposition des poutres dans le bloc C.....	177
Figure V.3. 1. Disposition des armatures verticales dans le voile.	188
Figure V.3. 2. Diagramme d'une section entièrement comprimée.	190
Figure V.3. 3. Diagramme d'une section partiellement comprimée.	190
Figure V.3. 4. Diagramme d'une section entièrement tendue.	190
Figure V.3. 5. Disposition des voiles du Bloc A.....	195
Figure V.3. 6. Disposition des voiles du Bloc B.....	195
Figure V.3. 7. Disposition des voiles du Bloc C.....	196
Figure V.3. 8. Ferrailage du voile.	199
Figure VI. 1. Schéma statique du voile périphérique.....	200
Figure VI. 2. Répartition des contraintes sur le voile.....	201
Figure VI. 3. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	205
Figure VI. 4. Disposition des poteaux du bloc A.....	207
Figure VI. 5. Disposition des semelles filantes sous poteaux du bloc A.....	208
Figure VI. 6. Semelle filante sous poteau (file E).....	208
Figure VI. 7. Zone de contact poteau radier.	211
Figure VI. 8. Ferrailage de la dalle du radier.....	218
Figure VI. 9. Section de la nervure.	219
Figure VI. 10. Ferrailage de la nervure dans le Sens X-X.....	221
Figure VI. 11. Le schéma de la travée à ferrailer.....	221
Figure VI. 12. Ferrailage de raider et de la nervure.	223
Figure VI. 13. La disposition des semelles filantes.....	224
Figure VI. 14. Semelle filante SFP2.....	225
Figure VI. 15. Section de la nervure.....	227
Figure VI. 16. Diagramme des moments fléchissant des semelles filantes sous poteaux.	228
Figure VI. 17. Ferrailage semelle filante sous poteaux.	230
Figure VI. 18. Ferrailage semelle sous voile.	233
Figure VI. 19. Ferrailage de la longrine de la semelle filante.....	235

Notations

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- $\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement.
- τ_u : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_f : Espacement.

- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.



INTRODUCTION



Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons) agglomérés par un liant (ciment).

C'est en **1848** que **LAMBOT** imagina d'associer des barres d'acier et du béton de ciment pour réaliser une barque (exposition universelle de 1855).

En **1906** paraît la première réglementation s'appuyant sur une méthode de calcul dite aux contraintes admissibles.

Jusqu'en **1980**, le béton armé a été calculé par la méthode dite aux contraintes admissibles.

Ces contraintes admissibles étaient définies sur la base des contraintes de rupture ou de limite élastique des matériaux et ensuite on les multipliait par un coefficient de sécurité. Il suffisait ensuite de calculer les contraintes dans l'acier et le béton sous l'effet le plus défavorable des charges et de vérifier que l'on ne dépassait pas ces contraintes admissibles.

En algérie, les structures en BA sont calculées selon le CBA93 basé sur la théorie des états limites et RPA 99/2003.

L'ingénieur du génie civil est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la **sécurité** des vies humaines et des biens matériels. Il doit tenir compte des aspects structuraux, fonctionnels et préserver la **résistance**, l'**économie** (en tenant compte du coût de réalisation), l'esthétique et la fiabilité de l'édifice.

Pour cela les différentes **études** et **règlement** préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion et d'éviter l'endommagement de la structure tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un **système de contreventement** est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux **règles parasismiques**.

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un ensemble immobilier constitué de trois blocs en béton armé à usage multiple qui regroupe commerces, bureaux et logements d'habitation, contreventé par voile porteur.

Dans notre étude, en plus des calculs **statiques** relatifs au prédimensionnement des éléments et au ferrailage des éléments secondaires ayant fait l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon **comportement dynamique** de la structure en testant diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la **bonne disposition** retenue, la structure est soumise au **spectre**

de calcul approprié du Règlement Parasismique Algérien (**RPA99/version2003**). Sa réponse va être étudiée en utilisant le logiciel **ETABS version 9.7.0**. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre cinq. En dernier lieu, nous allons choisir le système de fondation adquat en fonction du rapport du sol et procédé au ferrailage des éléments de l'infrastructure (voile, soutènement et fondation).



CHAPITRE 1

GENERALITES

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**I.1. Présentation de l'ouvrage**

Le projet qui nous a été confié par le bureau d'étude ARCHI-MAX LI ALDIRASSATE consiste à étudier la résistance et la stabilité de trois blocs en béton armé à usage multiple « commerce, service et logements d'habitations » séparés par des joints sismique et joints de dilatation.

- Blocs A et B en 3 sous-sols+RDC+11 étages séparés par un joint de dilatation.
- Bloc C en 3 sous-sols et RDC.

Le terrain destiné à la construction de ce bâtiment se situe au Boulevard «A » section 29 N°44 dans le quartier KADAT « A » dans la ville de Bouira.

D'après la classification du RPA 99 version 2003 la zone d'implantation de ce bâtiment est une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Notre bâtiment est considéré comme un ouvrage courant de grande importance ; classé dans le groupe d'usage 1B puisque sa hauteur dépasse 48m.

I.2. Caractéristique de l'ouvrage

Les blocs A et B sont constitués de :

- Terrasse inaccessible.
- Neuf étages courants à usage d'habitation.
- Deux étages à usage service.
- Un rez-de-chaussée à usage commerce.
- Trois sous-sols.

Leur dimensions sont données comme suit :

- Dimensions en plan :
Suivant la direction X est : $L_x = 16,62$ m.
Suivant la direction Y est : $L_y = 18,00$ m.
- Dimensions en élévation :
Hauteur totale du bâtiment sans acrotère : 54,23m
Hauteur des sous-sols 1,2 et 3 : 4,08m.
Hauteur du rez-de-chaussée : 4,59m.
Hauteur des services 1 et 2 : 3,40m.
Hauteur d'étage courant : 3,06m.

Le bloc C est constitué de :

- Terrasse accessible.
- Un rez-de-chaussée à usage commerce.
- Trois sous-sols.

Les dimensions du bloc C sont données comme suite :

- Dimension en plan :
 Suivant la direction X est : $L_x = 25,92$ m.
 Suivant la direction Y est : $L_y = 18,00$ m.
- Dimension en élévation :
 Hauteur totale du bâtiment : 20,28 m
 Hauteur des sous-sols 1,2 et 3 : 4,08m.
 Hauteur du rez-de-chaussée : 4,59m.

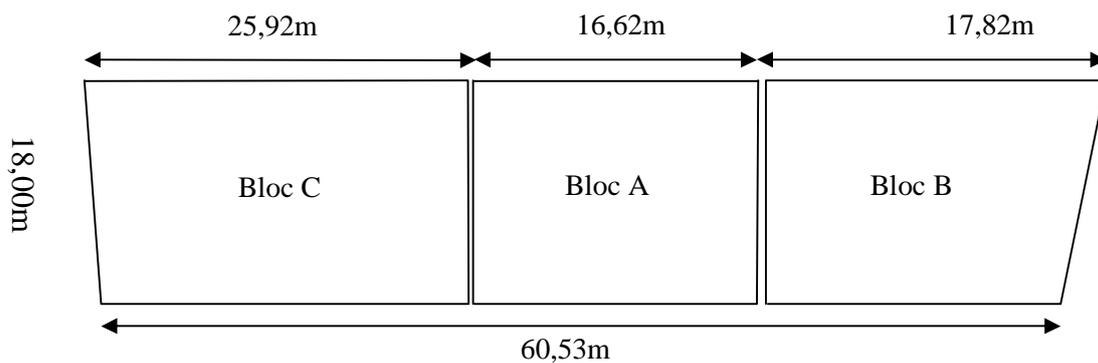


Figure I. 1. Dimensions de l'ouvrage en plan.

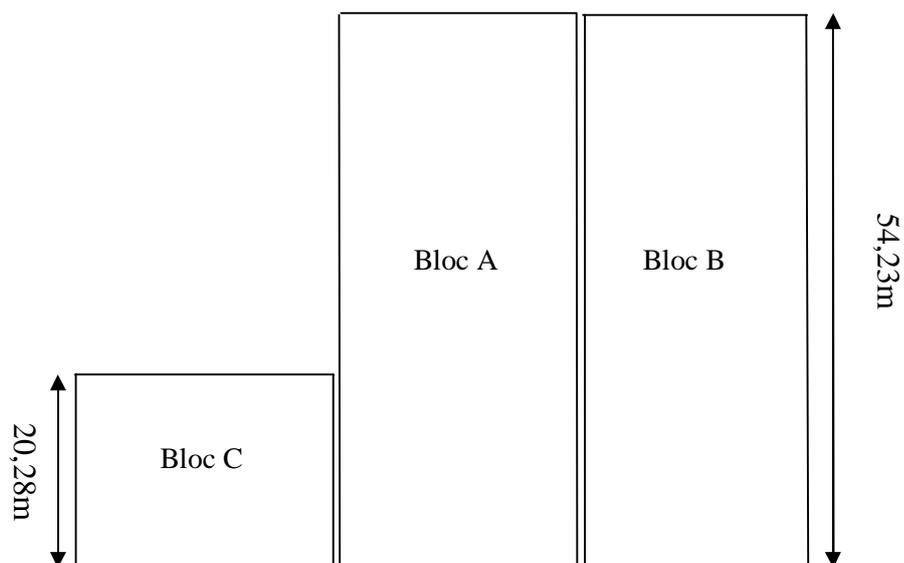


Figure I. 2. Dimensions de l'ouvrage en élévation.

I.3. Conception de la structure

1. **Ossature** : Selon le RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a), tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone considérée, sera contreventé par voiles ou par un système mixte voiles-portiques. Pour notre cas l'ossature des 3 blocs sera **mixte** (voiles-portiques), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.
2. **Planchers** : c'est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et est capable de supporter des charges; les planchers sont des éléments porteurs.

On distingue :

Les planchers en corps creux : constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacée de 65 cm de corps creux (entrevous) et d'une table de compression en béton armé. Ce plancher est généralement utilisé pour des raisons suivantes :

- Diminution du poids de la structure (plancher léger).
- Mise en œuvre facile.
- Isolation thermique et acoustique.

Les planchers en béton armé 'Dalles plaines' : c'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2,3 ou 4 appuis. On utilise ce type de plancher dans certaines zones a cause de la forme quelconque (irrégulière).

3. **Escaliers** : éléments d'ouvrages permettent de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre, notre ouvrage comporte des escaliers a paillasse (Blocs A,B et C).
4. **Balcons** : est une console pratiquée sur la façade du bâtiment et entourée d'une balustrade (garde-corps) qui seront réalisés en dalle pleine.
5. **Ascenseur** : élément mécanique qui sert à faire monter et descendre les usages a travers les différents étages du bâtiment.
6. **L'Acrotère** : la terrasse étant accessible ; le dernier étage est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.
7. **Maçonnerie** : on distingue :

Murs extérieurs : seront réalisés en doubles cloisons (15+10) cm en brique creuses avec une l'ame d'air de 5cm d'épaisseur entre parois.

Murs intérieurs : seront réalisés en simple cloisons de 10cm, ayant comme principale fonction de séparation des espaces et assurer une isolation acoustique.

8. Fondation : c'est un élément joue le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol sous chaque porteur verticale, il existe une fondation. Le type de fondation est choisi en fonction des caractéristiques du sol et de l'ouvrage .

I.4. Système de contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses. Le contreventement de notre structure est assuré par des voiles et des portiques.

I.5. Règlements de calcul

Le calcul et la conception de notre structure sont faits conformément aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 ; le règlement du béton armé aux états limites BAEL 91 modifiées 99 ainsi que le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003.

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Béton

Le béton est un matériau composite constitué par un mélange des granulats (comprennent les sables et les graviers) ; liant hydraulique (ciment) et l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le béton présente une excellente résistance à la compression mais dix fois moindre en traction.

Le dosage pour 1m^3 de béton sera comme suit :

- 350kg de ciment CPJ 45.
- 800l de gravier (8/15) mm ($8\text{mm} \leq \Phi \leq 15\text{mm}$), le gravier doit être dur et propre.
- 400l de sable (0/5) mm ($0\text{mm} \leq \Phi \leq 5\text{mm}$), le sable doit être propre, il ne doit pas comporter ni argile, ni matériaux organiques.
- 175l d'eaux de gâchages, l'eau doit être sans acide.

a) **Résistance à la compression :** (Art 2.1.1.1 BAEL 91).

La résistance caractéristique du béton à la compression f_{cj} à 'j' jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

La résistance à la compression à 'j' jours est donnée par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40MPa$:

$$f_{cj} = \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40MPa$:

$$f_{cj} = \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

b) **Résistance à la traction** : (Art A.2.1.1.2 BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à 'j' jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{ij} = \begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 MPa \\ f_{ij} = 0.275 * (f_{cj})^{2/3} & \text{Si } f_{c28} > 60 MPa \end{cases}$$

$$f_{ij} = 2.1MPa$$

Contrainte ultime de cisaillement : (Art A .5.1.2.1 BAEL91)

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28} ; 4 MPa) = 3.25 MPa \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28} ; 3 MPa) = 2.5 MPa \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

c) Diagramme contrainte-déformation de calcul du béton a l'E.L.U:

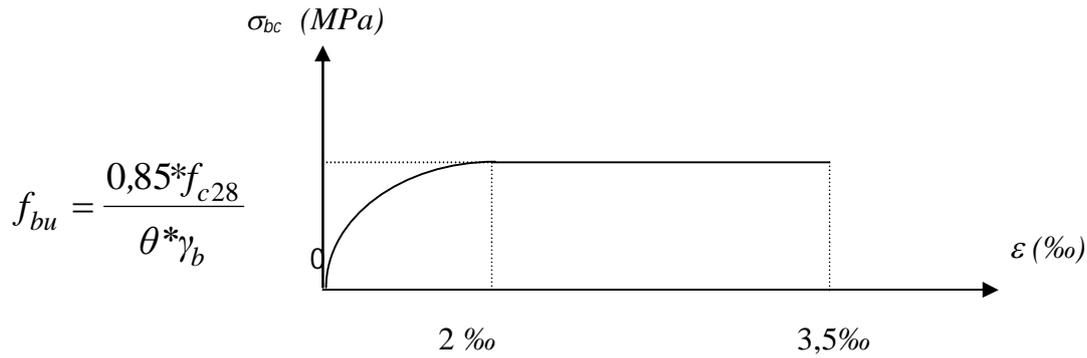


Figure I. 3. Diagramme de calcul contraintes-déformations du béton à l'ELU
(Diagramme parabole/rectangle).

d) Contrainte limite de compression a l'ELU : (Art 4.3.4.1 BAEL91)

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

Tel que :

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée.

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 : \text{situation accidentelle.} \\ \gamma_b = 1.5 : \text{situation courante.} \end{cases}$$

θ : varie en fonction de la durée probable de la combinaison d'action considéré.

$$\begin{cases} \theta = 1.00 & t > 24h \\ \theta = 0.9 & 1h < t < 24h \\ \theta = 0.8 & t < 1h \end{cases}$$

Pour :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$\theta = 1,0$$

⇒ $\sigma_{bc} = f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$

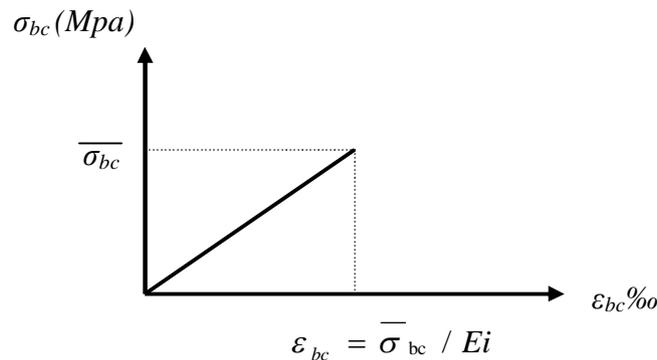
e) **Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton a l'E.L.S:**

Figure I. 4. Diagramme contrainte-déformation de calcul du béton à l'ELS.

f) **La contrainte limite de service en compression du béton :** (Art A.4.5.2 BAEL91)

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

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

g) **Module de déformation longitudinal :**

Le module de Young (d'élasticité) est donné par la formule suivante :

$$E = \frac{\text{contrainte unitaire}}{\text{déformation unitaire}}$$

- Module de déformation instantané E_{ij} : (Art A.2 .1.2.1 BAEL91)

Pour les charges de courtes durées ($t < 24\text{h}$) : $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$

- Module de déformation différé E_{vj} : (Art A.2.1.2.2 BAEL91)

Pour les charges de longues durées ($t > 24\text{h}$) : $E_{vj} = 1/3 E_{ij}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6100 (f_{cj})^{1/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{array} \right.$$

h) **Coefficient de poisson :** (Art A.2.1.3 BAEL91)

Le coefficient de poisson est pris égale a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).} \\ \nu = 0,2 \text{ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).} \end{array} \right.$$

I.6.2. Acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de 10 %).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\,000$ MPa.

Les aciers sont classés suivant l'état de leurs surfaces et leurs nuances :

Tableau I. 1. Caractéristiques des aciers utilisés.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE 400	400	310-490	22
	FeE 500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE 215	215	480	14
	FeE 235	235	550	12
Treillis soudés	FeE 500	500	550	12

❖ caractéristique mécanique de l'acier

a) **Contrainte limite de l'acier a l'ELU** : $\sigma_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec : γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1,15 & \text{situations durables.} \\ \gamma_s = 1 & \text{situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

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

b) Diagramme de calcul contrainte-déformation de l'acier à l'ELU :

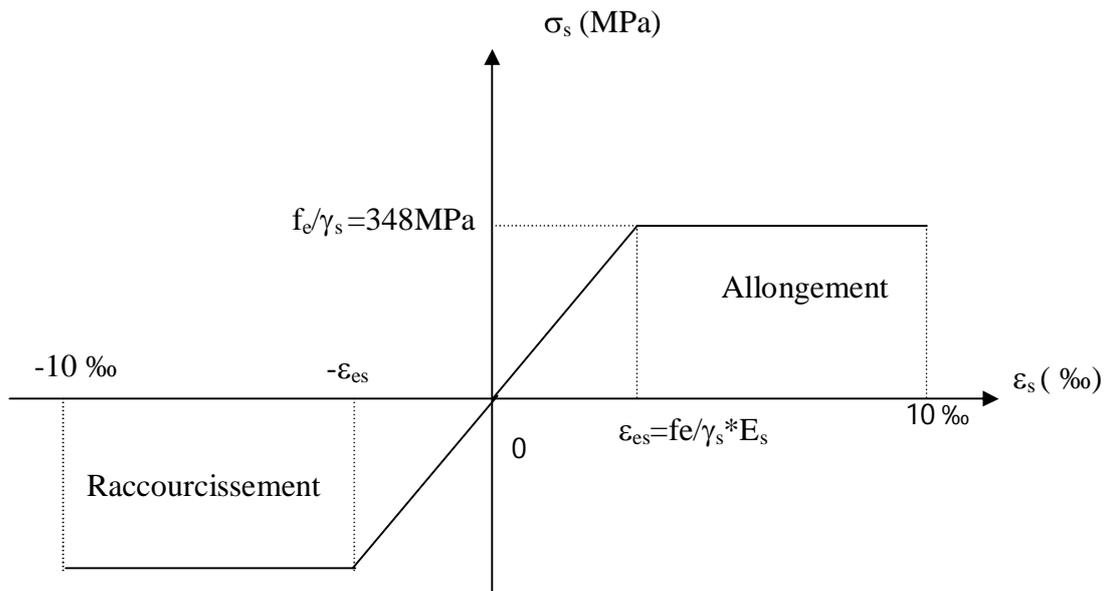


Figure I. 5. Diagramme de calcul contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

c) Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'E.L.S :

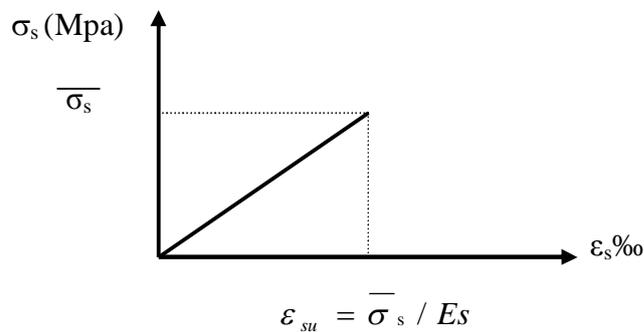


Figure I. 6. Diagramme des contraintes-déformations de l'acier à l'ELS.

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible (BAEL91 /Art 4.5.3.2): pas de limitation (aucune vérification).
- Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4.5.3.3):

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

- Fissuration très préjudiciable (BAEL91/Art 4.5.3.4) :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

η : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{pour les aciers Ronds Lisses (RL),} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les aciers Hautes Adhérences (HA).} \end{array} \right.$$

I.7. Hypothèses de calculs

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Béton :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2,1$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818,86$ MPa.
- ✓ Le module d'élasticité instantanée de béton est : $E_{ij} = 32164,20$ MPa.

Acier :

- ✓ Acier HA FeE 400 « $f_e = 400$ MPa ».
- ✓ Treillis soudés TS HA500 « $f_e = 500$ MPa ».
- ✓ Coefficient d'équivalence Acier/Béton : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$



CHAPITRE 2

PREDIMENTIONNEMENT

II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les recommandations du **RPA 99 version 2003** et du **CBA 93** ainsi que **BAEL 91 modifiée 99**.

II.2. Évaluation des charges et surcharges

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

❖ Plancher terrasse inaccessible (Blocs A, B) :

Tableau II . 1. Charges et Surcharges du plancher terrasse inaccessible.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur	Poids (KN/m ²)
1. Protection en gravillons roulés	20,00	0,05	1,00
2. Etanchéité multicouches	6,00	0,02	0,12
3. Béton forme de pente	22,00	0,05	1,10
4. Isolation thermique en liège	4,00	0,04	0,16
5. Plancher en corps creux	/	0,20+0,04	3,2
6. Enduit plâtre	10,00	0,02	0,20
			G=5,78
			Q=1,00

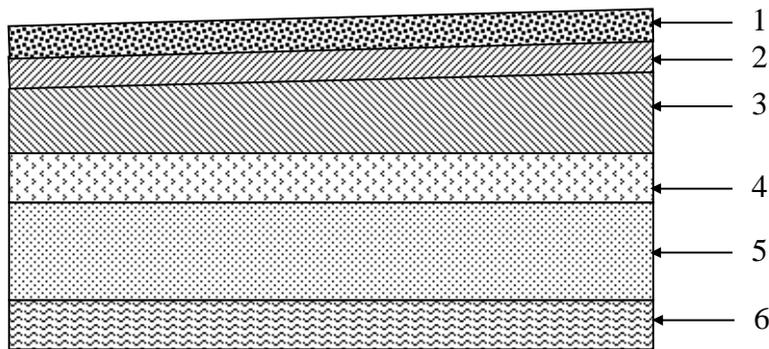


Figure II. 1. Plancher terrasse.

❖ Plancher terrasse accessible (Bloc C) :

Tableau II . 2. Charges et Surcharges du plancher terrasse accessible.

Désignation	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	20,00	0,02	0,40
2. Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
3. Lit de sable	18,00	0,02	0,36
4. Plancher en corps creux	/	0,16+0,04	2.80
5. Enduit plâtre	10,00	0,02	0,20
			G=4,16
			Q=1,5

❖ Planchers étage courant, étage service et commerce (Blocs A, B) :

Tableau II. 3 . Charges et Surcharges du plancher Etage courant, service et commerce.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	20,00	0,02	0,40
2. Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
3. Lit de sable	18,00	0,02	0,36
4. Plancher en corps creux	/	0,20+0,04	3,2
5. Enduit plâtre	10,00	0,02	0,20
6. Cloisons de séparations	10,00	0,1	1
			G = 5,56
			Q_{ec} = 1,50
			Q_{ser} = 2,50
			Q_{com} = 4,00

Q_{ec} : charge d’exploitation d’étage courant usage d’habitation.

Q_{ser} : charge d’exploitation d’étage service usage bureaux.

Q_{com} : charge d’exploitation du RDC à usage commerce.

N.B : pour le blocs C on a un planchers en corps creux a un épaisseur 20cm (16+4) donc la charge permanente égale : G= 5,16 KN/m², pour les charges d’exploitations sont les mêmes que pour les blocs A et B.

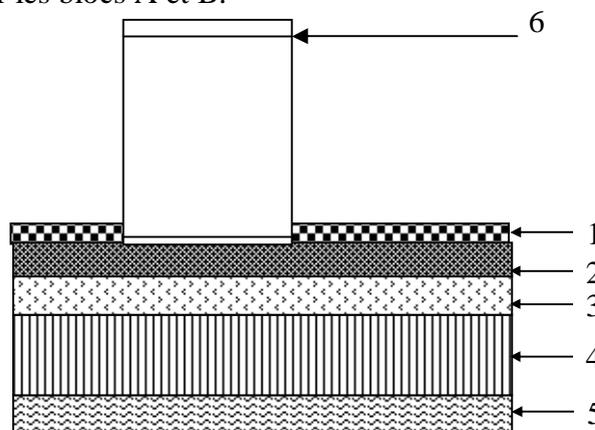


Figure II. 2 .Plancher étage courant, service et commerce.

❖ Dalle pleine (Blocs A, B et C) :

Tableau II. 4. Charges et Surcharges de dalle pleine de balcon et de la cage d’escalier.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	20,00	0,02	0,40
2. Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
3. Lit de sable	18,00	0,02	0,36
4. Dalle pleine	25,00	0,15	3,75
5 Enduit en mortier	18,00	0,02	0,36
6. Cloisons de séparations	10,00	0,1	1,00
			G = 6,27
			Q_{com} = 4,00

❖ Balcon (Blocs A, B)

Tableau II. 5. Charges et Surcharges de dalle pleine de balcon et de la cage d’escalier.

Désignation	Poids volumique(KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1. Revêtement en carrelage	20,00	0,02	0,40
2. Mortier de pose	20,00	0,02	0,40
3. Lit de sable	18,00	0,02	0,36
4. Dalle pleine	25,00	0,15	3,75
5. Enduit en mortier	18,00	0,02	0,36
6. Gard corps	10,00	0,1	1,00
			G = 6,27
			Q = 3,50
			Q_{ce}=1,00

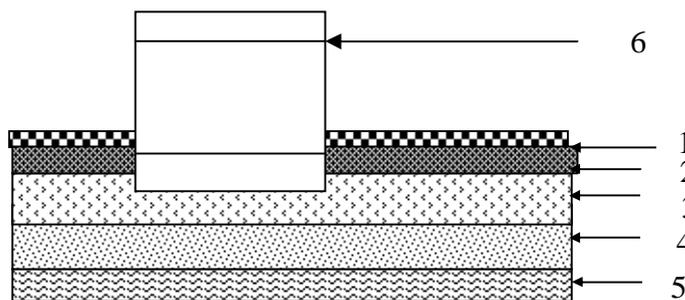


Figure II. 3. Plancher en dalle pleine.

Q_{ce} : Charge d’exploitation de la cage d’escalier.

❖ Acrotère (Blocs A, B et C) :

Exécutée en béton armé coulée sur place, elle a les dimensions suivantes :

Tableau II. 6. Charges et Surcharges de l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Total (KN/ml)
60	10	$(0,6*0,1) + (0,1*0,08) + (0,1*0,02/2) = 0,069$	$0,069*25 = 1,725$	1,725

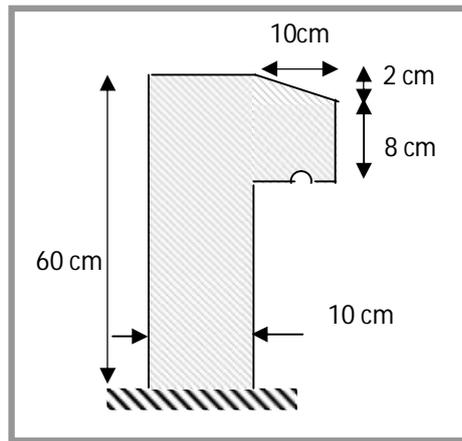


Figure II. 4. Acrotère.

❖ Mur extérieur en double cloison :

Tableau II. 7. Charges et Surcharges de mur en double cloison.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment (extérieur)	18,00	0,02	0,36
Brique creuse	9,00	0,15	1,35
Lame d'air	00,00	0,05	0,00
Brique creuse	9,00	0,10	0,9
Enduit en plâtre (intérieur)	10,00	0,02	0,2
			G = 2,81

❖ Mur intérieur en simple cloison :

Tableau II. 8. Charges et Surcharges de mur en simple cloison.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,2
Brique creuse	9,00	0,10	0,9
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,2
			G = 1,3

II.3. Pré dimensionnement des éléments

II.3.1 : Pré dimensionnement des Planchers

II.3.1.1. Plancher corps creux (Blocs A, B) :

Leur épaisseur dépend, le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance et par conséquent déterminée selon les critères ci-dessous :

- a) Critère isolation thermique et phonique :

Le confort de l'isolation exige une épaisseur minimale de **16cm** : $e \geq 16\text{cm}$

- b) Critère de résistance au feu :

$$\left\{ \begin{array}{ll} e = 7\text{cm} & \text{pour une heure de coupe feu.} \\ e = 11\text{cm} & \text{pour deux heures de coupe feu.} \\ e = 17\text{cm} & \text{pour un coupe feu de quatre heures.} \end{array} \right.$$

On admet: $e = 16\text{cm}$.

- c) Critère de résistance a la flexion :

$$e \geq \min \left(\frac{l_{x \max}}{22,5}; \frac{l_{y \max}}{22,5} \right)$$

l_x : la longueur de la travée entre nus d'appuis suivant x.

l_y : la longueur de la travée entre nus d'appuis suivant y.

$$e \geq \min \left(\frac{488}{22,5}; \frac{470}{22,5} \right) \quad \Rightarrow \quad e \geq \left(\frac{470}{22,5} \right)$$

Donc $e \geq 20,88\text{cm}$.

On adopte un plancher de **24 cm** :

- ✓ 20cm : hauteur du corps creux (hourdis).
- ✓ 4cm : épaisseur de la dalle de compression.

II.3.1.2. Plancher corps creux (Bloc C) :

$$e \geq \min \left(\frac{512}{22,5}; \frac{304}{22,5} \right) \quad \Rightarrow \quad e \geq \left(\frac{304}{22,5} \right)$$

Donc $e \geq 13,51\text{cm}$.

On adopte un plancher de **20 cm** :

- ✓ 16cm : hauteur du corps creux (hourdis).
- ✓ 4cm : épaisseur de la dalle de compression.

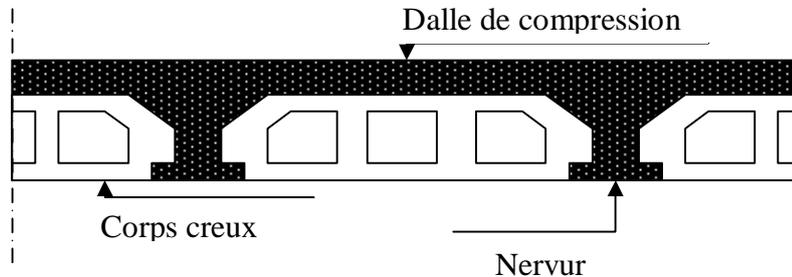


Figure II. 5. Plancher à corps creux.

II.3.2 : Pré dimensionnement des poutres

Une poutre est un élément porteur en béton armé de section rectangulaire, en T ou en I, leur rôle est transmettre les charges aux poteaux.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement se fera selon le BAEL 91 modifiée 99 et les vérifications selon le RPA 99/V2003.

$$\text{Selon le BAEL 91 : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ b_{\min} \geq 0,6h_t \end{array} \right.$$

Avec : h_t : hauteur totale de la poutre.

L : distance entre nus d'appui.

b : largeur de la poutre.

a) Poutres principales :

❖ Blocs A et B:

Le pré dimensionnement des poutres principales se fait en respectant les conditions de BAEL 91 modifiée 99: $L_{\max} = 488\text{cm}$.

D'où :

$$\frac{488}{15} \leq h_t \leq \frac{488}{10} \qquad 32,53\text{cm} \leq h_t \leq 48,8\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h_t = 50\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

❖ Bloc C: $L_{\max} = 512 \text{ cm}$.

$$\frac{512}{15} \leq h_t \leq \frac{512}{10} \qquad 34,13\text{cm} \leq h_t \leq 51,2\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h_t = 50\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

b) Poutres secondaires :

❖ Blocs A et B: $L_{\max} = 470\text{cm}$

$$\frac{470}{15} \leq h_t \leq \frac{470}{10} \qquad 31,33\text{cm} \leq h_t \leq 47\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h_t = 45\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

❖ Bloc C: $L_{\max} = 304\text{cm}$

$$\frac{304}{15} \leq h_t \leq \frac{304}{10} \qquad 20,26\text{cm} \leq h_t \leq 30,4\text{cm}$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h_t = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{cases}$$

➤ Exigence de RPA 99 (Art 7.5.1) :

$b \geq 20\text{cm}$ Vérifiée.

$h \geq 30\text{cm}$ Vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4$ Vérifiée.

Tableau II. 9. Sections des poutres.

<i>Poutres</i>	<i>Blocs A et B</i>	<i>Bloc C</i>
<i>principales (cm²)</i>	30*50	30*50
<i>secondaires (cm²)</i>	30*45	30*35
<i>noyées (cm²)</i>	25*30	25*30

II.3.3 : Pré dimensionnement des voiles (Refends)

Les voiles de contreventements servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. les murs de soutènement servent à soutenir le sol.

D'après le **RPA 99/V2003 (Art 7.7.1)**, les éléments satisfaisants la condition :

$L \geq 4*a$ sont considérés comme des voiles contrairement aux éléments linéaires.

D'où :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

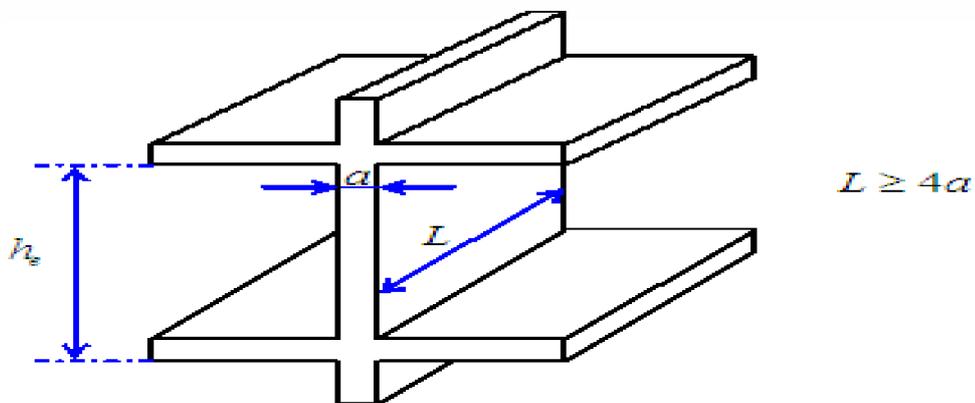


Figure II. 6. Coupe de voile en élévation.

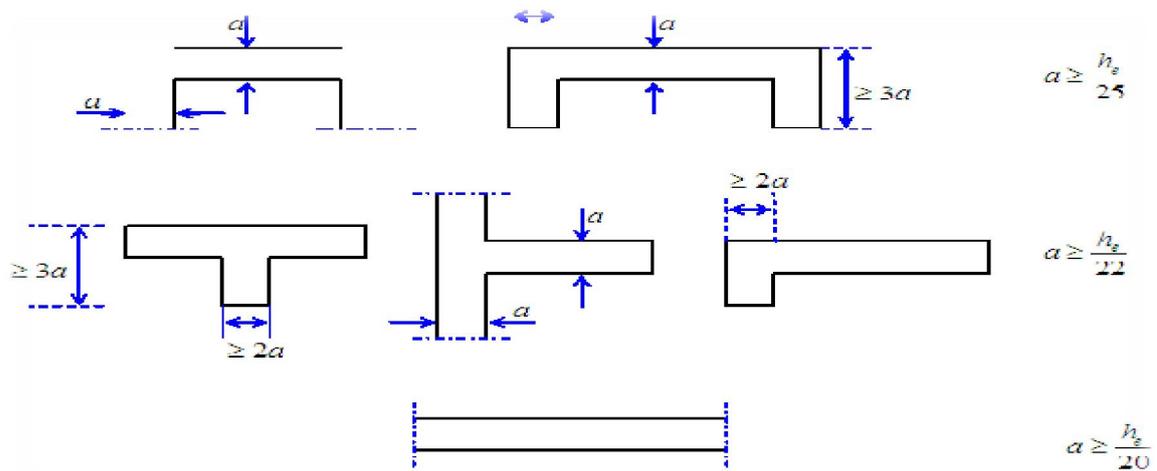


Figure II. 7. Coupe de voile en plan.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 10 .Vérification des conditions du RPA 99.

Forme	Condition	Epaisseur de voile adopté (cm)
<p><u>En I</u></p>	$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right)$ $l \geq 4*a$	L'épaisseur pour tous les étages doit être égale a : a = 20 cm.

II.3.4 : Pré dimensionnement des balcons (Blocs A, B)

L'épaisseur de ces éléments est en fonction de leur portée, elle est déterminer par la

relation suivante : $e \geq \frac{L}{10}$

D'où : **L** : la portée la plus grande d'un balcon (L=150cm).

e : l'épaisseur du balcon.

On adopte une épaisseur de **e =15cm**

II.3.5. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré ; les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en lissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

D'après l'Article B.8.4.1 (CBA 93) l'effort normale ultime Nu agissant sur le poteau s'exprime par la relation suivante :

$$Nu \geq \alpha \left[\frac{Br * fc_{28}}{0,9 * \gamma_b} + A \frac{fe}{\gamma_s} \right]$$

D'après BAEL 91, elles préconisent de prendre la section réduite Br :

D'après RPA 99/V2003 : Zone IIa $A_{min}=0,8\% Br$

$$Br \geq \beta * Nu \left[\frac{1}{((f_{bu} / 0,9) + (fe / \gamma_s)) * 0,85 * 0,8 / 100} \right]$$

Tel que : Br : Section réduite de poteau (en cm²).

A : Section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul.

fc₂₈ = Résistance a la compression = 25 MPa.

f_{bu}= σ_{bc} : Contrainte limite de béton en compression = 14,2 MPa.

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5.

γ_s : Coefficient de sécurité du acier = 1,15.

β= Coefficient dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui reprend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85 * \lambda^2}{1500} \quad \Rightarrow \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

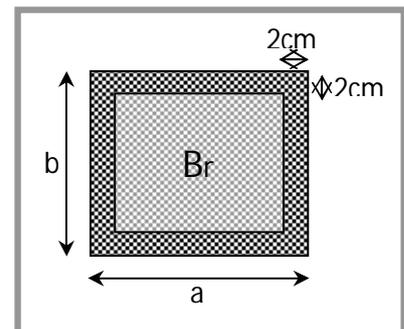
Avec : $\lambda = \frac{\sqrt{12} * l_f}{a}$ (a : la plus petite cote).

On fixe un élanement mécanique λ= 35 pour rester dans le domaine de la compression centrée (simple) d'où β=1,2.

$$Br \geq 0,064 * Nu(MN)$$

Les vérifications des sections se feront suivant trois critères :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Critère de RPA 99/V2003.



a) Critère de résistance :

1. Descente de charge :

- Loi de dégression des surcharges verticales : (Art II.2 / CBA93) :

La loi de dégression verticale des surcharges s'applique aux bâtiments à usage d'habitation (n ≥ 5).

Les règles BAEL 91 modifiée 99 nous imposent d'appliquer la dégression ou des surcharges d'exploitations :

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

Le coefficient : $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour n ≥ 5.

Surcharges Non cumulées

Surcharges cumulées

Q ₀ =1,00KN/m ²	●	Q ₀ (niveau terrasse)=1,00KN/m ²
Q ₁ =Q=1,5KN/m ²	●	Q ₀ + Q =2,5 KN/m ²
Q ₂ =Q	●	Q ₀ + 2Q * 0,95 =3,85 KN/m ²
Q ₃ =Q	●	Q ₀ + 3Q * 0,9 =5,05 KN/m ²
Q ₄ =Q	●	Q ₀ + 4Q * 0,85 =6,10 KN/m ²
Q ₅ =Q	●	Q ₀ + $\frac{3+5}{2*5} * 5Q =7,00$ KN/m ²
Q ₆ =Q	●	Q ₀ + $\frac{3+6}{2*6} * 6Q =7,75$ KN/m ²
Q ₇ =Q	●	Q ₀ + $\frac{3+7}{2*7} * 7Q =8,50$ KN/m ²
Q ₈ =Q	●	Q ₀ + $\frac{3+8}{2*8} * 8Q =9,25$ KN/m ²
Q ₉ =Q	●	Q ₀ + $\frac{3+9}{2*9} * 9Q =10,00$ KN/m ²
Q ₁₀ (bureaux)	●	Q ₀ + ($\frac{3+9}{2*9} * 9Q$)+Q ₁₀ =12,50 KN/m ²
Q ₁₁ (bureaux)	●	Q ₀ + ($\frac{3+9}{2*9} * 9Q$)+Q ₁₀ +Q ₁₁ =15,00 KN/m ²
Q ₁₂ (commerce)	●	Q ₀ + ($\frac{3+9}{2*9} * 9Q$)+Q ₁₀ +Q ₁₁ +Q ₁₂ =19,00 KN/m ²
Q ₁₃ =Q ₁₂ (s/sol)	●	Q ₀ + ($\frac{3+9}{2*9} * 9Q$)+Q ₁₀ +Q ₁₁ +Q ₁₂ +Q ₁₃ =23,00 KN/m ²
Q ₁₄ (s/sol)	●	Q ₀ + ($\frac{3+9}{2*9} * 9Q$)+Q ₁₀ +Q ₁₁ +Q ₁₂ +Q ₁₃ +Q ₁₄ =27,00 KN/m ²
Q ₁₅ (s/sol)	●	

➤ Critère du RPA99/V2003:

L'article 7.4.1 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

$$\text{Pour zone IIa : } \begin{cases} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} & (\text{Poteau carrés}). \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}. \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases}$$

Toutes ces conditions sont vérifiées mais pour des raisons de facilité de réalisation on choisit une section uniforme soit celle du poteau le plus sollicité.

❖ Bloc A et B :

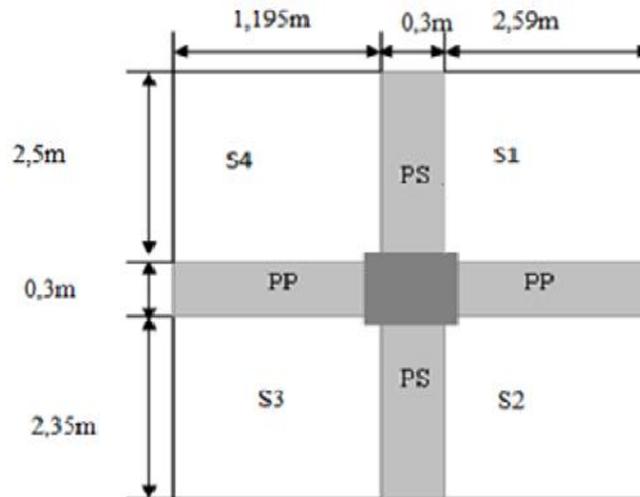


Figure II. 8. Les charges sur le poteau central du bloc A et B.

➤ Calcul des surfaces d'influence pour le poteau centrale :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S = (2,59 * 2,35) + (1,195 * 2,35) + (2,59 * 2,5) + (1,195 * 2,5).$$

$$S = 18,36 \text{ m}^2.$$

➤ Les charges revenant au poteau central:

Niveau terrasse :

$$\text{Plancher : } G = 5,78 * 18,36 = 106,10 \text{ KN.}$$

$$\text{Poutres : PP : } G = 0,3 * 0,50 * 3,749 * 25 = 14,05 \text{ KN.}$$

$$\text{PS : } G = 0,3 * 0,45 * 4,85 * 25 = 16,37 \text{ KN.}$$

$$\text{Surcharge: } Q = 1,00 * 18,36 = 18,36 \text{ KN.}$$

$$\text{NG} = 136,52 \text{ KN} \quad ; \quad \text{NQ} = 18,36 \text{ KN}$$

Niveau étage d'habitation: Plancher : $G = 5,56 * 18,36 = 102,08 \text{ KN}$.
 Poutres : $G = 30,42 \text{ KN}$.
 Surcharge : $Q_{EC} = 1,50 * 18,36 = 27,54 \text{ KN}$.
NG= 132,5 KN ; NQ= 27,54 KN

Niveau étage service : Plancher : $G = 5,56 * 18,36 = 102,08 \text{ KN}$.
 Poutres : $G = 30,42 \text{ KN}$.
 Surcharge : $Q_S = 2,50 * 18,36 = 45,9 \text{ KN}$.
NG= 132,5 KN ; NQ= 45,9 KN

Niveau étage commerce: Plancher : $G = 5,56 * 18,36 = 102,08 \text{ KN}$.
 Poutres : $G = 30,42 \text{ KN}$.
 Surcharge : $Q_C = 4,00 * 18,36 = 73,44 \text{ KN}$.
NG= 132,5 KN ; NQ= 73,44 KN

Niveau S/Sol : Plancher : $G = 5,56 * 18,36 = 102,08 \text{ KN}$.
 Poutres : $G = 30,42 \text{ KN}$.
 Surcharge: $Q_C = 4,00 * 18,36 = 73,44 \text{ KN}$.
NG= 132,5 KN ; NQ= 73,44 KN

Selon l'article B.8.1.1 (CBA 93), on doit majorer l'effort de compression ultime N_u à 10% pour les poteaux voisin des poteaux de rive: $N_u = 1,1*(1,35*G + 1,5*Q)$.

➤ **Exemple de calcul :**

Poteau du niveau sous-sol 3 :

$G=102,08\text{KN} ; Q= 73,44\text{KN}$

✓ L'effort normal N_u : $N_u = 1,1*(1,35*NG + 1,5*NQ)$.

$$\left\{ \begin{array}{l} NG= G_{\text{plancher s/sol 3}} + G_{11\text{etages}} + P_{pp} + P_{PS} + P_{\text{poteaux}} \\ = 102,07 + 1783,39 + 14,05 + 16,37 + 25,71 = 1941,59\text{KN}. \\ NQ=Q_{12} = 348,79\text{KN}. \end{array} \right.$$

$N_u = 1,1*(1,35*1941,39 + 1,5*348,79) = 3458,77\text{KN}$.

✓ Calcul de la section réduite B_r : $Br \geq \beta * Nu \left[\frac{1}{((fbu / 0,9) + (fe / \gamma_s)) * 0,85 * 0,8 / 100} \right]$

$$Br \geq 1,2 * 3458,77 \left[\frac{1}{((14,2 / 0,9) + (400 / 1,15)) * 0,85 * 0,8 / 100} \right]$$

$$Br \geq 0,2283m^2$$

✓ Calcul la cote a: $Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$

$$B_r = (a - 0,02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 0,02 \Rightarrow a = 47,78cm$$

✓ Calcul la cote b: $Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$

$$b = \frac{B_r}{a - 0,02} + 0,02 \Rightarrow b = 47,78cm$$

La section du béton de poteau du niveau sous-sol 3 (a*b) : **B= (60*60) cm²**

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 11. Sections des poteaux des deux blocs A et B.

Niveaux	G Plancher(KN)	NG (KN)	Q(KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	1,1*Nu (KN)	Nu (MN)	Br (m2)	RACINE (Br)	a (m)	a (cm)	B (cm2)	P poteau
11	106,10	136,53	18,36	18,36	211,85	233,04	0,2330	0,0154	0,1240	0,1440	14,40	40*40	12,24
10	102,07	281,27	27,54	45,89	448,55	493,40	0,4934	0,0326	0,1805	0,2005	20,05	40*40	12,24
9	102,07	426,00	27,54	70,68	681,11	749,22	0,7492	0,0494	0,2224	0,2424	24,24	40*40	12,24
8	102,07	570,73	27,54	92,70	909,55	1000,50	1,0005	0,0660	0,2570	0,2770	27,70	45*45	15,49
7	102,07	718,72	27,54	111,98	1138,24	1252,06	1,2521	0,0826	0,2875	0,3075	30,75	45*45	15,49
6	102,07	866,70	27,54	128,50	1362,80	1499,08	1,4991	0,0989	0,3145	0,3345	33,45	45*45	15,49
5	102,07	1014,69	27,54	142,27	1583,23	1741,56	1,7416	0,1149	0,3390	0,3590	35,90	50*50	19,13
4	102,07	1166,31	27,54	156,04	1808,57	1989,43	1,9894	0,1313	0,3624	0,3824	38,24	50*50	19,13
3	102,07	1317,93	27,54	169,80	2033,91	2237,30	2,2373	0,1477	0,3843	0,4043	40,43	50*50	19,13
2	102,07	1469,55	27,54	183,57	2259,25	2485,17	2,4852	0,1640	0,4050	0,4250	42,50	55*55	23,14
1	102,07	1625,18	45,89	229,47	2538,19	2792,01	2,7920	0,1843	0,4293	0,4493	44,93	55*55	25,71
RDC	102,07	1783,39	45,89	275,36	2820,61	3102,67	3,1027	0,2048	0,4525	0,4725	47,25	55*55	25,71
S/SOL3	102,07	1941,59	73,43	348,79	3144,33	3458,77	3,4588	0,2283	0,4778	0,4978	49,78	60*60	41,31
S/SOL2	102,07	2115,40	73,43	422,22	3489,11	3838,02	3,8380	0,2533	0,5033	0,5233	52,33	60*60	36,72
S/SOL1	102,07	2284,61	73,43	495,65	3827,69	4210,46	4,2105	0,2779	0,5272	0,5472	54,72	60*60	36,72

❖ Bloc C :

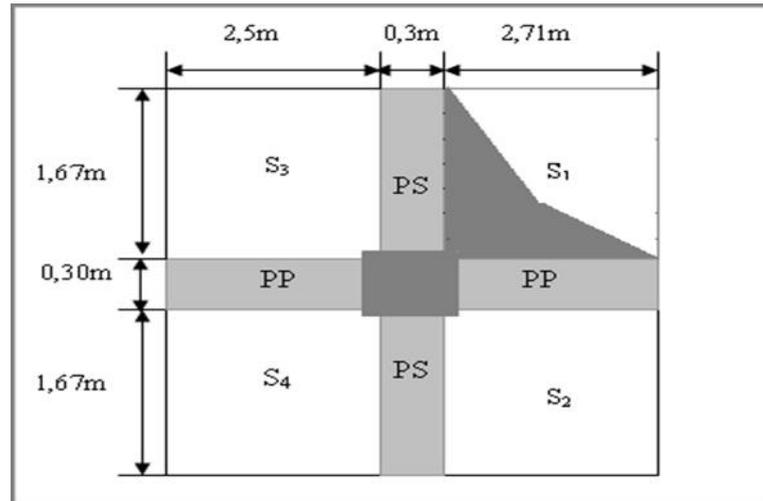


Figure II. 9. Les charges sur le poteau central du bloc C.

➤ Calcul des surfaces d'influence pour le poteau centrale :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

$$S = (2,71 * 1,67) + (2,71 * 1,67) + (2,5 * 1,67) + (2,5 * 1,67).$$

$$S = 17,40 \text{ m}^2.$$

➤ Les charges revenant au poteau central :

Niveau terrasse :

Plancher : $G = 4,56 * 17,40 = 79,34 \text{ KN}.$

Poutres : PP : $G = 0,50 * 0,45 * 5,21 * 25 = 29,31 \text{ KN}.$

PS : $G = 0,35 * 0,30 * 3,34 * 25 = 8,77 \text{ KN}.$

Surcharge : $Q = 1,50 * 17,40 = 26,1 \text{ KN}.$

NG= 117,42 KN ; NQ= 26,1 KN

Niveau étage commerce:

Plancher : $G = 5,16 * 17,40 = 89,79 \text{ KN}.$

Poutres : $G = 38,08 \text{ KN}.$

Surcharge : $Q_C = 4,00 * 17,40 = 69,60 \text{ KN}.$

NG= 127,17 KN ; NQ= 69,60 KN

Niveau S/Sol :

Plancher : $G = 5,56 * 18,36 = 102,08 \text{ KN}.$

Poutres : $G = 30,42 \text{ KN}.$

Surcharge : $Q_C = 4,00 * 18,36 = 73,44 \text{ KN}.$

NG= 132,5 KN ; NQ= 73,44 KN

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 12 . Sections des poteaux du bloc C.

<i>Niveaux</i>	<i>G Plancher(KN)</i>	<i>NG (KN)</i>	<i>Q(KN)</i>	<i>NQ (KN)</i>	<i>Nu (KN)</i>	<i>1,1*Nu (KN)</i>	<i>Nu (MN)</i>	<i>Br (m2)</i>	<i>RACINE (Br)</i>	<i>a (m)</i>	<i>a (cm)</i>	<i>B(cm2)</i>	<i>P poteau</i>
RDC	79,35	107,66	17,40	17,40	171,437	188,581	0,18858	0,0124	0,1116	0,1316	13,16	40*40	18,36
S/SOL3	89,79	244,11	69,61	87,01	460,061	506,067	0,50607	0,0334	0,1828	0,2028	20,28	40*40	16,36
S/SOL2	89,79	378,57	69,61	156,61	745,985	820,584	0,82058	0,0542	0,2327	0,2527	25,27	40*40	16,32
S/SOL1	89,79	512,98	43,50	200,12	992,703	1091,973	1,09197	0,0721	0,2685	0,2885	28,85	40*40	16,32

Remarque:

D'après le **RPA99 / version 2003 (art 7.4.1)**, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et ceux de rive, des sections identiques à celles des poteaux centraux, et cela pour une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Il est évident que d'autres calculs relatifs aux autres poteaux auraient conduit à des sections transversales inférieures à celles déterminées pour le poteau étudié, mais pour des raisons pratiques, nous avons préféré garder les mêmes sections pour tous les poteaux du même niveau.

1. Vérification du critère de résistance :

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

$$\text{Telle que : } \sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 13 . Vérification du critère de résistance.

<i>Blocs</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Nu (MN)</i>	<i>B(m²)</i>	<i>σ_{bc} (MPa)</i>	<i>observation</i>
<i>A et B</i>	<i>S/SOL3</i>	4,2105	0,3600	11,70	<i>Vérifiée</i>
	<i>S/SOL2</i>	3,8380		10,66	<i>Vérifiée</i>
	<i>S/SOL1</i>	3,4588		9,61	<i>Vérifiée</i>
	<i>RDC</i>	3,1027	0,3025	10,26	<i>Vérifiée</i>
	<i>1</i>	2,7920		9,24	<i>Vérifiée</i>
	<i>2</i>	2,4852		8,22	<i>Vérifiée</i>
	<i>3</i>	2,2373	0,2500	8,96	<i>Vérifiée</i>
	<i>4</i>	1,9894		7,96	<i>Vérifiée</i>
	<i>5</i>	1,7416		6,97	<i>Vérifiée</i>
	<i>6</i>	1,4991	0,2025	7,41	<i>Vérifiée</i>
	<i>7</i>	1,2521		6,19	<i>Vérifiée</i>
<i>8</i>	1,0005	4,94		<i>Vérifiée</i>	
<i>9</i>	0,7492	0,1600	4,69	<i>Vérifiée</i>	
<i>10</i>	0,4934		3,09	<i>Vérifiée</i>	
<i>11</i>	0,2332		1,46	<i>Vérifiée</i>	
<i>C</i>	<i>S/SOL3</i>	1,0920	0,1600	6,82	<i>Vérifiée</i>
	<i>S/SOL2</i>	0,8206		5,13	<i>Vérifiée</i>
	<i>S/SOL1</i>	0,5060		3,16	<i>Vérifiée</i>
	<i>RDC</i>	0,1886		1,18	<i>Vérifiée</i>

2. Critère de la stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

➤ Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} * l_f}{b} \quad \text{Pour le poteau rectangulaire.}$$

Avec l_f : longueur de flambement qui est fonction des conditions d'appuis, comme dans notre cas : $l_f = 0.7 l_0$ (encastrement, poteau a l'intérieur du bâtiment a étage).

Les calculs des élanements sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 14. Calculs des élanements.

Blocs	Section	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ
A et B	60*60	408	285,6	16,47
	55*55	459	321,3	20,23
	55*55	340	238	14,97
	50*50	306	214,2	14,82
	45*45	306	214,2	16,47
	40*40	306	214,2	18,53
C	40*40	408	285,6	23,73
	40*40	459	321,3	27,82

On remarque que les élanements sont toujours inférieurs à 50, donc :

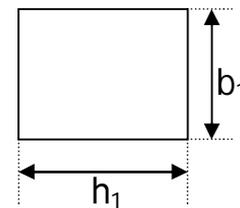
$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

3. Vérification des conditions RPA99/2003:

En étant dans la zone IIa, il faut vérifier les conditions de **RPA 99/version 2003 (art 7.4.1)** :

Pour les poteaux rectangulaires ou carrée :

- $\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$
- $\text{Min} (b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(2)$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \dots\dots\dots (3)$



Les résultats de vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 15. Exigence de RPA 99 / version 2003 pour poteau rectangulaire.

<i>Blocs</i>	<i>Niveaux</i>	<i>Section</i>	<i>Condition (1)</i>	<i>Condition (2)</i>	<i>Condition (3)</i>	<i>Observation</i>
<i>A et B</i>	<i>S/SOL 1, 2 et 3</i>	60*60	$60 \geq 25$	$60 \geq 20,4$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>
	<i>RDC</i>	55*55	$55 \geq 25$	$55 \geq 22,95$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>
	<i>1^{er}, 2^{eme} services</i>	55*55	$55 \geq 25$	$55 \geq 17$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>
	<i>1^{eme}, 2^{eme} et 3^{eme} étages</i>	50*50	$50 \geq 25$	$50 \geq 15,3$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>
	<i>4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étages</i>	45*45	$45 \geq 25$	$45 \geq 15,3$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>
	<i>7^{eme}, 8^{eme}, 9^{eme} et 10^{em} étages</i>	40*40	$40 \geq 25$	$40 \geq 15,3$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>
<i>C</i>	<i>S/Sol 1, 2 et 3</i>	40*40	$40 \geq 25$	$40 \geq 20,4$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>
	<i>RDC</i>	40*40	$40 \geq 25$	$40 \geq 22,95$	$0,25 < 1 \leq 4$	<i>Vérifiée</i>



CHAPITRE 3

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. ETUDE DES PLANCHERS

III.1.1. Introduction

Les planchers sont des aires généralement planes, destinés à limiter les étages. Leurs fonctions principales peuvent être résumées en :

- Une fonction de résistance mécanique : ils doivent supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée conjointement avec un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre structure nous avons opté pour des planchers à corps creux pour des raisons économiques et esthétiques.

III.1.2. Disposition et prédimensionnement des poutrelles

- Disposition :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

1. Critère de la plus petite portée.
2. Critère de la continuité.

- Prédimensionnement :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en T dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec : $b_1 \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$

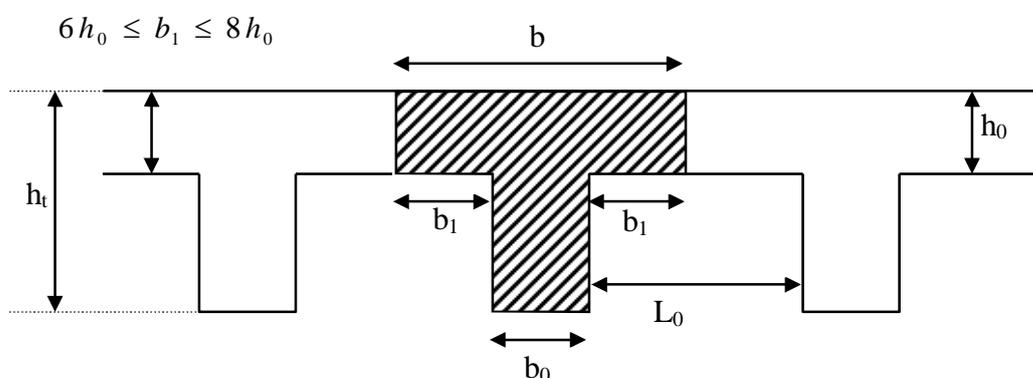


Figure III.1. 1. Poutrelle.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = ?$$

$$b_1 = ?$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$l_x = b - b_0 = 53 \text{ cm}$$

$$l_y = 548 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } b_1 \leq \min \left(\frac{53}{2}; \frac{548}{10} \right) = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = [12 + (2 * 26,5)] = 65 \text{ cm}$$

III.1.3. Méthodes de calcul

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études s'effectuent selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A) La méthode forfaitaire : (BAEL99, Art B.6.2.21)

- Conditions d'application de la méthode :
 - ❖ Plancher à surcharge modérée, $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$.
 - ❖ Les portées successives sont dans le rapport compris entre 0,8 et 1,25.
 - ❖ Le moment d'inertie est constant dans tous les travées.
 - ❖ La fissuration est peu nuisible.

- Exposé de la méthode :

Soit : **G** : la charge permanente du plancher.

Q : la charge d'exploitation du plancher.

- ❖ $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$; le degré de surcharge du plancher.
- ❖ Soit M_0^i les moments maximaux dans chaque travée isostatique.
- ❖ calcul des moments aux niveaux des appuis (M_a) en fonction de M_0 :

- 0 au niveau de l'appui de rive.
- -0,6M₀ au niveau de l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées.
- -0,5M₀ sur le 1er appui intermédiaire d'une poutre à plusieurs travées et -0,4M₀ sur tous les appuis internes.

Avec : $M_0 = \max(M_0^i; M_0^{i+1})$

➤ Calcul des moments aux niveaux des travées (M_t) :

- On vérifie les conditions suivantes :

$$1. M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * \alpha) ; 1.05] M_0$$

M_g, M_d : sont les moments sur les appuis de gauche et droite de chaque travée considérée.

$$2. \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 * \alpha}{2} M_0 & \Rightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 * \alpha}{2} M_0 & \Rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

Et on choisit le maximum entre les deux conditions.

➤ Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants hyperstatiques V sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques V₀ sauf sur les 1ers appuis intermédiaires ou :

$$V = \begin{cases} 1.15V_0 & \Rightarrow \text{si la poutre est à deux travées.} \\ 1.10V_0 & \Rightarrow \text{si la poutre a plus de deux travées.} \end{cases}$$

Avec : $V_0 = \frac{PL}{2}$

B) La méthode de Caquot : (BAEL99, Art B.6.2.22)

- Conditions d'application de la méthode :

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux plancher à surcharges élevée :

$$Q \geq \min(2G; 5) KN / m^2$$

Si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite \Rightarrow on applique la méthode de Caquot minorée, la on remplace la charge permanent G par $G' = \frac{2}{3}G$ pour le calcul des moments au niveau des appuis seulement.

- Exposé de la méthode :

Calculer les moments aux niveaux des appuis (M_a) sont données par l'expression suivante :

$$M_a^i = -\frac{q_w * l_w'^3 + q_e * l_e'^3}{8,5 * (l_w' + l_e')}$$

Avec : M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

$q_w; q_e$: étant le chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$l_w'; l_e'$: étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} \mathbf{0.8L} : \text{Travée intermédiaire.} \\ \mathbf{L} : \text{Travée de rive.} \end{cases}$$

- Les moments en travées:

$$M_t = M_w - V_w * x_0 - \frac{q x_0^2}{2} \quad \Rightarrow \quad x_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

- Les l'effort tranchant:

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \quad ; \quad V_e = V_w + ql$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

III.1.4. Détermination des efforts internes

III.1.4.1. Types de poutrelles

Tableau III.1. 1. Les différents types de poutrelles.

Blocs	Type	Schéma statique
A et B	1 ^{er} Type	
	2 ^{ème} Type	
	3 ^{ème} Type	
	4 ^{ème} Type	
	5 ^{ème} Type	
	6 ^{ème} Type	
	7 ^{ème} Type	
	8 ^{ème} Type	
C	9 ^{ème} Type	
	10 ^{ème} Type	
	11 ^{ème} Type	

III.1.4.2. Charge et surcharge et la combinaison de charge

$$ELU : q_u = (1,35 * G + 1,5 * Q) * 0,65$$

$$q_u' = \left(1,35 * \frac{2}{3} G + 1,5Q \right) * 0,65$$

$$ELS : q_{ser} = (G + Q) * 0,65$$

$$q_{ser}' = \left(\frac{2}{3} G + Q \right) * 0,65$$

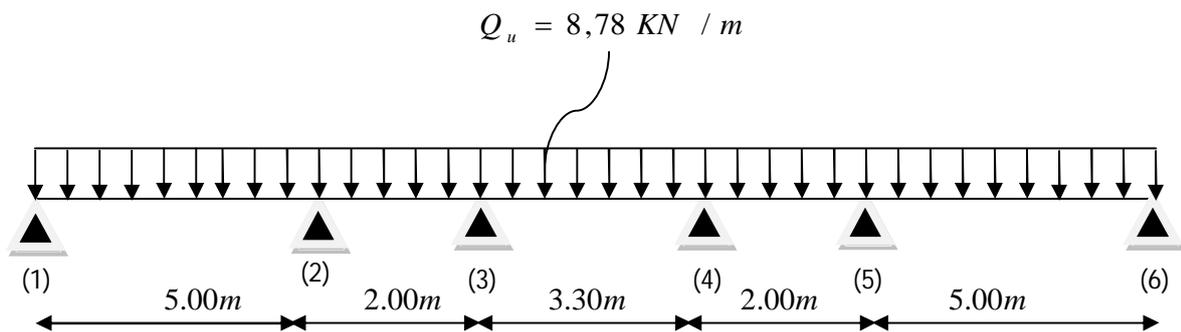
Tous les résultats des trois Blocs A, B et C sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. 2. Charges et surcharges sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q' _u (KN/m)	q' _{ser} (KN/m)	q _u (KN/m)	q _{ser} (KN/m)
Terrasse inaccessible	5,78	1,00	4,36	3,15	6,05	4,41
Etage courant	5,56	1,50	4,72	3,38	6,34	4,59
Etage service	5,56	2,50	5,69	4,04	7,32	5,24
RDC ; S/Sol3	5,56	4,00	7,15	5,01	8,78	6,21
Terrasse accessible	4,56	1,50	4,13	2,95	5,46	3,94

III.1.5. Exemple de calcul

❖ Calcul de la poutrelle type1 du bloc A et B (L'étage S/Sol ; RDC) :



Le rapport des travées $\frac{l_i}{l_{i+1}}$ montre une valeur $\frac{5,00}{2,00} = 2,50$ n'appartenant pas à l'intervalle [0,8 ; 1,25], on applique donc la méthode de Caquot minorée.

❖ Calcul à l'ELU :

Les données de calcul à l'ELU sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1. 3. Les données de calcul à l'ELU.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$Q_U (KN/m)$	8,78	8,78	8,78	8,78	8,78	
$L(m)$	5,00	2,00	3,30	2,00	5,00	
$L'(m)$	5,00	1,6	2,64	1,6	5,00	
Appuis	1	2	3	4	5	6
$Q_U (KN/m)$	7,15	7,15	7,15	7,15	7,15	7,15
$L_w'(m)$	0	5,00	1,60	2,64	1,60	5,00
$L_e'(m)$	5,00	1,60	2,64	1,60	5,00	0

• **Moments aux appuis :**

$$M_a^1 = M_a^6 = 0$$

$$M_a^2 = -\frac{(7,15 * 1,6^3) + (7,15 * 5,00^3)}{8,5(1,6 + 5,00)} = -16,45 KN.m$$

$$M_a^3 = -\frac{(7,15 * 1,6^3) + (7,15 * 2,64^3)}{8,5(1,6 + 2,64)} = -4,46 KN.m$$

$$M_a^4 = -\frac{(7,15 * 2,64^3) + (7,15 * 1,6^3)}{8,5(2,64 + 1,6)} = -4,46 KN.m$$

$$M_a^5 = -\frac{(7,15 * 1,6^3) + (7,15 * 5,00^3)}{8,5(1,6 + 5,00)} = -16,45 KN.m$$

• **Effort tranchant en travée :**

$$V_w^{1-2} = \frac{0 + 16,45}{5,00} - \frac{8,78 * 5,00}{2} = -18,66 KN$$

$$V_e^{1-2} = -18,66 + 8,78 * 5,00 = 25,24 KN$$

$$V_w^{2-3} = \frac{-16,45 + 4,46}{2,00} - \frac{8,78 * 2,00}{2} = -14,78 KN$$

$$V_e^{2-3} = -14,78 + 8,78 * 2,00 = 2,78 KN$$

$$V_w^{3-4} = \frac{-4,46 + 4,46}{3,30} - \frac{8,78 * 3,30}{2} = -14,49 KN$$

$$V_e^{3-4} = -14,49 + 8,78 * 3,30 = 14,49 KN$$

$$V_w^{4-5} = \frac{-4,46 + 16,45}{2,00} - \frac{8,78 * 2,00}{2} = -2,78KN$$

$$V_e^{4-5} = -2,78 + 8,78 * 2,00 = 14,78KN$$

$$V_w^{5-6} = \frac{-16,45 + 0}{5,00} - \frac{8,78 * 5,00}{2} = -25,24KN$$

$$V_e^{5-6} = -25,24 + 8,78 * 5,00 = 18,66KN$$

• **Moment en travée :**

$$x_0^{1-2} = \frac{18,66}{8,78} = 2,13m \Rightarrow M_t^{1-2} = 0 - (-18,66 * 2,13) - \frac{8,78 * 2,13^2}{2} = 19,83KN.m$$

$$x_0^{2-3} = \frac{14,78}{8,78} = 1,68m \Rightarrow M_t^{2-3} = -16,45 - (-14,78 * 1,68) - \frac{8,78 * 1,68^2}{2} = -4,01KN.m$$

$$x_0^{3-4} = \frac{14,49}{8,78} = 1,65m \Rightarrow M_t^{3-4} = -4,46 - (-14,49 * 1,65) - \frac{8,78 * 1,65^2}{2} = 7,50KN.m$$

$$x_0^{4-5} = \frac{2,78}{8,78} = 0,32m \Rightarrow M_t^{4-5} = -4,46 - (-2,78 * 0,32) - \frac{8,78 * 0,32^2}{2} = -4,01KN.m$$

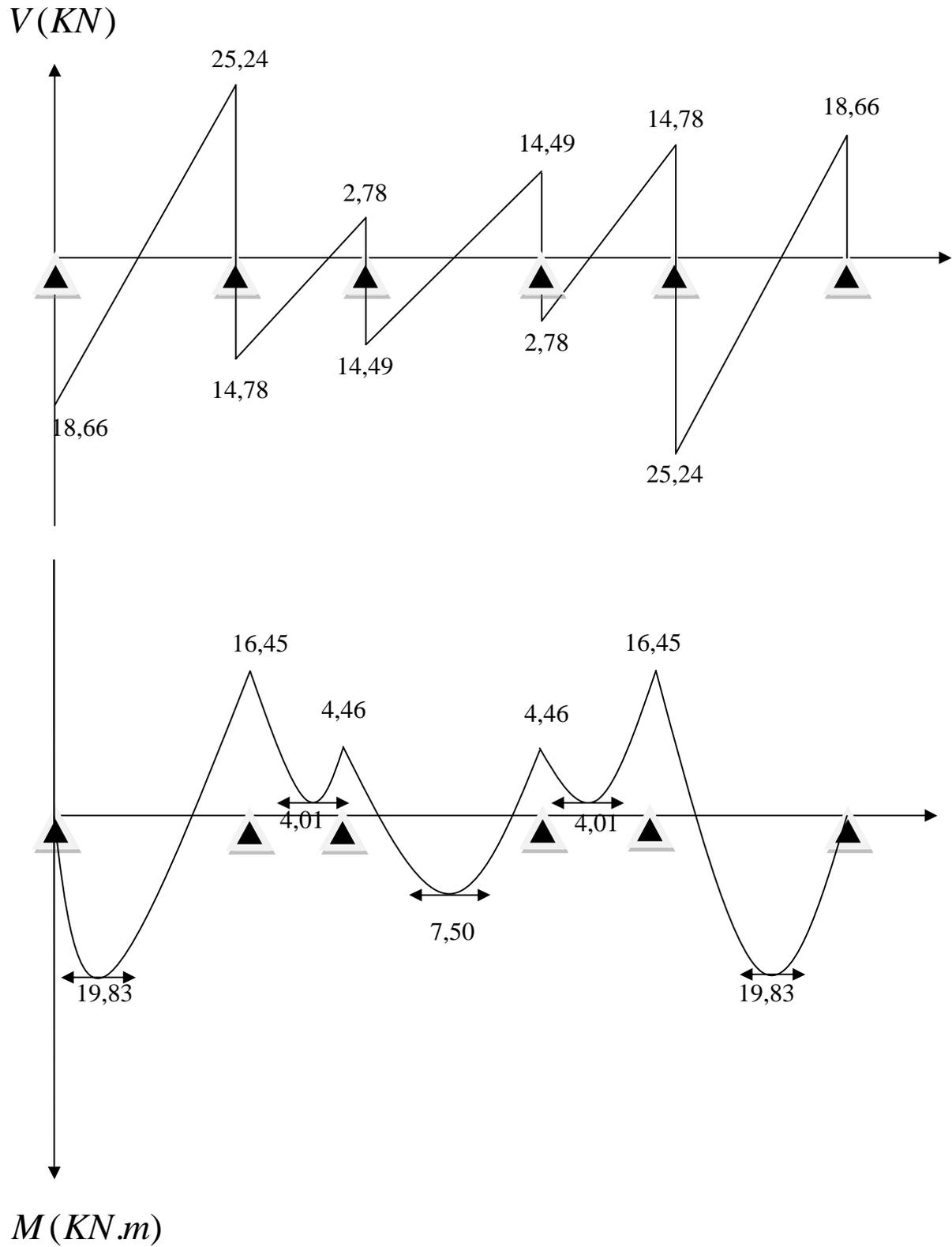
$$x_0^{5-6} = \frac{25,24}{8,78} = 2,87m \Rightarrow M_t^{5-6} = -16,45 - (-25,24 * 2,87) - \frac{8,78 * 2,87^2}{2} = 19,83KN.m$$

➤ Les résultats des sollicitations à L'ELU dans la poutrelle de type I sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.1. 4. Les sollicitations à L'ELU.

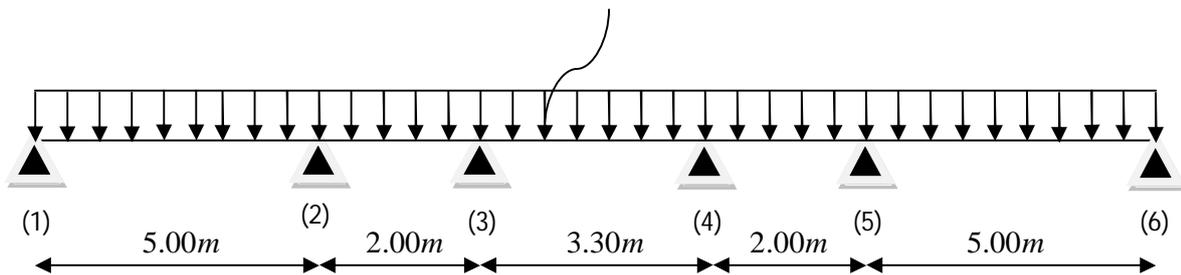
$M_a (KN.m)$	0	-16,45	-4,46	-4,46	-16,45	0
$M_w (KN.m)$	0	-16,45	-4,46	-4,46	-16,45	-16,45
$M_e (KN.m)$	-16,45	-4,46	-4,46	-16,45	0	0
$V_w (KN)$	-18,66	-14,78	-14,49	-2,78	-25,24	-25,24
$V_e (KN)$	25,24	2,78	14,49	14,78	18,66	18,66
$x_0 (m)$	2.13	1.68	1.65	0,32	2,87	2,87
$M_t (KN.m)$	19,83	-4,01	7,50	-4,01	19,83	19,83

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELU :



❖ Calcul à l'ELS :

$$Q_{ser} = 6,21 \text{ KN} / \text{m}$$



Les données de calcul à l'ELS sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1. 5. Les données de calcul à l'ELS.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$Q_{ser} \text{ (KN/m)}$	6,21	6,21	6,21	6,21	6,21	
$L \text{ (m)}$	5,00	2,00	3,30	2,00	5,00	
$L' \text{ (m)}$	5,00	1,6	2,64	1,6	5,00	
Appuis	1	2	3	4	5	6
$Q'_{ser} \text{ (KN/m)}$	5,01	5,01	5,01	5,01	5,01	5,01
$L'_w \text{ (m)}$	0	5,00	1,60	2,64	1,60	5,00
$L'_p \text{ (m)}$	5,00	1,60	2,64	1,60	5,00	0

• **Moments aux appuis :**

$$M_a^1 = M_a^6 = 0$$

$$M_a^2 = -\frac{(5,01 * 1,6^3) + (5,01 * 5,00^3)}{8,5(1,6 + 5,00)} = -11,53 \text{ KN.m}$$

$$M_a^3 = -\frac{(5,01 * 1,6^3) + (5,01 * 2,64^3)}{8,5(1,6 + 2,64)} = -3,13 \text{ KN.m}$$

$$M_a^4 = -\frac{(5,01 * 2,64^3) + (5,01 * 1,6^3)}{8,5(2,64 + 1,6)} = -3,13 \text{ KN.m}$$

$$M_a^5 = -\frac{(5,01 * 1,6^3) + (5,01 * 5,00^3)}{8,5(1,6 + 5,00)} = -11,53 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant en travée :**

$$V_w^{1-2} = \frac{0 + 11,53}{5,00} - \frac{6,21 * 5,00}{2} = -13,22 \text{ KN}$$

$$V_e^{1-2} = -13,22 + 6,21 * 5,00 = 17,84 \text{ KN}$$

$$V_w^{2-3} = \frac{-11,53 + 3,13}{2,00} - \frac{6,21 * 2,00}{2} = -10,41KN$$

$$V_e^{2-3} = -10,41 + 6,21 * 2,00 = 2,01KN$$

$$V_w^{3-4} = \frac{-3,13 + 3,13}{3,30} - \frac{6,21 * 3,30}{2} = -10,25KN$$

$$V_e^{3-4} = -10,25 + 6,21 * 3,30 = 10,25KN$$

$$V_w^{4-5} = \frac{-3,13 + 11,53}{2,00} - \frac{6,21 * 2,00}{2} = -2,01KN$$

$$V_e^{4-5} = -2,01 + 6,21 * 2,00 = 10,41KN$$

$$V_w^{5-6} = \frac{-11,53 + 0}{5,00} - \frac{6,21 * 5,00}{2} = -17,84KN$$

$$V_e^{5-6} = -17,87 + 6,21 * 5,00 = 13,22KN$$

• **Moment en travée :**

$$x_0^{1-2} = \frac{13,22}{6,21} = 2,13m \quad \Rightarrow \quad M_t^{1-2} = 0 - (-13,22 * 2,13) - \frac{6,21 * 2,13^2}{2} = 14,07KN.m$$

$$x_0^{2-3} = \frac{10,41}{6,21} = 1,68m \quad \Rightarrow \quad M_t^{2-3} = -11,53 - (-10,41 * 1,68) - \frac{6,21 * 1,68^2}{2} = -2,80KN.m$$

$$x_0^{3-4} = \frac{10,25}{6,21} = 1,65m \quad \Rightarrow \quad M_t^{3-4} = -3,13 - (-10,25 * 1,65) - \frac{6,21 * 1,65^2}{2} = 5,33KN.m$$

$$x_0^{4-5} = \frac{2,01}{6,21} = 0,32m \quad \Rightarrow \quad M_t^{4-5} = -3,13 - (-2,01 * 0,32) - \frac{6,21 * 0,32^2}{2} = -2,80KN.m$$

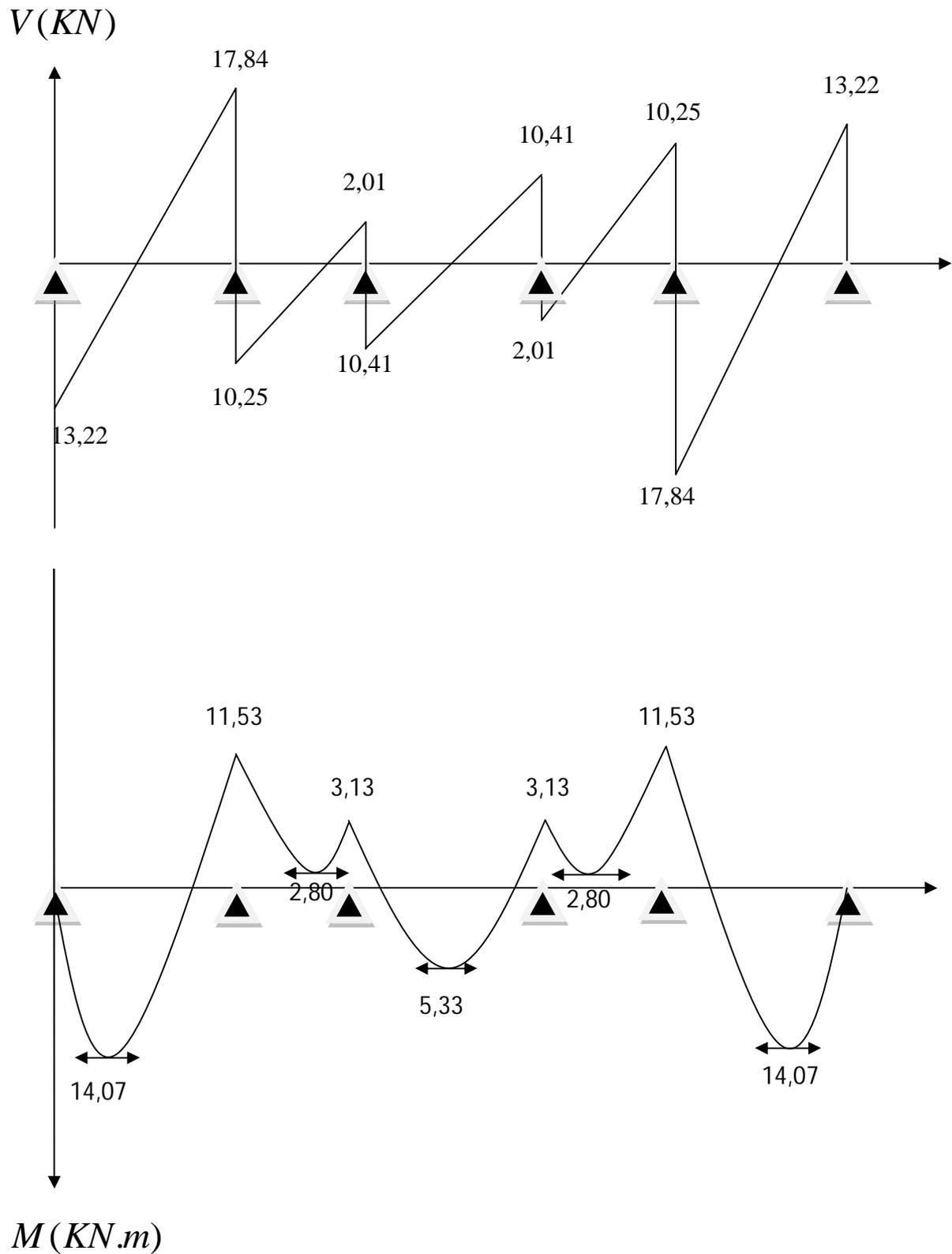
$$x_0^{5-6} = \frac{17,84}{6,21} = 2,87m \quad \Rightarrow \quad M_t^{5-6} = -11,53 - (-17,84 * 2,87) - \frac{6,21 * 2,87^2}{2} = 14,07KN.m$$

➤ Les résultats des sollicitations à L'ELS dans la poutrelle de type1 sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1. 6. Les sollicitations à L'ELS.

$M_a (KN.m)$	0	-11,53	-3,13	-3,13	-11,53	0
$M_w (KN.m)$	0	-11,53	-3,13	-3,13	-11,53	-11,53
$M_e (KN.m)$	-11,53	-3,13	-3,13	-11,53	0	0
$V_w (KN)$	-13,22	-10,41	-10,25	-2,01	-17,84	-17,84
$V_e (KN)$	17,84	2,01	10,25	10,41	13,22	13,22
$x_0 (m)$	2,13	1,68	1,65	0,32	2,87	2,87
$M_t (KN.m)$	14,07	-2,80	5,33	-2,80	14,07	14,07

- Diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'ELS :



➤ Récapitulation des résultants des différents types de poutrelles :

Tableau III.1. 7. Sollicitation maximale des différents types de poutrelle.

Blocs	Etage	Type de poutrelle	ELU			ELS		
			M_t max (KN.m)	M_a max	V (KN)	M_t max (KN.m)	M_a max	
				(KN.m)			(KN.m)	
A et B	RDC/ Sous sol 3	Type1	19,83	-16,45	25,24	14,07	-11,53	
		Type3	18,31	-16,36	25,97	12,95	-11,47	
		Type7	27,44	0	21,95	19,41	0	
	service	Type1	15,20	-12,84	21,68	10,88	-9,33	
		Type2	6,32	-4,57	13,44	4,52	-3,32	
		Type3	15,27	-12,72	21,65	10,93	-9,25	
		Type6	15,01	-13,20	21,78	10,74	-9,60	
	courant	Type7	22,88	0	18,3	16,38	0	
		Type1	13,17	-10,90	-18,78	10,88	-9,33	
		Type2	5,47	-3,88	11,64	3,96	-2,78	
		Type4	5,83	-4,57	12,32	4,22	-3,27	
		Type5	12,83	-11,52	18,94	9,29	-8,25	
		Type6	13,00	-11,21	18,86	9,41	-8,03	
	Terrasse	Type8	4,19	0	7,29	3,04	0	
		Type1	12,57	-10,07	17,92	9,16	-7,28	
		Type2	5,22	-3,59	11,11	3,81	-2,59	
		Type4	5,57	-4,22	11,76	4,06	-3,05	
		Type6	12,40	-10,36	18,00	9,04	-7,48	
		Type7	18,91	0	15,13	13,78	0	
	C	RDC S-Sol	Type8	4,00	0	6,96	2,92	0
			Type9	8,89	-10,33	19,46	6,29	-7,29
Type10			14,45	0	15,98	10,29	0	
Terrasse		Type11	10,28	0	13,83	7,27	0	
		Type9	5,53	-5,96	12,10	3,99	-4,26	
		Type10	9,04	0	9,94	6,53	0	
		Type11	6,39	0	8,35	4,61	0	

III.1.6. Ferrailages des poutrelles

A. Calcul des armatures du 1^{er} type de poutrelles:

- Etage S/Sol et RDC :

➤ Ferrailage à l'ELU :

Le calcul des sections en T dépend de la position de l'axe neutre $\alpha_0 = \frac{h_0}{d}$ qui dépend aussi du moment équilibrée par la table de compression $M_t = \mu_0 * b * d^2 * f_{bc}$:

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

❖ En travée : $M_u = 19,83 \text{ KN.m}$

– La position de l'axe neutre α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{h_0}{d} \Rightarrow \alpha_0 = \frac{4}{18} = 0,222$$

– Le moment réduit μ_0 ; Si :

$$0 \leq \alpha_0 \leq 0,166 \Rightarrow \mu_0 = \frac{5\alpha_0^2(4-12\alpha_0+3\alpha_0^2)}{4(1-\alpha_0)^2}$$

$$0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07$$

$$\alpha_0 \geq 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 0,8\alpha_0(1-0,4\alpha_0)$$

Dans notre cas on a : $0,167 \leq \alpha_0 = 0,222 \leq 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 1,14 * 0,222 - 0,57 * 0,222^2 - 0,07$

$$\Rightarrow \mu_0 = 0,155$$

– Le moment repris par la table de compression M_t :

$$M_t = \mu_0 * b * d^2 * f_{bc} \Rightarrow M_t = 0,155 * 0,65 * (0,18)^2 * 14,2 * 10^3 = 46,35 \text{ KN.m}$$

$M_t = 46,35 \text{ KN.m} > M_u = 19,83 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Le calcul se fait comme une section rectangulaire (b*h) :

❖ En travée : $M_t = 19,83 \text{ KN.m}$

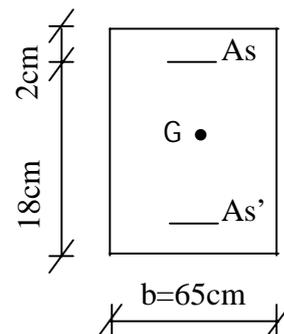
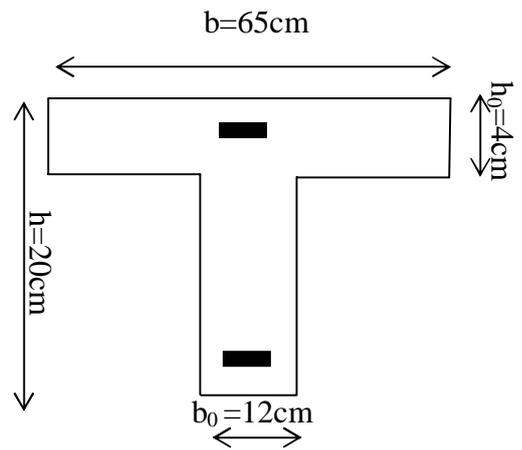
• Armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{19,83 * 10^3}{65 * (18)^2 * 14,2} = 0,0663$$

$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow$ La section est simplement armée (introduire des armatures tendus).

$$\mu_b = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{19,83 * 10^3}{0,966 * 18 * 348} = 3,27 \text{ cm}^2$$



❖ En appuis : $M_a = 16,45 \text{ KN.m}$

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $(b_0 \cdot h) = (12 \cdot 20) \text{ cm}^2$.

▪ **Armatures longitudinales :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{16,45 \cdot 10^3}{12 \cdot (18)^2 \cdot 14,2} = 0,298$$

$\mu_b = 0,298 < \mu_L = 0,391 \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,298 \Rightarrow \beta = 0,818$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{16,45 \cdot 10^3}{0,901 \cdot 18 \cdot 348} = 2,91 \text{ cm}^2$$

➤ Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. 8. Récapitulé les résultats de ferrailage.

	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	β	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	19,83	0,066	0,966	3,27
Appui	16,45	0,298	0,818	3,21

➤ **Vérification à L'ELS :**

Les planchers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

- 1) Etat limite de compression du béton.
- 2) Etat limite de déformation (la flèche).

a) Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

➤ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. 9. Vérifications des contraintes.

	$M_{ser}(KN*m)$	$I (cm^4)$	$Y(cm)$	$A_s (cm^2)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	observation
Travée	14,07	$1,41*10^4$	1,07	3,27	1,07	253,41	vérifiée
Appui	11,53	$9,32*10^3$	4,33	3,21	5,36	253,67	vérifiée

b) Vérification de la flèche : Selon BAEL 99 et le CBA 93

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

- 1) $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$
- 2) $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10*M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b*d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{L:} \text{ la portée entre nus d'appuis (L=4,40m).} \\ \mathbf{M_t:} \text{ moment maximum en travée.} \\ \mathbf{M_0:} \text{ moment isostatique.} \\ \mathbf{A_s:} \text{ section d'armateur tendu correspondante.} \end{array} \right.$

- 1) $\frac{20}{440} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,045 < 0,0625 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée
- 2) $\frac{20}{440} > \frac{14,07}{10*19,83} \Rightarrow 0,045 < 0,071 \Rightarrow$ La condition n'est pas vérifiée
- 3) $\frac{3,27}{65*18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \Rightarrow$ La condition est vérifiée

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. 10. Conditions de non vérification de la flèche.

Condition		
(1)	(2)	(3)
N'est pas vérifiée	N'est pas vérifiée	vérifiée

Donc il est indispensable de calculer la flèche et vérifier celle-ci avec la flèche admissible.

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec : f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes.

f_{pi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes.

f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes présentes sur l'élément au moment de la pose des cloisons.

Evaluation des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jser} = 0,65 * G' \text{ (La charge qui revient à la poutrelle sans les cloisons).} \\ q_{gser} = 0,65 * G \text{ (La charge permanente totale qui revient à la poutrelle).} \\ q_{pser} = 0,65 * (G + Q) \text{ (La charge permanente et la charge d'exploitation).} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jser} = 0,65 * 3,2 = 2,08KN / m \quad \Rightarrow \quad M_{jser} = 0,75 * \frac{q_{jser}}{8} * l^2 = 3,78KN.m \\ q_{gser} = 0,65 * 5,56 = 3,61KN / m \quad \Rightarrow \quad M_{gser} = 0,75 * \frac{q_{gser}}{8} * l^2 = 6,55KN.m \\ q_{pser} = 0,65 * (5,56 + 4) = 6,21KN / m \quad \Rightarrow \quad M_{pser} = 0,75 * \frac{q_{pser}}{8} * l^2 = 11,27KN.m \end{array} \right.$$

Pour une section en **T**, le béton tendue étant négligé (coté nervuré), on peut considérer une section rectangulaire (b*h).

Calcul de la flèche :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fji}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}}$$

Avec : E_i : module de déformation instantanée du béton.

E_v : module de déformation différée du béton.

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} , I_{fv} : module d'élasticité fictif.

$M_{g.ser}$: moment dû aux charges permanentes.

$M_{p.ser}$: moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation.

➤ Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 * 20^3}{12} + 15 * 3,27 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2 = 4,64 * 10^4 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des coefficients de déformation λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{3,27}{12 * 18} = 0,015$$

ρ : Le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 * 2,1}{(2 + 3 * \frac{12}{65}) * 0,015} = 2,74$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{(2 + 3 * \frac{b_0}{b}) * \rho} = 0,4 * \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0,4 * 2,74 = 1,096$$

➤ Contraintes (σ_s):

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I} = 68,08 MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} = 117,97 MPa$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I} = 202,98 MPa$$

➤ Inerties fictives : (Si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$)

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0,41 \quad \Rightarrow \quad If_{ij} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 2,4 * 10^4 cm^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,74 \quad \Rightarrow \quad If_{ip} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 1,69 * 10^4 cm^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0,6 \quad \Rightarrow \quad If_{ig} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 1,93 * 10^4 cm^4$$

$$If_{vg} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 3,08 * 10^4 cm^4$$

$$E_i = 32164,2 MPa \quad E_v = 10818,86 MPa$$

➤ Les résultats de vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1.11. Vérification de la flèche.

$f_{gv} (cm)$	$f_{ji} (cm)$	$f_{pi} (cm)$	$f_{gi} (cm)$	$\Delta f (cm)$	$\bar{f} (cm)$	Observation
0,38	0,095	0,40	0,20	0,485	0,88	Vérifiée

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL99) :** On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{b * h}{1000}; 0,23 * d * b * \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 65 * 18 * \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,27 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 12 * 18 * \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** D'après le **BAEL 99 (Art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Le plancher est à l'intérieur du bâtiment, donc la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25,24 * 10}{65 * 18} = 0,22 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- a) **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.7.2.2/BAEL99).

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{20}{35} ; 1 ; \frac{12}{10} \right) = 0,57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$.

- b) **Espacement des armatures transversales (S_t) :** (Art A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(16,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

On prend un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

- c) **Section des armatures transversales :** ($\alpha = 90^\circ$)

$$A_t \geq S_t * b_0 \left(\frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \sigma_{bu}} \right) \Rightarrow A_t \geq 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- d) **Vérification des appuis :** (Art A.5.1.3.1/BAEL99)

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\delta_b} 0,9 * d * b_0 \Rightarrow V_u \leq 129,6 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- e) **Vérification des armatures longitudinales :**

$$\text{Appui de rive : } A_s \geq \frac{V_u}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_s \geq 0,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Appui intermédiaire : } A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_{au}}{0,9d}}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_s \geq 0,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d \sum U} < \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

Avec : ΣU : la somme des périmètres utiles des barres (en travée).

Ψ_s : armature HA = 1,5.

$$1,38MPa < 2,84MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

g) Vérification liaison hourdis-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8*b*d*f_e} < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0,16 < 3,33 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B. Calcul des armatures pour les autres types:

➤ Ferrailage à ELU :

Tableau III.1. 11. Calcul des armatures des différents types de poutrelle.

Blocs	Etages	Type de poutrelle	Travée				Appuis				
			M_t	μ_{bu}	β	A_s	M_a	μ_{bu}	β	A_s	
A et B	RDC/ Sous sol 3	Type1	19,83	0,066	0,966	3,27	16,45	0,298	0,818	3,21	
		Type3	18,31	0,061	0,968	3,02	16,36	0,296	0,819	3,19	
		Type7	27,44	0,092	0,952	4,60	0	/	/	0,79	
	Service	Type1	15,20	0,051	0,973	2,49	12,84	0,233	0,865	2,37	
		Type2	6,32	0,021	0,989	1,02	4,57	0,083	0,956	0,76	
		Type3	15,27	0,051	0,973	2,51	12,72	0,230	0,867	2,34	
		Type6	15,01	0,050	0,974	2,46	13,20	0,239	0,861	2,45	
		Type7	22,88	0,076	0,960	3,80	0	/	/	0,79	
	Courant	Type1	13,17	0,044	0,978	2,15	10,90	0,197	0,895	1,94	
		Type2	5,47	0,018	0,991	0,88	3,88	0,07	0,964	0,64	
		Type4	5,83	0,019	0,990	0,94	4,57	0,083	0,956	0,76	
		Type5	12,83	0,042	0,979	2,09	11,52	0,208	0,882	2,09	
		Type6	13,00	0,043	0,978	2,12	11,21	0,203	0,885	2,02	
	Terrasse	Type8	4,19	0,014	0,933	0,72	0	/	/	0,79	
		Type1	12,57	0,042	0,979	2,05	10,07	0,182	0,899	1,78	
		Type2	5,22	0,017	0,991	0,84	3,59	0,065	0,966	0,59	
		Type4	5,57	0,018	0,991	0,90	4,22	0,076	0,960	0,7	
		Type6	12,40	0,041	0,979	2,02	10,36	0,187	0,895	1,85	
	C	RDC S-Sol	Type7	18,91	0,063	0,967	3,12	0	/	/	0,79
			Type8	4,00	0,013	0,993	0,64	0	/	/	0,79
			Type9	8,89	0,030	0,985	1,44	10,33	0,0002	1	1,65
		Terrasse	Type10	14,45	0,048	0,975	2,38	0	/	/	0,79
			Type11	10,28	0,034	0,983	1,67	0	/	/	0,79
			Type9	5,53	0,018	0,991	0,89	4,26	0,077	0,959	0,71
Type10			9,04	0,030	0,985	1,47	0	/	/	0,79	
Type11	6,39	0,021	0,989	1,03	0	/	/	0,79			

➤ **Vérification a ELS :**

h) *Vérification des contraintes :*

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right)$

$$\overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

Avec :

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

Blocs	Etage	Type de poutrelle	Travée						Appuis						
			M_s KN.m	A_s cm ²	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	M_s KN.m	A_s cm ²	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	
A et B	RDC/ Sous sol 3	Type1	14,07	3,27	1,07	1,41*10 ⁴	1,07	253,41	11,53	3,21	4,33	9,32*10 ³	5,36	253,67	
		Type3	12,95	3,02	1,04	1,30*10 ⁴	1,04	253,42	11,47	3,19	4,31	9,29*10 ³	5,32	253,54	
		Type7	19,41	4,60	1,30	1,92*10 ⁴	1,31	253,24	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/	
	Service	Type1	10,88	2,49	0,98	1,08*10 ⁴	0,99	257,19	9,33	2,37	3,38	7,75*10 ³	4,07	264,01	
		Type2	4,52	1,02	1,06	4,42*10 ³	1,08	259,85	3,32	0,76	1,99	2,95*10 ³	2,24	270,27	
		Type3	10,93	2,51	0,98	1,09*10 ⁴	0,98	268,31	9,25	2,34	3,35	7,68*10 ³	4,03	264,67	
		Type6	10,74	2,46	0,97	1,07*10 ⁴	0,97	256,40	9,60	2,45	3,47	7,93*10 ³	4,2	263,85	
	Courant	Type7	16,38	3,80	1,15	1,62*10 ⁴	1,16	255,56	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/	
		Type1	10,88	2,15	0,95	9,39*10 ³	1,1	293,20	9,33	1,94	2,92	6,72*10 ³	4,05	314,05	
		Type2	3,96	0,88	1,13	3,78*10 ³	1,18	265,1	2,78	0,64	1,98	2,49*10 ³	2,21	268,29	
		Type4	4,22	0,94	1,10	4,05*10 ³	1,15	264,14	3,27	0,76	1,99	2,95*10 ³	2,21	266,20	
		Type5	9,29	2,09	0,95	9,13*10 ³	0,97	260,23	8,25	2,09	3,08	7,10*10 ³	3,58	260,05	
		Type6	9,41	2,12	0,95	9,26*10 ³	0,96	259,89	8,03	2,02	3,00	6,93*10 ³	3,48	260,71	
	Terrasse	Type8	3,04	0,72	1,25	3,07*10 ³	1,24	248,79	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/	
		Type1	9,16	2,05	0,95	8,96*10 ³	0,97	261,46	7,28	1,78	2,76	6,29*10 ³	3,19	264,58	
		Type2	3,81	0,84	1,16	3,61*10 ³	1,22	266,59	2,59	0,59	1,99	2,30*10 ³	2,24	270,43	
		Type4	4,06	0,90	1,12	3,88*10 ³	1,17	264,95	3,05	0,7	1,98	2,73*10 ³	2,22	268,47	
		Type6	9,04	2,02	0,95	8,83*10 ³	0,97	261,83	7,48	1,85	2,83	6,48*10 ³	3,27	262,67	
		Type7	14,07	3,27	1,07	1,41*10 ⁴	1,07	253,41	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/	
	C	RDC S-Sol	Type8	12,95	3,02	1,04	1,30*10 ⁴	1,04	253,42	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/
			Type9	6,29	1,44	0,96	6,29*10 ³	0,96	255,6	7,29	1,65	2,63	5,92*10 ³	3,24	283,90
			Type10	10,29	2,38	0,96	1,04*10 ⁴	0,95	252,89	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/
		Terrasse	Type11	7,27	1,67	0,95	7,30*10 ³	0,95	254,70	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/
			Type9	3,99	0,89	1,13	3,83*10 ³	1,18	263,62	5,03	0,98	2,08	3,76*10 ³	2,78	319,46
Type10			6,53	1,47	0,96	6,42*10 ³	0,98	260,00	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/	
Type11			4,61	1,03	1,06	4,46*10 ³	1,10	262,65	0	0,79	2,00	3,07*10 ³	/	/	

Tableau III.1. 12. Vérification des contraintes des différents types de poutrelle.

❖ Vérification de la flèche :

Tableau III.1. 13. Vérification de la flèche des différents types de poutrelle.

Blocs	Etage	Type de poutrelle	f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gi} (cm)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
A et B	RDC/ Sous sol 3	Type1	0,38	0,095	0,40	0,20	0,49	0,88	Vérifiée
		Type3	0,39	0,099	0,43	0,21	0,51	0,88	Vérifiée
		Type7	0,33	0,078	0,32	0,16	0,41	0,88	Vérifiée
	service	Type1	0,44	0,11	0,41	0,25	0,49	0,88	Vérifiée
		Type2	0,061	0,006	0,073	0,035	0,093	0,54	Vérifiée
		Type3	0,43	0,11	0,4	0,24	0,48	0,88	Vérifiée
		Type6	0,48	0,11	0,37	0,28	0,46	0,88	Vérifiée
		Type7	0,35	0,086	0,27	0,20	0,33	0,88	Vérifiée
	courant	Type1	0,47	0,12	0,38	0,28	0,45	0,88	Vérifiée
		Type2	0,066	0,042	0,064	0,038	0,05	0,54	Vérifiée
		Type4	0,064	0,040	0,063	0,037	0,05	0,54	Vérifiée
		Type5	0,47	0,13	0,39	0,28	0,45	0,88	Vérifiée
		Type6	0,47	0,12	0,38	0,28	0,44	0,88	Vérifiée
		Type8	0,005	0,001	0,002	0,002	0,004	0,34	Vérifiée
	Terrasse	Type1	0,5	0,13	0,37	0,30	0,30	0,88	Vérifiée
		Type2	0,073	0,007	0,061	0,044	0,083	0,54	Vérifiée
		Type4	0,071	0,007	0,058	0,004	0,12	0,54	Vérifiée
		Type6	0,23	0,24	0,38	0,220	0,15	0,88	Vérifiée
Type7		0,38	0,095	0,40	0,20	0,49	0,88	Vérifiée	
Type8		0,005	0,0009	0,0021	0,002	0,004	0,34	Vérifiée	
C	RDC/ Sous sol	Type 9	0,09	0,011	0,13	0,05	0,16	0,61	Vérifiée
		Type10	0,07	0,010	0,087	0,035	0,11	0,61	Vérifiée
		Type11	0,027	0,028	0,04	0,012	0,027	0,49	Vérifiée
	Terrasse	Type 9	0,09	0,013	0,11	0,053	0,13	0,61	Vérifiée
		Type10	0,071	0,011	0,071	0,038	0,093	0,61	Vérifiée
		Type11	0,023	0,004	0,027	0,010	0,036	0,49	Vérifiée

Choix des armatures des différentes poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. 14 . Ferrailage des différents types de poutrelles.

Type des poutrelles		$A_{calculé}$	$A_{adopté}$
RDC / S-Sol	<i>Appui</i>	3,21	3,55=HA14+HA16
	<i>Travée</i>	4,6	4,62=3HA14
Service	<i>Appui</i>	2,45	2,67=HA12+HA14
	<i>Travée</i>	3,80	4,62=3HA14
Courant	<i>Appui</i>	2,09	2,26=2HA12
	<i>Travée</i>	2,15	2,36=3HA10
T.inaccessible	<i>Appui</i>	1,85	2,26=2HA12
	<i>Travée</i>	3,27	3,39=3HA12
T.accessible	<i>Appui</i>	2,08	2,26=2HA12
	<i>Travée</i>	1,47	2,36=3HA10

III.1.7. Ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} 50\text{cm} \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = 4 * \frac{L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad \text{Avec : } L_1 \text{ en cm}$$

Avec :

L_1 : Distance entre axes des poutrelles ($L_1=65\text{cm}$)

A_1 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP)

A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e= 235$ MPA.

➤ **Armatures perpendiculaires à la nervure :** Selon le CBA93 (art B.6.8.4.2.3)

$$A_{\perp} = \frac{4 * b}{f_e} = \frac{4 * 0,65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,1 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

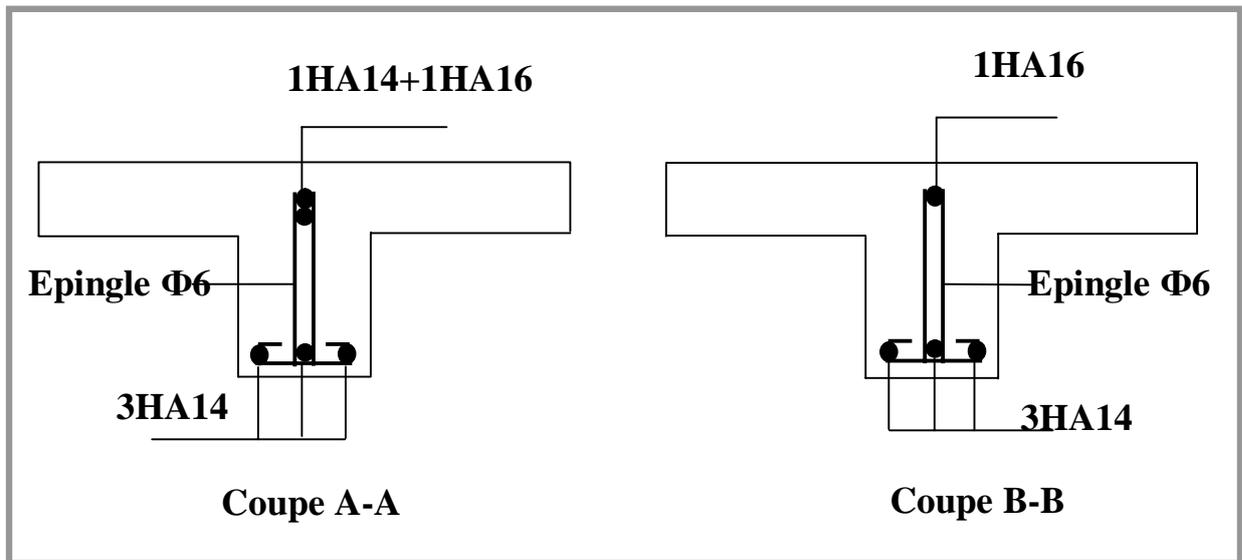
On adopte: $A_{\perp} = 5\text{Ø}6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t=20$ cm.

➤ **Armatures parallèles à la nervure :**

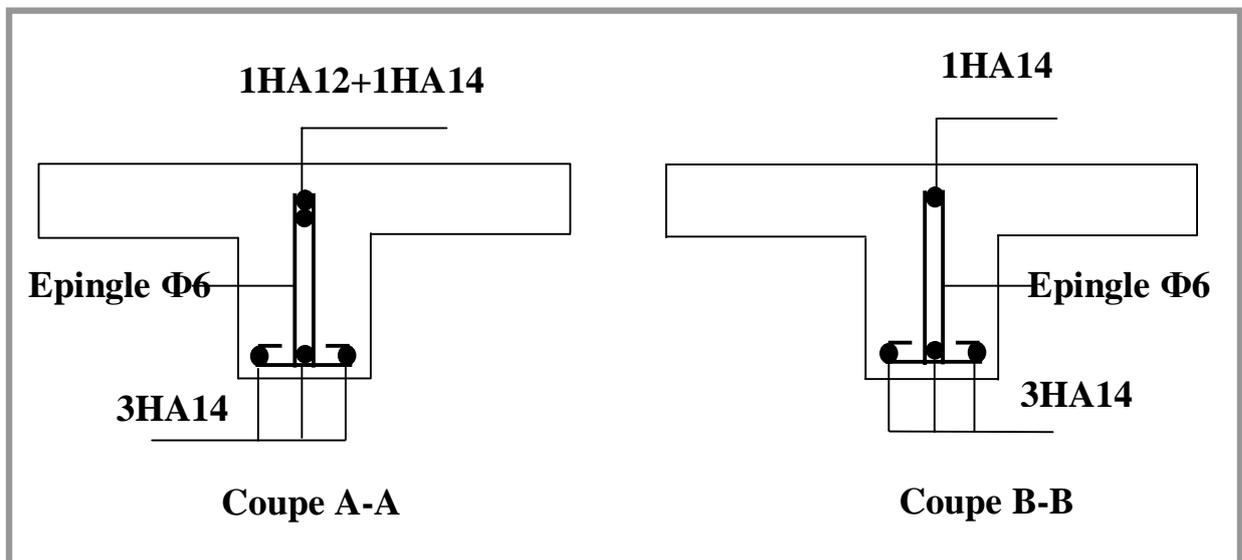
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On adopte: $A_{//} = 3\text{Ø}6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t=30$ cm

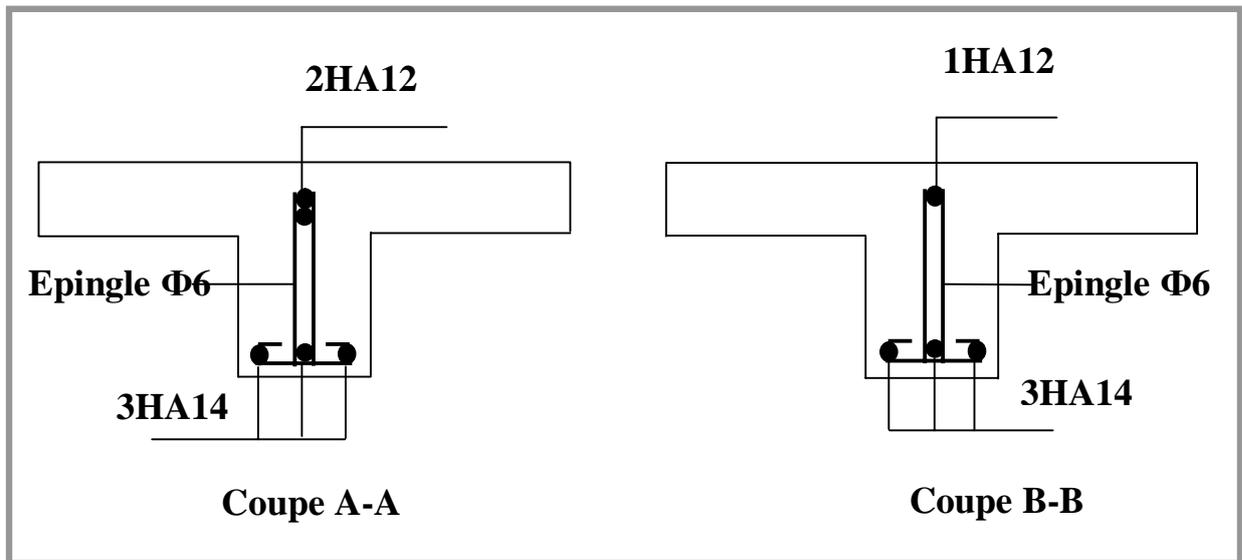
a) Plancher d'étage commercial :



b) Plancher d'étage service :



c) Plancher d'étage courant et terrasse accessible :



d) Plancher terrasse inaccessible :

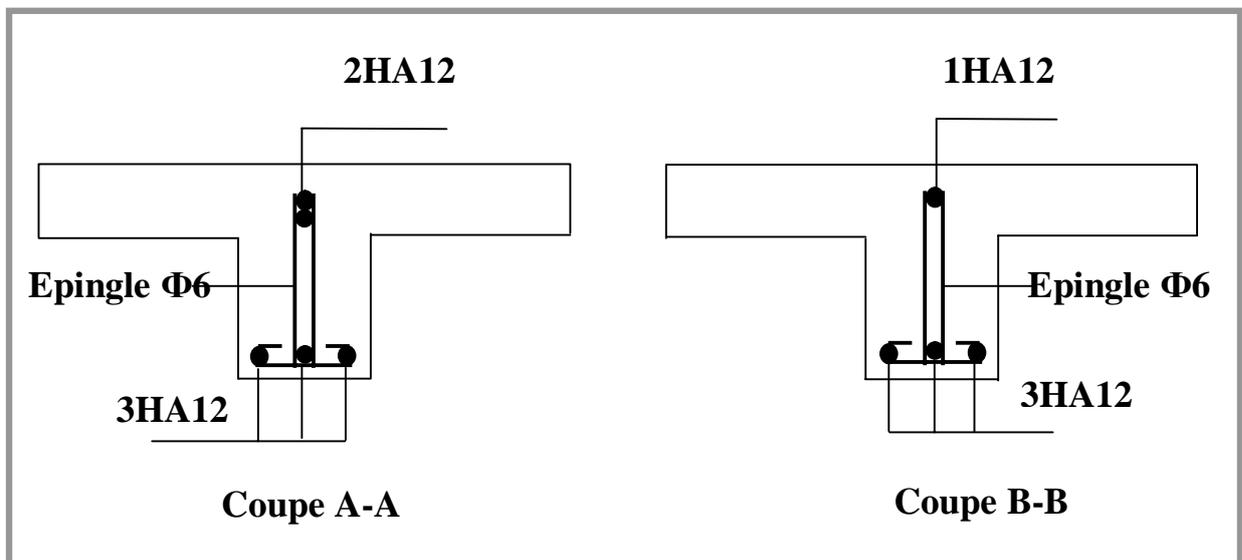


Figure III.1. 2 .Ferrailage des poutrelles.

III.1.8. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

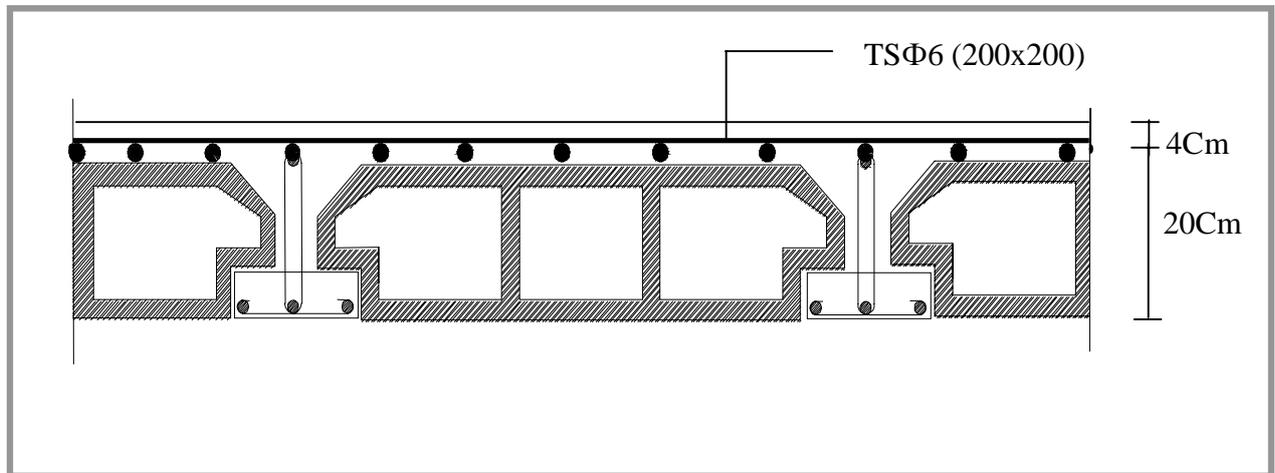


figure III.1. 3 . Ferrailage du plancher en corps creux.

III.2.ESCALIERS

III.2.1.Définition

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant de passer à pieds d'un niveau à un autre, il présente une issue de secours en cas d'urgence.

III.2.2. Terminologie

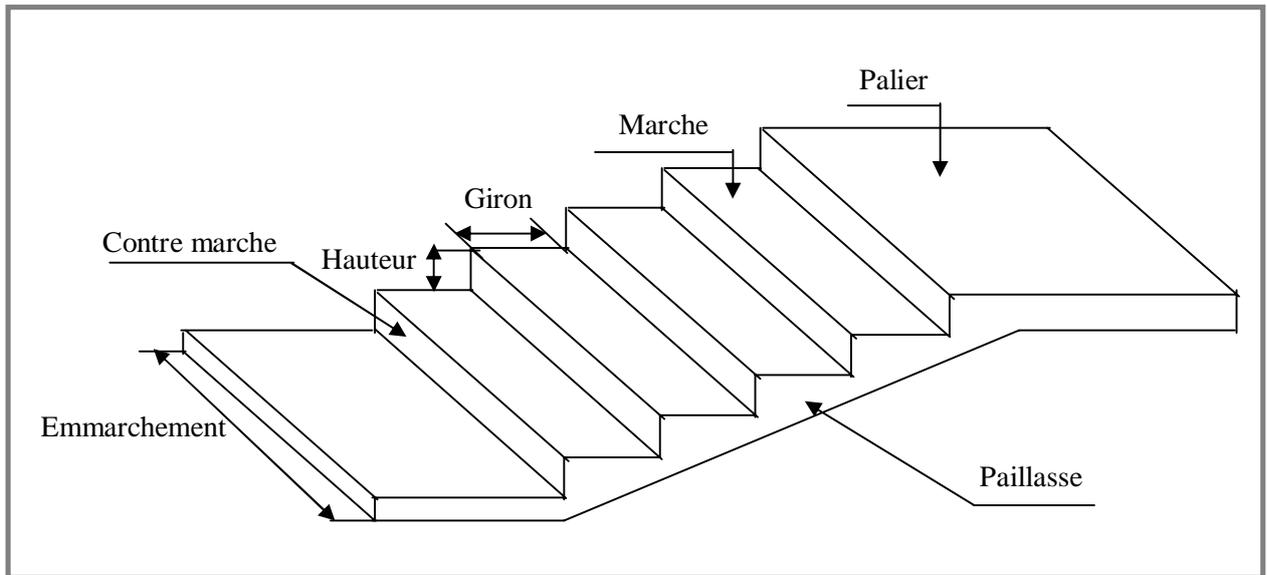


Figure III.2. 1. Vue d'escalier en trois dimensions.

Notre ouvrage comporte 2 types d'escaliers :

- a. Escalier à trois volées : Au niveau de Sous-sol et RDC (Blocs A, B et C).

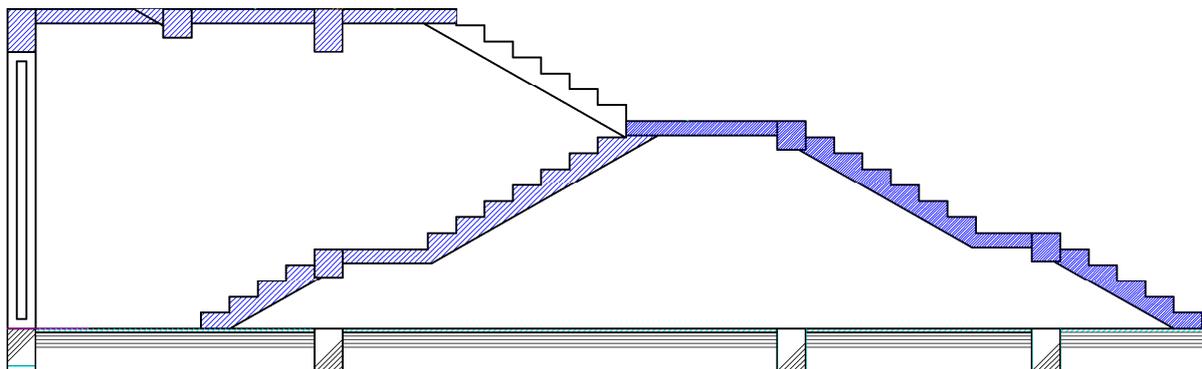


Figure III.2. 2. Types d'escalier à 3 volées.

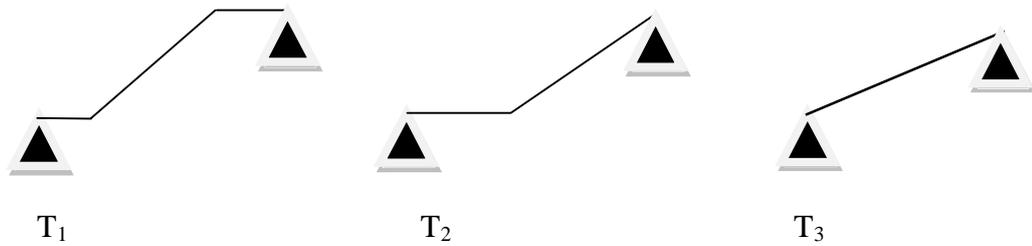


Figure III.2. 3. Schéma statique de type d'escalier à 3 volées.

b. Escalier à deux volées : Au niveau des étages (Blocs A et B).

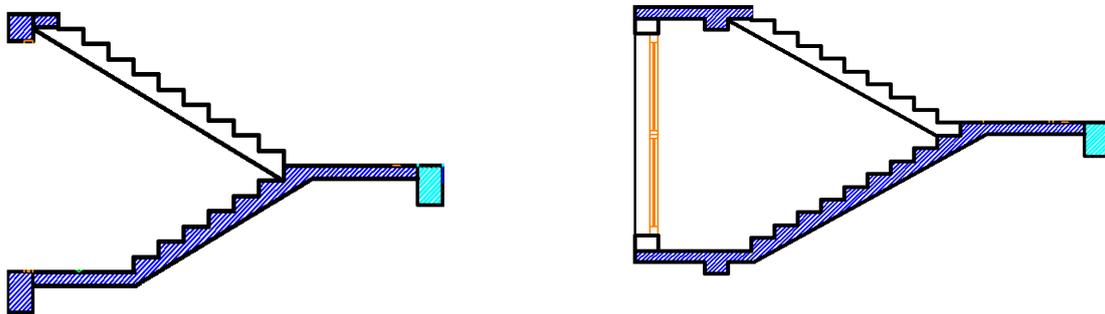


Figure III.2. 4. Types d'escaliers à 2 volées.

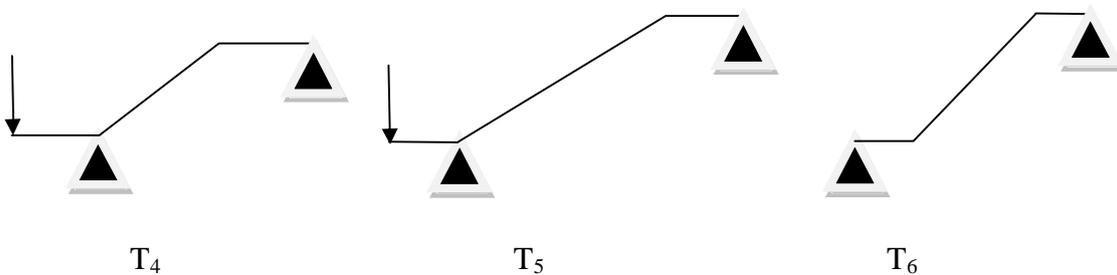


Figure III.2. 5. Schéma statique des types d'escaliers à 2 volées

III.2.3. Dimensionnement

Le dimensionnement se fait en respectant la condition du confort **BLANDEL** :

$$g + 2 * h = m$$

Soit : $59\text{cm} \leq m \leq 66\text{cm}$ en prend **m=64 cm**.

➤ Hauteur de la contre marche : $h = \frac{H}{n}$

➤ Giron de la marche : $g = \frac{L}{(n-1)}$

n : nombre des contre marches.

$(n-1)$: nombre des marches.

H : demi-hauteur de l'étage.

L : longueur de la paillasse.

$$D'où : m * n^2 - (m + L + 2 * H)n + 2H = 0$$

$$\text{➤ Inclinaison : } tg\alpha = \frac{h}{g}$$

$$\text{➤ Epaisseur de la paillasse : } \frac{L' + L_{palier}}{30} \leq ep \leq \frac{L' + L_{palier}}{20}$$

Avec : L' : La portée de la paillasse.

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha}$$

✓ Escalier T_1 :

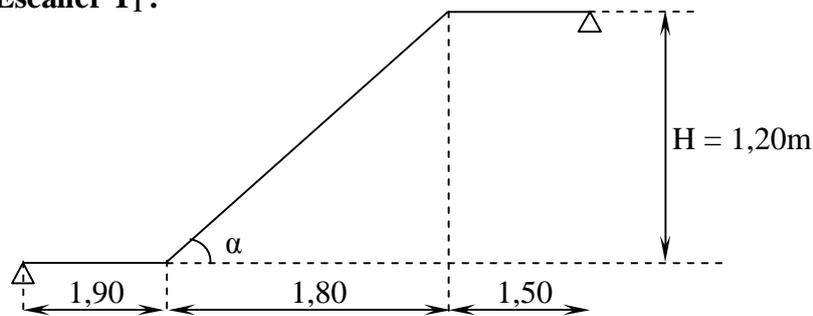


Figure III.2. 6. Schéma statique du type 1.

$$\text{Soit : } m * n^2 - (m + L + 2 * H)n + 2H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 180 + 240)n + 240 = 0 \Rightarrow 64n^2 - 484n + 240 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 416 \Rightarrow n = 7$$

Donc :

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = 17cm$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} \Rightarrow g = 30cm$$

$$tg\alpha = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = \frac{L}{\cos \alpha} \Rightarrow L' = 216\text{cm}$$

$$\frac{L' + L_{\text{palier}}}{30} \leq ep \leq \frac{L' + L_{\text{palier}}}{20} \Rightarrow 13,23\text{cm} \leq ep \leq 19,85\text{cm}$$

On prend l'épaisseur de la paillasse : $e_{\text{paillasse}} = 15\text{cm}$

On prend la même épaisseur du palier: $e_{\text{palier}} = 15\text{cm}$

De la même façon on calcul les autres types d'escaliers et les résultats sont portés sur le tableau suivant.

Tableau III.2. 1. Pré dimensionnement des types d'escalier.

Blocs	volées	H (cm)	L (cm)	L' (cm)	n	α	h (cm)	g (cm)	$e_{\text{paillasse}}$ (cm)	e_{palier} (cm)
A, B	T ₁	120	180	207	7	29,54°	17	30	15	15
	T ₂	134	210	241	7	29,54°	17	30	15	15
	T ₃	102	180	207	6	29,54°	17	30	15	15
	T ₄	170	330	379	10	29,54°	17	30	15	15
	T ₅	153	210	241	9	29,54°	17	30	15	15
	T ₆	153	270	310	9	29,54°	17	30	15	15
C	T ₁	153	270	310	9	29,54°	17	30	15	15
	T ₂	204	360	414	12	29,54°	17	30	15	15
		229	370	425	13	29,54°	17	30	15	15
	T ₃	102	180	207	6	29,54°	17	30	15	15

III.2.4. Détermination des charges et surcharges

Le calcul se fera pour un mètre d'emmarchement et une bande de 1 mètre de projection horizontale et en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

Tableau III.2. 2. Charges de palier.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20,00	0,02	0,40
Mortier du ciment	20,00	0,02	0,40
Lit de sable	18,00	0,02	0,36
Poids propre du palier	25,00	0,15	3,75
Enduit en plâtre	10,00	0,02	0,20
			G = 5,11

Tableau III.2. 3 . Charges de la paillasse.

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20,00	0,02	0,40
Mortier du ciment	20,00	0,02	0,40
Lit de sable	18,00	0,02	0,36
Carrelage verticale ($e_p * \frac{h}{g} * 20$)	20,00	0,02	0,23
Mortier verticale ($e_p * \frac{h}{g} * 20$)	20,00	0,02	0,23
Poids propre de la paillas ($\frac{ep}{\cos \alpha} * 25$)	25,00	0,15	4,45
Poids propre de la marche ($\frac{h}{2} * 22$)	22,00	0,17 / 2	1,87
Enduit de ciment	20,00	0,02	0,40
Poids propre du garde corps	/	/	0,1
			G = 8,44

III.2.5. Détermination des sollicitations

- **Combinaisons de charges :**

➤ **A L'ELU :** $q_u = (1,35 * G + 1,5 * Q)$

➤ **A L'ELS :** $q_s = (G + Q)$

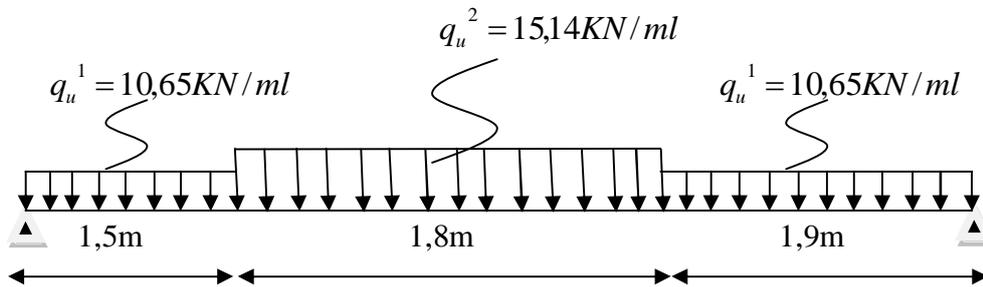
Les combinaisons de charges sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2. 4 . Les combinaisons de charges.

Types	ELU		ELS	
	Paillasse	Palier	Paillasse	Palier
$q(KN / m)$	15,14	10,65	10,94	7,61

1. Type 1 (RDC) :

➤ Calcul à l'ELU :



➤ Réaction d'appuis : D'après RDM

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_u^1 * 3,4 + q_u^2 * 1,8$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 63,46 \text{ KN}$$

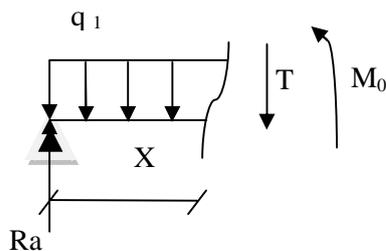
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 5,2R_B = q_u^1 * \left[\left(\frac{1,5}{2} \right) * 1,5 \right] + q_u^2 * \left[\left(\frac{1,8}{2} + 1,5 \right) * 1,8 \right] + q_u^1 * \left[\left(\frac{1,9}{2} + 3,3 \right) * 1,9 \right]$$

$$\Rightarrow R_B = 31,42 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 32,04 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$



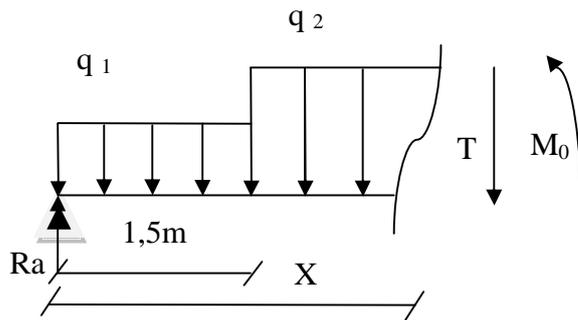
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = R_A - q_u^1(x)$$

$$T = 32,04 - 10,65(x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 32,04 \text{ KN} \\ T(1,5) = 16,07 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/O} = 0 \Rightarrow M = R_A(x) - q_u^1 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M = 32,04(x) - 10,65 \left(\frac{x^2}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,5) = 36,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1,5m \leq x \leq 3,3m$



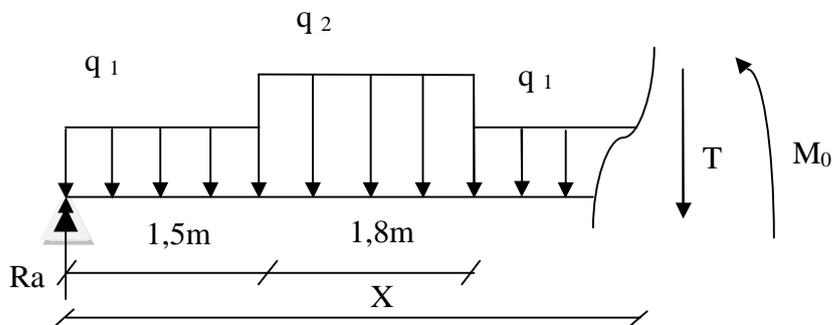
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = R_A - q_u^1 * (1,5) - q_u^2 (x - 1,5)$$

$$T = 16,06 - 15,14(x - 1,5) \Rightarrow \begin{cases} T(1,5) = 16,07 \text{ KN} \\ T(3,3) = 11,19 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/O} = 0 \Rightarrow M = R_A(x) - q_u^1 \left[1,5 * \left(x - \frac{1,5}{2} \right) \right] - q_u^2 \left[\frac{(x - 1,5)^2}{2} \right]$$

$$M = 11,19(x) - 15,14 \left[\frac{(x - 1,5)^2}{2} \right] + 19,22 \Rightarrow \begin{cases} M(1,5) = 36,08 \text{ KN.m} \\ M(3,3) = 40,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $3,3m \leq x \leq 5,2m$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = R_A - q_u^1 * (1,5) - q_u^2 * (1,8) - q_u^1 * (x - 3,3)$$

$$T = -11,19 - 10,65 * (x - 3,3) \Rightarrow \begin{cases} T(3,3) = -11,19 \text{ KN} \\ T(5,2) = -31,42 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/O} = 0 \Rightarrow$$

$$M = R_A(x) - q_u^1 \left[1,5 * \left(\frac{1,5}{2} + (x - 1,5) \right) \right] - q_u^2 \left[1,8 * \left(\frac{1,8}{2} + (x - 3,3) \right) \right] - q_u^1 \left[\frac{(x - 3,3)^2}{2} \right]$$

$$M = -11,19(x) - 10,65 \left[\frac{(x - 3,3)^2}{2} \right] + 77,38 \Rightarrow \begin{cases} M(3,3) = 40,48 \text{ KN.m} \\ M(5,2) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a ELU :

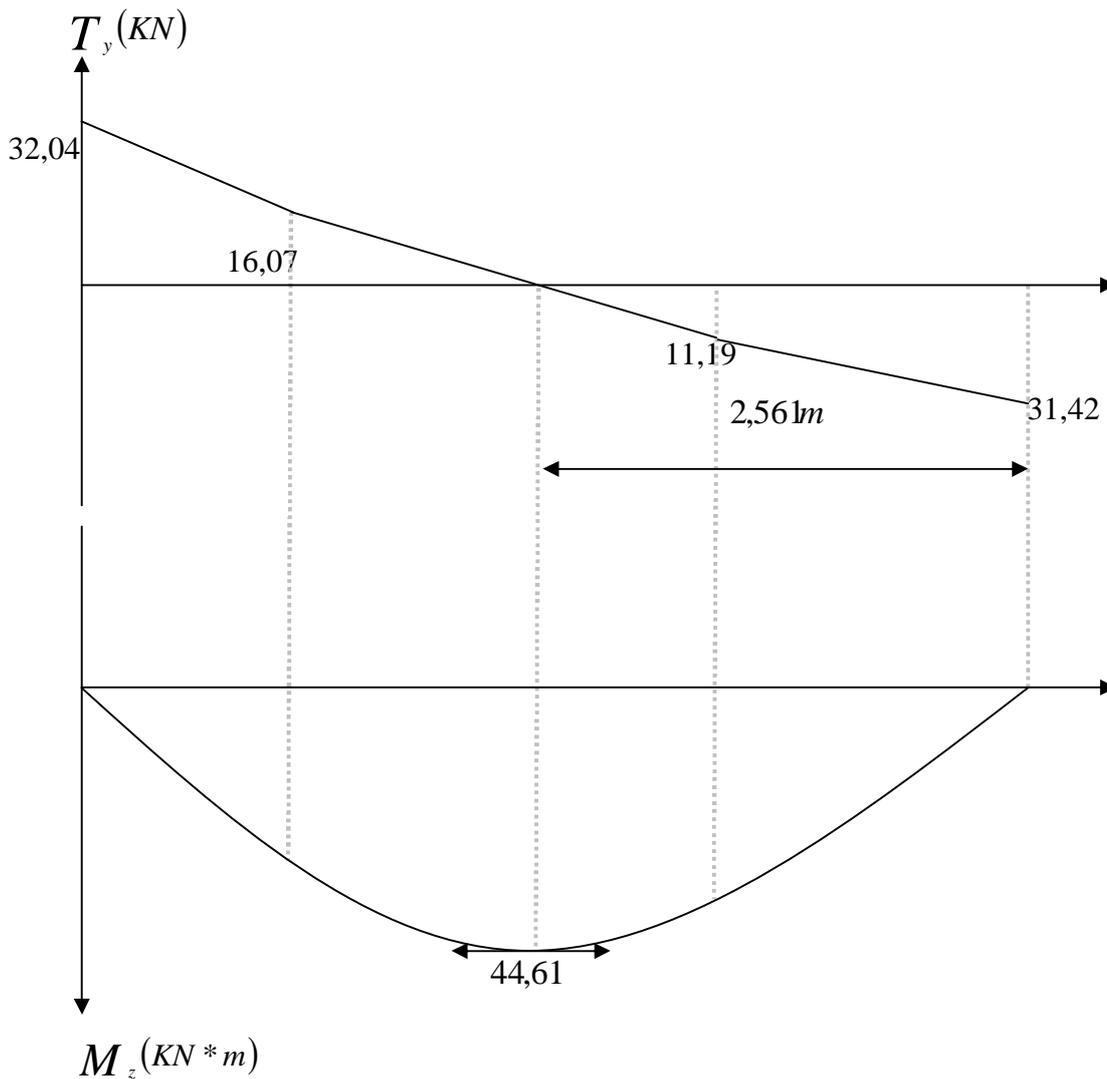


Figure III.2. 7. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU.

Afin de tenir compte des semi-encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit : En travée : $M_t = 0,85 M_0 \Rightarrow M_t = 37,92 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = -0,3 M_0 \Rightarrow M_a = -13,38 \text{ KN.m}$

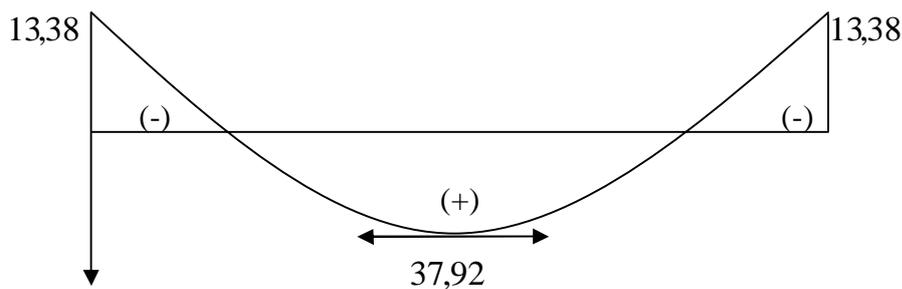
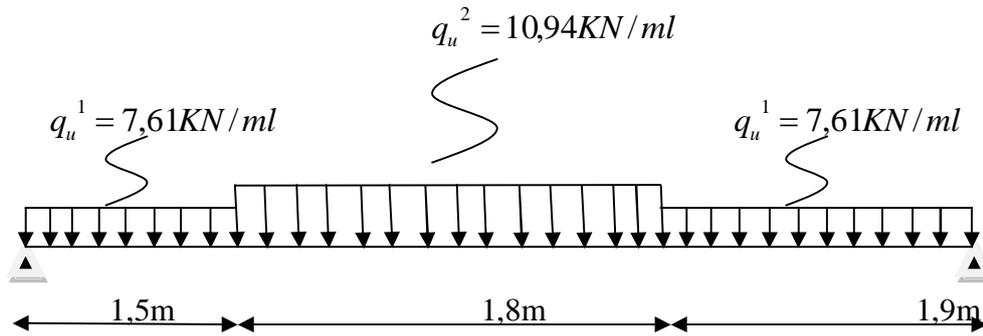


Figure III.2.8. Diagramme des moments fléchissant à ELU en tenant compte de semi-encastrement

➤ Calcul à l'ELS :



➤ Réaction d'appuis : D'après RDM

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_u^1 * 3,4 + q_u^2 * 1,8$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 45,56 \text{ KN}$$

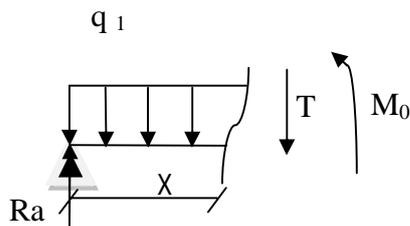
$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow 5,2R_B = q_u^1 * \left[\left(\frac{1,5}{2} \right) * 1,5 \right] + q_u^2 * \left[\left(\frac{1,8}{2} + 1,5 \right) * 1,8 \right] + q_u^1 * \left[\left(\frac{1,9}{2} + 3,3 \right) * 1,9 \right]$$

$$\Rightarrow R_B = 22,55 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A = 23,01 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$



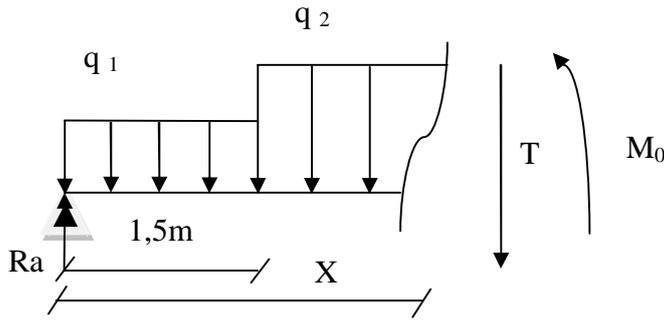
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = R_A - q_u^1(x)$$

$$T = 23,01 - 7,61(x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 23,01 \text{ KN} \\ T(1,5) = 0 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/o} = 0 \Rightarrow M = R_A(x) - q_u^1 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M = 23,01(x) - 7,61 \left(\frac{x^2}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1,5) = 25,96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $1,5m \leq x \leq 3,3m$



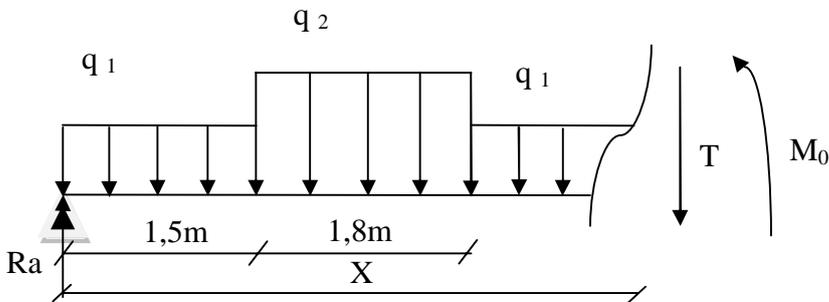
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = R_A - q_u^1 * (1,5) - q_u^2 (x - 1,5)$$

$$T = 11,60 - 10,94(x - 1,5) \Rightarrow \begin{cases} T(1,5) = 11,60KN \\ T(3,3) = -8,09KN \end{cases}$$

$$\sum M_{/o} = 0 \Rightarrow M = R_A(x) - q_u^1 \left[1,5 * \left(x - \frac{1,5}{2} \right) \right] - q_u^2 \left[\frac{(x - 1,5)^2}{2} \right]$$

$$M = 11,60(x) - 10,94 \left[\frac{(x - 1,5)^2}{2} \right] + 8,56 \Rightarrow \begin{cases} M(1,5) = 25,96KN.m \\ M(3,3) = 29,11KN.m \end{cases}$$

Tronçon 3 : $3,3m \leq x \leq 5,2m$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = R_A - q_u^1 * (1,5) - q_u^2 * (1,8) - q_u^1 * (x - 3,3)$$

$$T = -8,09 - 7,61 * (x - 3,3) \Rightarrow \begin{cases} T(3,3) = -8,09KN \\ T(5,2) = -22,25KN \end{cases}$$

$$\sum M_{/o} = 0 \Rightarrow$$

$$M = R_A(x) - q_u^1 \left[1,5 * \left(\frac{1,5}{2} + (x - 1,5) \right) \right] - q_u^2 \left[1,8 * \left(\frac{1,8}{2} + (x - 3,3) \right) \right] - q_u^1 \left[\frac{(x - 3,3)^2}{2} \right]$$

$$M = -8,09(x) - 7,61 \left[\frac{(x - 3,3)^2}{2} \right] + 47,26 \Rightarrow \begin{cases} M(3,3) = 29,11KN.m \\ M(5,2) = 0KN.m \end{cases}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant a ELS:

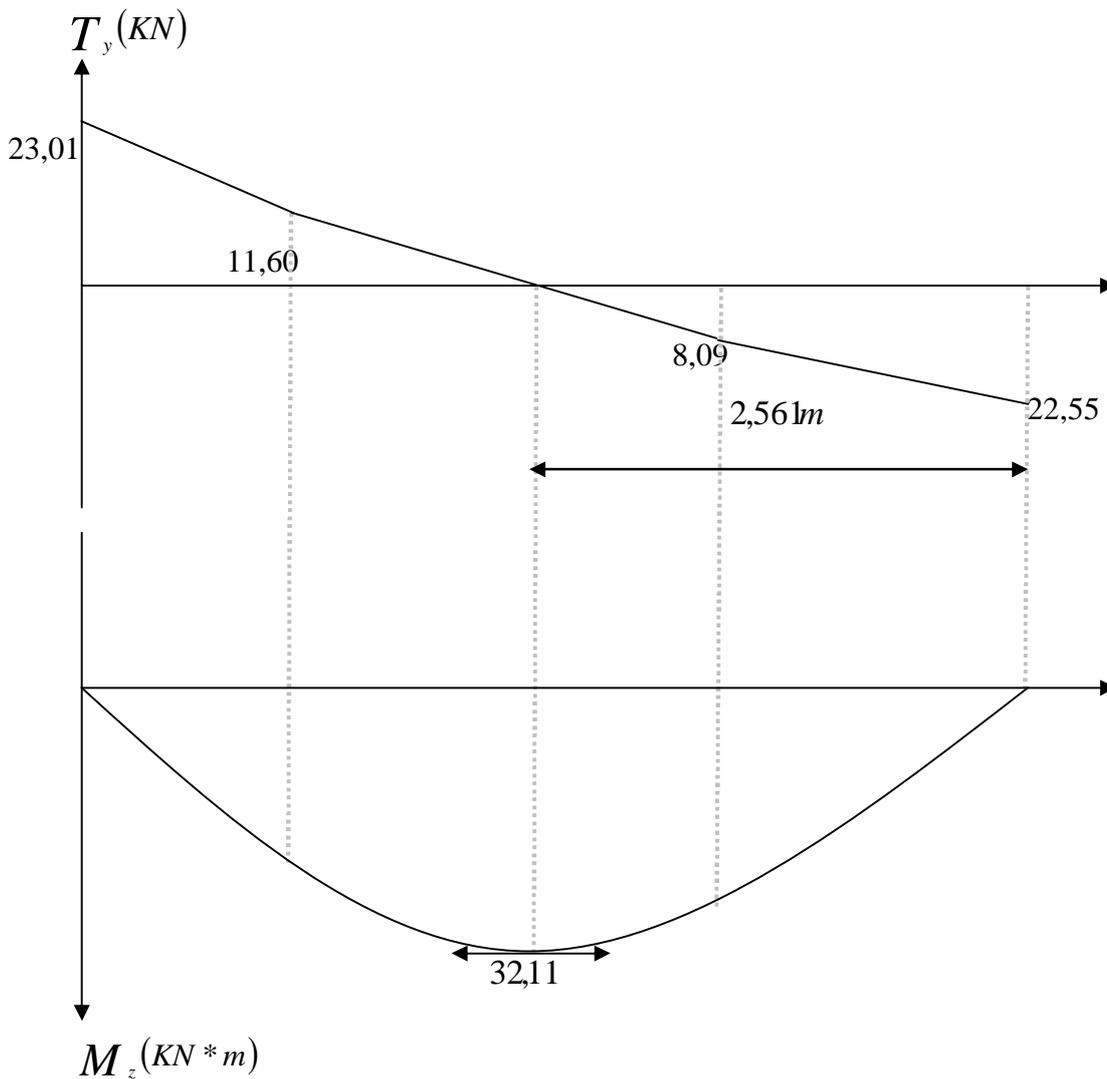


Figure III.2. 9. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS

Afin de tenir compte des semi-encastres, les moments en travées et aux appuis seront affectés par des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

Soit :

En travée : $M_t = 0,85 M_0$	\Rightarrow	$M_t = 27,29 \text{ KN.m}$
En appuis : $M_a = -0,3 M_0$	\Rightarrow	$M_a = -9,63 \text{ KN.m}$

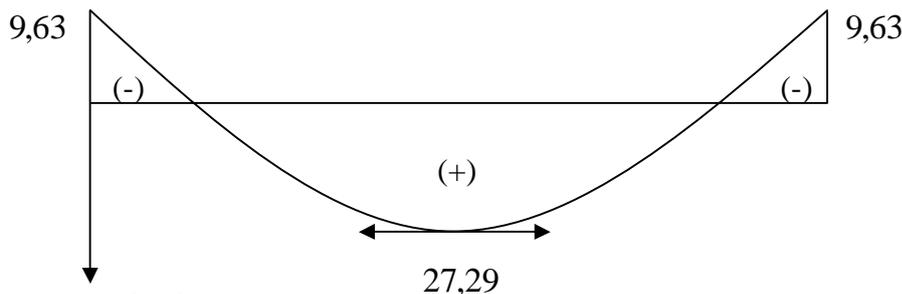
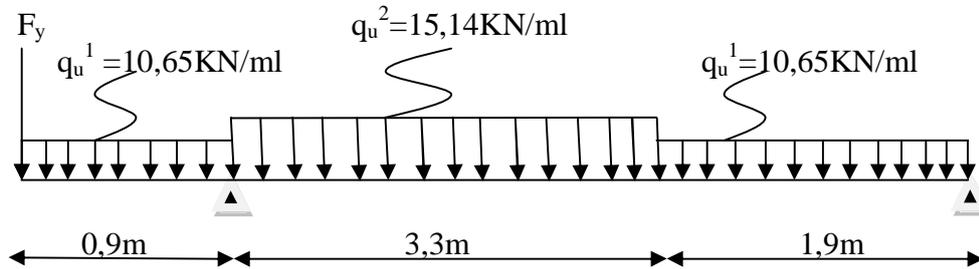


Figure III.2. 10. Diagramme des moments fléchissant à ELS en tenant compte de Semi-encastrement

1. Type 4 (Service) :

➤ Calcul a l'ELU :



➤ Réaction d'appuis : D'après RDM

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = F_Y + q_u^1 * 2,8 + q_u^2 * 3,3$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 89,33KN$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

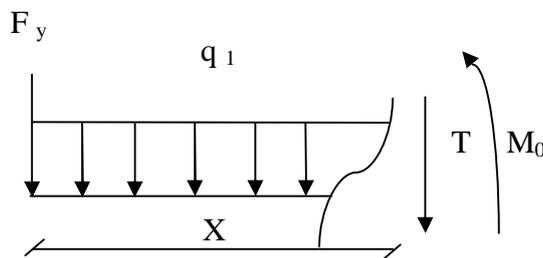
$$5,2R_A = F_Y * (6,1) + q_u^1 * \left[\left(\frac{0,9}{2} + 5,2 \right) * 0,9 \right] + q_u^2 * \left[\left(\frac{3,3}{2} + 1,9 \right) * 3,3 \right] + q_u^1 * \left[\left(\frac{1,9}{2} \right) * 1,9 \right]$$

$$\Rightarrow R_A = 59,42KN$$

$$\Rightarrow R_B = 29,91KN$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0,9m$



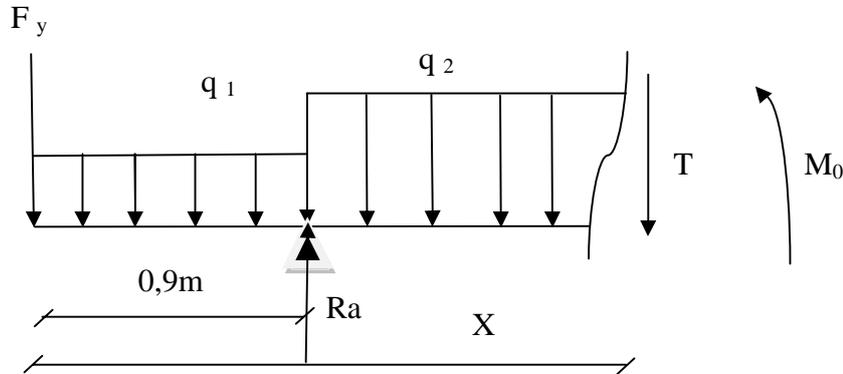
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = F_Y - q_u^1(x)$$

$$T = -9,55 - 10,65(x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -9,55KN \\ T(0,9) = -19,13KN \end{cases}$$

$$\sum M_{/O} = 0 \Rightarrow M = F_Y(x) - q_u^1 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M = -9,55(x) - 10,65\left(\frac{x^2}{2}\right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,9) = -12,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $0,9m \leq x \leq 4,2m$



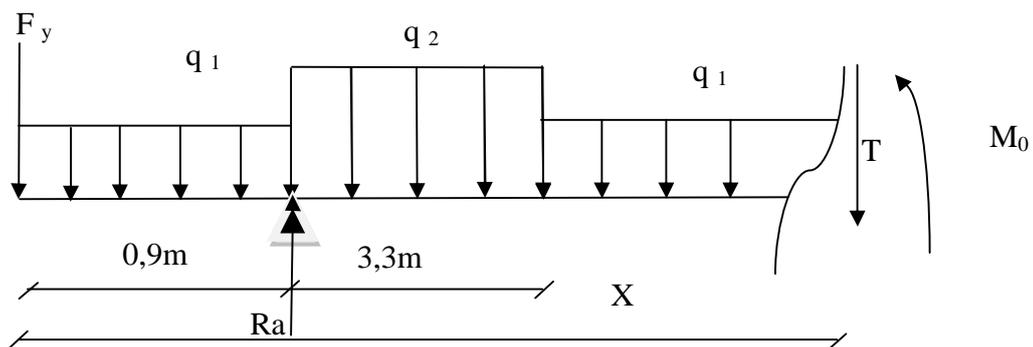
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = F_y - R_A - q_u^1 * (0,9) - q_u^2 (x - 0,9)$$

$$T = 53,91 - 15,14(x) \Rightarrow \begin{cases} T(0,9) = 40,29 \text{ KN} \\ T(4,2) = -9,6 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/o} = 0 \Rightarrow M = F_y + R_A(x - 0,9) - q_u^1 \left[0,9 * \left(\frac{0,9}{2} + (x - 0,9) \right) \right] - q_u^2 \left[\frac{(x - 1,9)^2}{2} \right]$$

$$M = 40,29(x) - 15,14 \left[\frac{(x - 0,9)^2}{2} \right] - 49,17 \Rightarrow \begin{cases} M(0,9) = -12,91 \text{ KN.m} \\ M(4,2) = 37,60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $4,2m \leq x \leq 6,1m$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = R_A + F_y - q_u^1 * (0,9) - q_u^2 * (3,3) - q_u^1 * (x - 4,2)$$

$$T = 37,05 - 10,65 * (x) \Rightarrow \begin{cases} T(4,2) = -9,67 \text{ KN} \\ T(6,1) = -29,91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M_{/O} = 0 \Rightarrow$$

$$M = F_Y + R_A(x - 0,9) - q_u^1 \left[0,9 * \left(\frac{0,9}{2} + (x - 0,9) \right) \right] - q_u^2 \left[3,3 * \left(\frac{3,3}{2} + (x - 4,2) \right) \right] - q_u^1 \left[\frac{(x - 4,2)^2}{2} \right]$$

$$M = -9,67(x) - 10,65 \left[\frac{(x - 4,2)^2}{2} \right] + 78,23 \Rightarrow \begin{cases} M(4,2) = 37,60 \text{ KN.m} \\ M(56,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU:

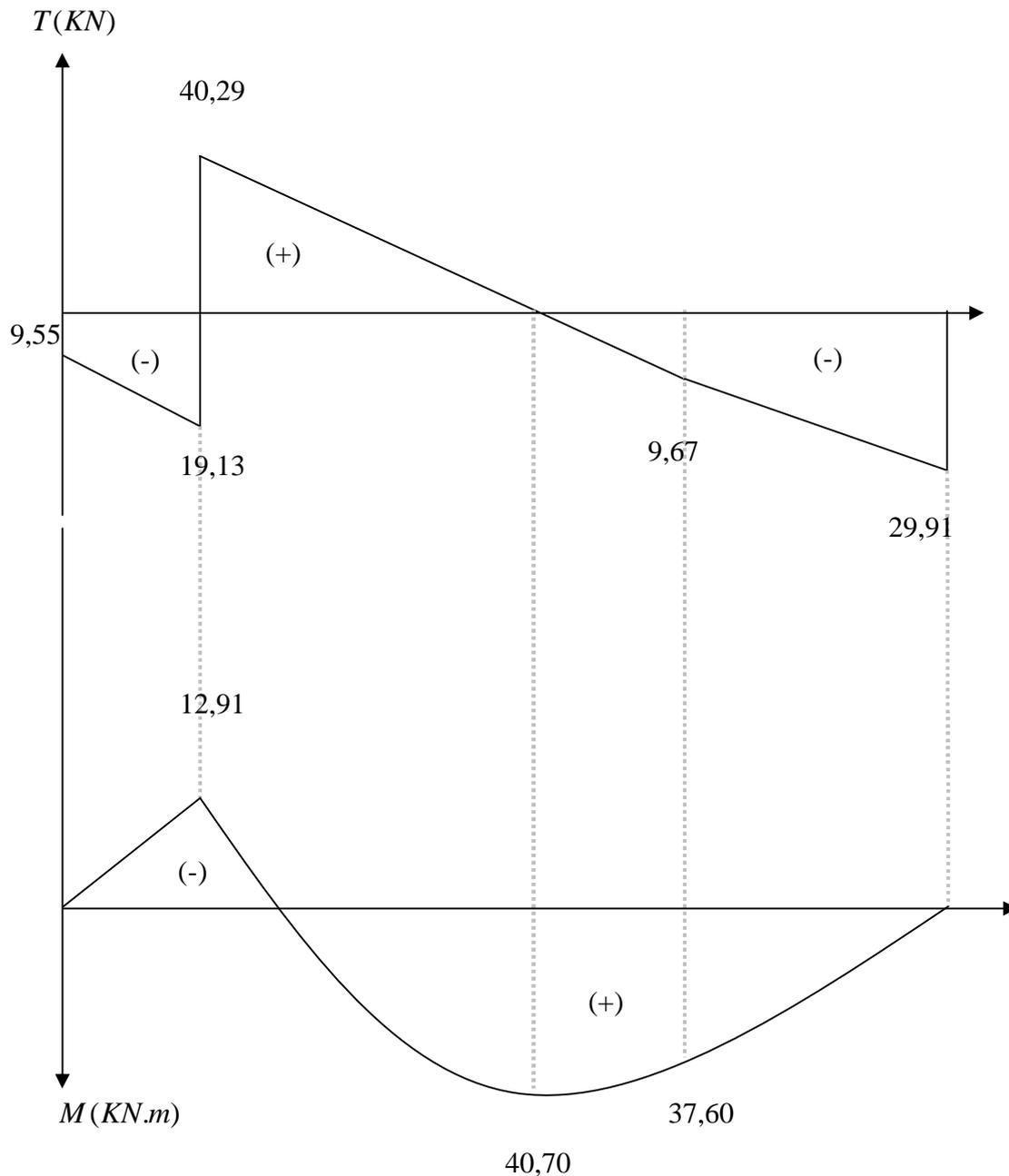
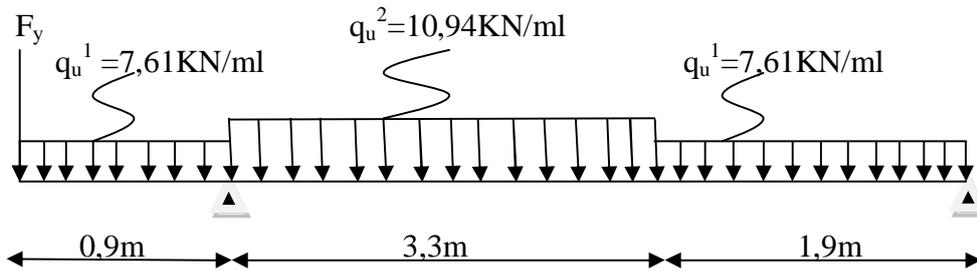


Figure III.2. 11. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELU.

➤ Calcul à l'ELS:



➤ Réaction d'appuis : D'après RDM

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = F_Y + q_u^1 * 2,8 + q_u^2 * 3,3$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 66,96 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

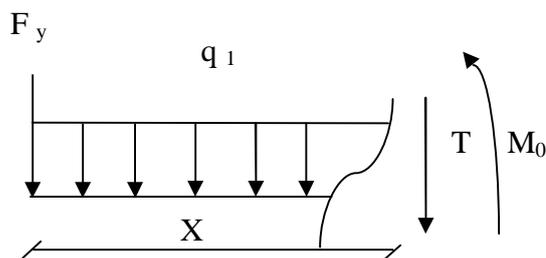
$$5,2R_A = F_Y * (6,1)q_u^1 * \left[\left(\frac{0,9}{2} + 5,2 \right) * 0,9 \right] + q_u^2 * \left[\left(\frac{3,3}{2} + 1,9 \right) * 3,3 \right] + q_u^1 * \left[\left(\frac{1,9}{2} \right) * 1,9 \right]$$

$$\Rightarrow R_A = 45,93 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_B = 21,03 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 0,9 \text{ m}$



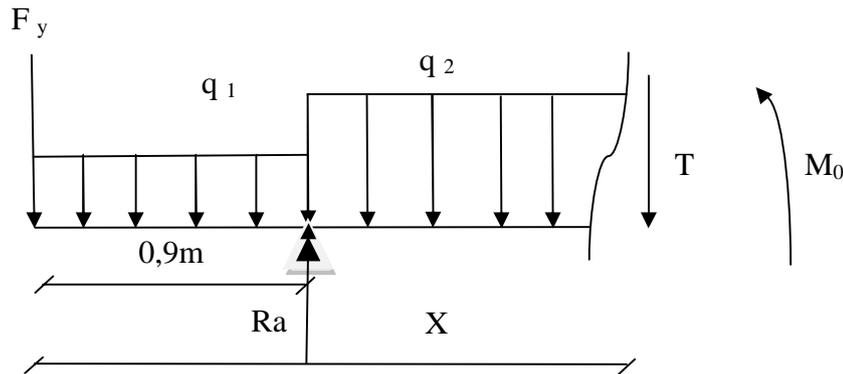
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow T = F_Y - q_u^1(x)$$

$$T = -9,55 - 7,61(x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -9,55 \text{ KN} \\ T(0,9) = -16,40 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/o} = 0 \Rightarrow M = F_y(x) - q_u^1 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$M = -9,55(x) - 7,61 \left(\frac{x^2}{2} \right) \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,9) = -11,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 : $0,9m \leq x \leq 4,2m$



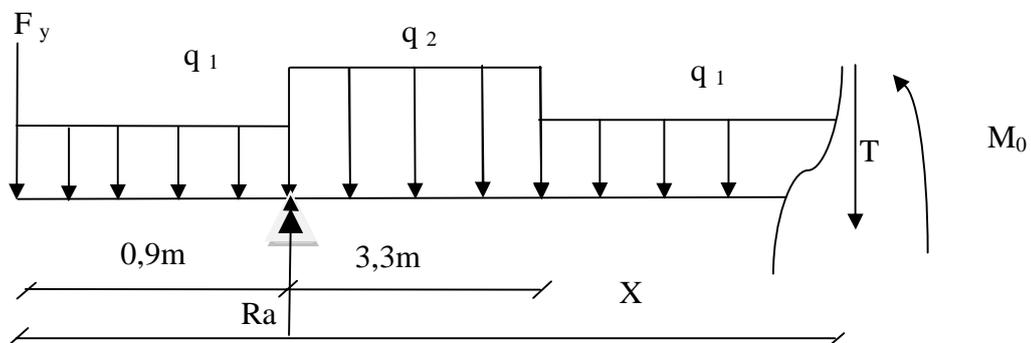
$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T = F_y - R_A - q_u^1 * (0,9) - q_u^2 (x - 0,9)$$

$$T = 39,38 - 10,94(x) \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 29,53 \text{ KN} \\ T(4,2) = -6,57 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/o} = 0 \Rightarrow M = F_y + R_A(x - 0,9) - q_u^1 \left[0,9 * \left(\frac{0,9}{2} + (x - 0,9) \right) \right] - q_u^2 \left[\frac{(x - 1,9)^2}{2} \right]$$

$$M = 29,53(x) - 10,94 \left[\frac{(x - 0,9)^2}{2} \right] - 38,26 \Rightarrow \begin{cases} M(0,9) = -11,68 \text{ KN.m} \\ M(4,2) = 26,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 : $4,2m \leq x \leq 6,1m$



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow T = R_A + F_y - q_u^1 * (0,9) - q_u^2 * (3,3) - q_u^1 * (x - 4,2)$$

$$T = 25,39 - 7,61 * (x) \Rightarrow \begin{cases} T(4,2) = -6,57 \text{ KN} \\ T(6,1) = -21,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M_{/o} = 0 \Rightarrow$$

$$M = F_Y + R_A(x - 0,9) - q_u^1 \left[0,9 * \left(\frac{0,9}{2} + (x - 0,9) \right) \right] - q_u^2 \left[3,3 * \left(\frac{3,3}{2} + (x - 4,2) \right) \right] - q_u^1 \left[\frac{(x - 4,2)^2}{2} \right]$$

$$M = -6,57(x) - 7,61 \left[\frac{(x - 4,2)^2}{2} \right] + 53,80 \Rightarrow \begin{cases} M(4,2) = 26,22 \text{ KN.m} \\ M(6,1) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS:

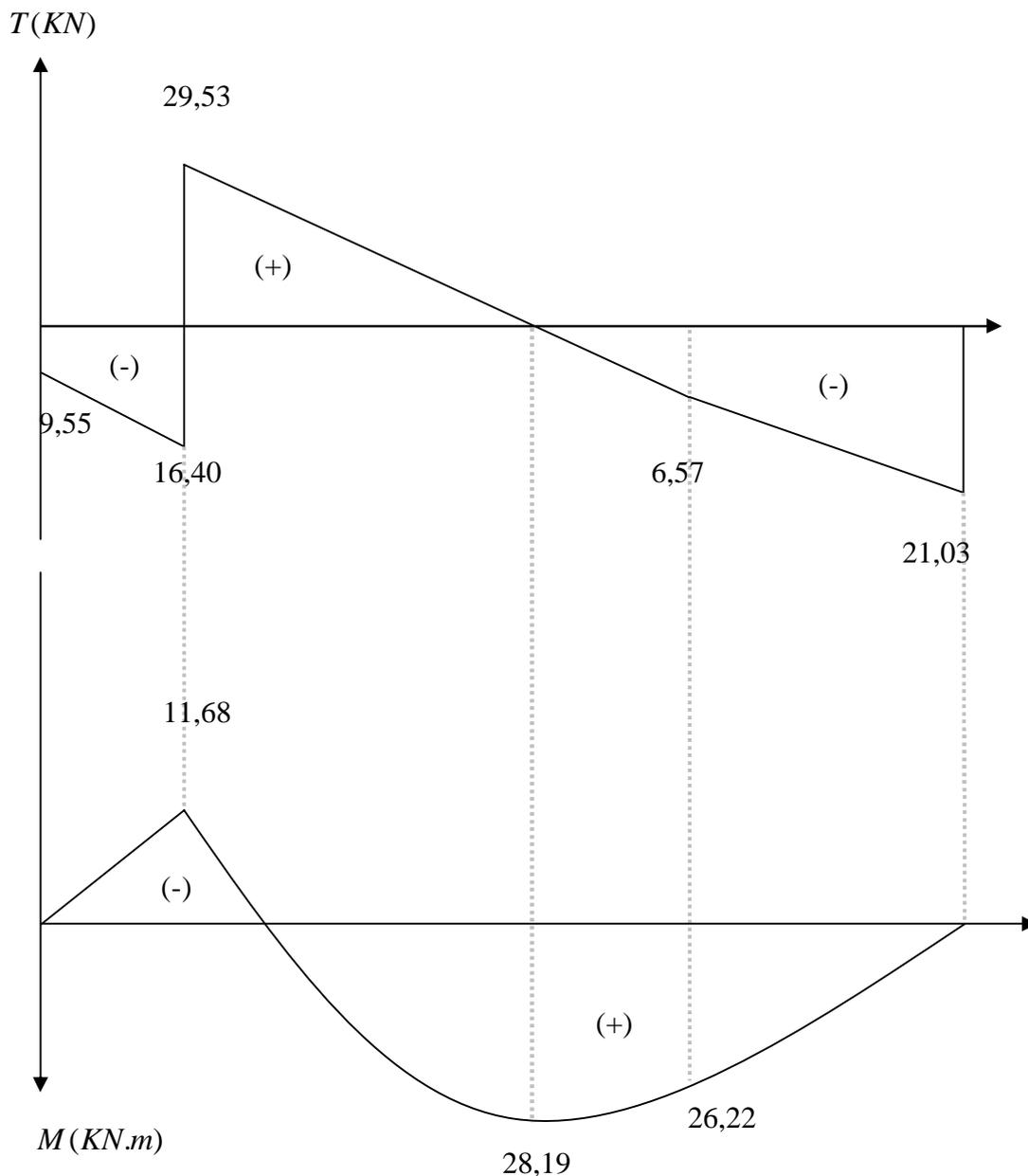


Figure III.2.12. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants à ELS.

➤ Les autres types sont résumés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau III.2. 5 . Les moments et les efforts tranchants des différents types d'escaliers.

Blocs	Volées	ELU			ELS	
		M_{\max}^t (KN.m) (0,85 * M_0)	M_{\max}^a (KN.m) (0,3 * M_0)	T(KN)	M_{\max}^t (KN.m) (0,85 * M_0)	M_{\max}^a (KN.m) (0,3 * M_0)
A, B	T ₁	37,92	-13,38	32,04	27,29	-9,63
	T ₂	13,72	-4,84	22,10	9,89	-3,49
	T ₃	5,21	-1,84	13,63	3,77	-1,33
	T ₄	34,60	-12,21	40,29	23,96	-8,46
	T ₅	17,20	-6,07	31,27	11,50	-4,06
	T ₆	43,07	-15,20	35,83	31,05	-10,96
C	T ₁	49,77	-17,57	37,87	37,87	-12,66
	T ₂	42,08	-14,85	38,72	30,36	-10,72
		44,57	-15,73	39,85	32,15	-11,35
T ₃	5,21	-1,84	13,63	3,76	-1,33	

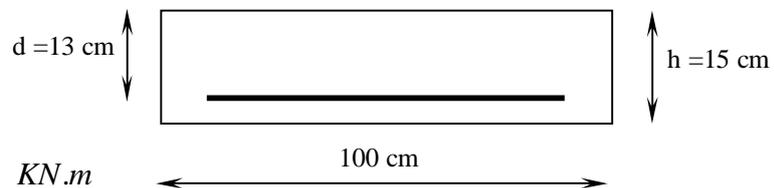
III.2.6.Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont : S = (b*h) avec (b=100cm, h=15cm).

Escalier type 1 :

a) Ferrailage a l'ELU :



❖ En appuis : $M_a = 13,38 \text{ KN.m}$

▪ Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{13,38 * 10^3}{100 * (13)^2 * 14,2} = 0,056$$

$\mu_b = 0,056 < \mu_L = 0,391 \Rightarrow$ La section est simplement armée (introduire des armatures tendus).

$$\mu_b = 0,056 \Rightarrow \beta = 0,971 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{13,38 * 10^3}{0,971 * 13 * 348} = 3,04 \text{ cm}^2$$

❖ En travée : $M_t = 37,92 \text{ KN.m}$

• Armatures longitudinales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{37,92 * 10^3}{100 * (13)^2 * 14,2} = 0,158$$

$\mu_b < \mu_L \Rightarrow$ La section est simplement armée

$\mu_b = 0,158 \Rightarrow \beta = 0,914$ [Annexe I]

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{37,92 * 10^3}{0,914 * 13 * 348} = 9,17 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à L'ELS :

Les escaliers sont à l'intérieur, ils ne sont pas exposés aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, donc les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

➤ **Vérification des contraintes :** On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y)$

Position du centre de gravité de la section: $y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$

Le moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. 6 . Vérification des contraintes.

M_{ser} KN.m	A_s Cm^2	Y Cm	I Cm^4	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation
9,63	3,04	0,71	$6,92 * 10^3$	0,99	256,54	Vérifiée
27,29	9,17	1,46	$1,84 * 10^4$	2,16	256,73	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :** Selon BAEL 99 et le CBA 93

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées :

- 4) $\frac{h_t}{l} > \frac{3}{80}$
- 5) $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 * M_0}$
- 6) $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec : $h_i=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $L=207\text{cm}$; $M_{t\text{ ser}}= 27,29\text{KN.m}$; $A_s=9,17\text{cm}^2$;
 $f_c = 400\text{MPa}$; $M_{0\text{ ser}}=32,11\text{KN.m}$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. 7. Conditions de non vérification de a flèche.

Condition		
(1)	(2)	(3)
vérifiée	vérifiée	N'est pas vérifiée

Donc il est indispensable de calculer la flèche et vérifier celle-ci avec la flèche admissible.

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec: f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes.

f_{pi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes.

f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes présentes sur l'élément au moment de la pose des cloisons.

Evaluation des moments :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jser} = b * G' \text{ (La charge qui revient à l'escalier sans les revêtements).} \\ q_{gser} = b * G \text{ (La charge permanente qui revient à l'escalier).} \\ q_{pser} = b * (G + Q) \text{ (La charge permanente et la charge d'exploitation).} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{jser} = 1 * 6,32 = 6,32 \text{KN / m} \quad \Rightarrow \quad M_{jser} = 0,75 * \frac{q_{jser}}{8} * l^2 = 2,76 \text{KN.m} \\ q_{gser} = 1 * 8,44 = 8,44 \text{KN / m} \quad \Rightarrow \quad M_{gser} = 0,75 * \frac{q_{gser}}{8} * l^2 = 3,69 \text{KN.m} \\ q_{pser} = 1 * (8,44 + 2,5) = 10,94 \text{KN / m} \quad \Rightarrow \quad M_{pser} = 0,75 * \frac{q_{pser}}{8} * l^2 = 4,79 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul de la flèche :**

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fji}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fpi}} \quad f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fgi}}$$

Avec : E_i : module de déformation instantanée du béton.

E_v : module de déformation différée du béton.

I_0 : moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} , I_{fv} : module d'élasticité fictif.

$M_{g.ser}$: moment dû aux charges permanentes.

$M_{p.ser}$: moment dû aux charges permanentes et charges d'exploitation.

Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{100 * 15^3}{12} + 15 * 9,17 \left(\frac{15}{2} - 13 \right)^2 = 3,23 * 10^4 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients de déformation λ_i et λ_v :

$$\rho = \frac{A}{b * d} = \frac{9,17}{100 * 13} = 0,007$$

ρ : Le rapport de l'aire (A) dans la section des armatures tendues à l'aire de la section utile de la nervure.

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b}{b} \right) * \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 * 2,1}{5 * 0,007} = 3,00$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{\left(2 + 3 * \frac{b}{b} \right) * \rho} = 0,4 * \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0,4 * 3,00 = 1,2$$

Contraintes (σ_s):

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser} * (d - y)}{I} = 25,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser} * (d - y)}{I} = 34,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser} * (d - y)}{I} = 45,02 \text{ MPa}$$

➤ Inerties fictives (I_f): (Si $\mu \leq 0 \rightarrow \mu = 0$)

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0 \Rightarrow I_{f_{ij}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_j} = 3,55 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0 \Rightarrow I_{f_{ip}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_p} = 3,55 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0 \Rightarrow I_{f_{ig}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} = 3,55 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu_g} = 3,55 * 10^4 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164,2 \text{ MPa} \quad E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ Les résultats de vérification de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.2.8. Vérification de la flèche d'escalier.

$f_{gv} \text{ (cm)}$	$f_{ji} \text{ (cm)}$	$f_{pi} \text{ (cm)}$	$f_{gi} \text{ (cm)}$	$\Delta f \text{ (cm)}$	$\bar{f} \text{ (cm)}$	Observation
0,045	0,011	0,02	0,015	0,04	0,36	Vérifiée

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

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Tableau III.2. 8. Vérification de la condition de non fragilité.

$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	<i>Armature principale</i>		<i>Armature de répartition</i>	
	$A_{\text{Calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	<i>Observation</i>	$A_{\text{Calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	<i>Observation</i>
1,69	9,17	Vérifiée	3,04	Vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37,90 * 10}{100 * 13} = 0,29 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Calcul des autres types d'escaliers:**

a) **Ferraillage à l'ELU :**

Les calculs du ferraillage des autres types d'escaliers sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. 9. Calcul des armatures.

<i>Blocs</i>	<i>Types</i>	En Travée				En Appuis			
		$M_t \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	β	$A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$M_a \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	β	$A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$
<i>A et B</i>	T_1	37,92	0,158	0,914	9,17	13,38	0,055	0,971	3,04
	T_2	13,72	0,057	0,970	3,12	4,84	0,020	0,990	1,00
	T_3	5,21	0,022	0,989	1,16	1,84	0,008	0,996	0,41
	T_4	34,60	0,144	0,922	8,29	12,21	0,052	0,973	2,77
	T_5	17,20	0,072	0,963	3,95	6,07	0,025	0,987	1,36
	T_6	43,07	0,179	0,901	10,57	15,20	0,063	0,967	3,47
<i>C</i>	T_1	49,77	0,207	0,882	12,47	17,57	0,073	0,962	4,04
	T_2	42,08	0,175	0,902	10,31	14,85	0,062	0,968	3,39
		44,57	0,186	0,896	10,99	15,73	0,065	0,966	3,60
	T_3	5,21	0,022	0,989	1,16	1,84	0,007	0,996	0,41

b) **Vérification a ELS** : les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. 10 . Vérification des contraintes.

Blocs	Types	Travées							Appuis						
		M_t KN.m	A_s Cm ²	Y Cm	I Cm ⁴	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation	M_a KN.m	A_s Cm ²	Y Cm	I Cm ⁴	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation
A, B	T_1	27,29	9,17	1,47	1,84*10 ⁴	2,18	256,51	Vérifiée	9,63	3,04	0,71	6,90*10 ³	1,00	257,28	Vérifiée
	T_2	9,89	3,12	0,72	7,07*10 ³	1,00	257,67	Vérifiée	3,49	1,00	0,44	2,37*10 ³	0,64	277,43	Vérifiée
	T_3	3,77	1,16	0,75	2,63*10 ³	1,07	263,39	Vérifiée	1,33	0,41	1,35	9,17*10 ²	1,96	253,45	Vérifiée
	T_4	23,96	8,29	1,34	1,70*10 ⁴	1,89	246,51	Vérifiée	8,46	2,77	0,69	6,31*10 ³	0,92	247,57	Vérifiée
	T_5	11,50	3,95	0,79	8,85*10 ³	1,03	238,00	Vérifiée	4,06	1,36	0,71	3,09*10 ³	0,93	242,22	Vérifiée
	T_6	31,05	10,57	1,66	2,05*10 ⁴	2,51	257,64	Vérifiée	10,96	3,47	0,75	7,82*10 ³	1,05	257,53	Vérifiée
C	T_1	49,77	12,47	1,94	2,31*10 ⁴	4,17	357,44	Vérifiée	17,57	4,04	0,80	9,03*10 ³	1,55	356,07	Vérifiée
	T_2	42,08	10,31	1,63	2,01*10 ⁴	3,41	357,05	Vérifiée	14,85	3,39	0,74	7,66*10 ³	1,43	356,51	Vérifiée
		44,57	10,99	1,72	2,11*10 ⁴	3,63	357,40	Vérifiée	15,73	3,60	0,76	8,10*10 ³	1,47	356,56	Vérifiée
	T_3	5,21	1,16	0,75	2,62*10 ³	1,49	365,39	Vérifiée	1,84	0,41	1,35	9,16*10 ²	2,71	351,03	Vérifiée

2. Etat limite de déformation (la flèche) :

Avec : $h_t=15\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. 11 . Vérification de la condition des flèches.

Blocs	volées	f_{gv} (cm)	f_{ji} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gi} (cm)	Δf (cm)	L (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
A, B	T_1	0,045	0,011	0,02	0,015	0,04	207	0,41	Vérifiée
	T_2	0,086	0,022	0,038	0,03	0,072	241	0,48	Vérifiée
	T_3	0,069	0,025	0,05	0,036	0,058	207	0,41	Vérifiée
	T_4	0,030	0,008	0,013	0,010	0,025	379	0,76	Vérifiée
	T_5	0,021	0,005	0,009	0,007	0,02	241	0,48	Vérifiée
	T_6	0,21	0,047	0,13	0,081	0,21	310	0,62	Vérifiée
C	T_1	0,20	0,046	0,12	0,077	0,20	310	0,62	Vérifiée
	T_2	0,82	0,24	0,57	0,39	0,76	414	0,83	Vérifiée
		0,81	0,31	0,70	0,48	0,72	425	0,85	Vérifiée
	T_3	0,042	0,011	0,019	0,014	0,036	207	0,41	Vérifiée

Choix des armatures des différents types d'escaliers sont résumés dans le tableau suivant :

[Annexe II, III]

Tableau III.2. 12 . Ferrailage des différents types d'escalier.

Blocs	Types d'escaliers	Travées			Appuis		
		$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	St (cm)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	St (cm)
A, B	T_1	9,17	8HA14=12,32	12.50	3,04	4HA12=4.52	25
	T_2	3,12	4HA12=4,52	25.00	1,00	4HA8=2.01	25
	T_3	1,16	4HA10=3,14	25.00	0,41	4HA8=2.01	25
	T_4	8,29	8HA12=9,05	12.50	2,77	4HA12=9,05	25
	T_5	3,95	4HA12=4,52	25.00	1,36	4HA8=2.01	25
	T_6	10,57	8HA14=12,32	12.50	3,47	4HA12=4.52	25
C	T_1	12,47	10HA14=15,39	10.00	4,04	4HA12=4.52	25
	T_2	10,31	8HA14=12,32	12.50	3,39	4HA12=4.52	25
		10,99	8HA14=12,32	12.50	3,60	4HA12=4.52	25
	T_3	1,16	4HA10=3,14	25.00	0,41	4HA8=2.01	25

Schéma de ferrailage des différents types d'escalier :

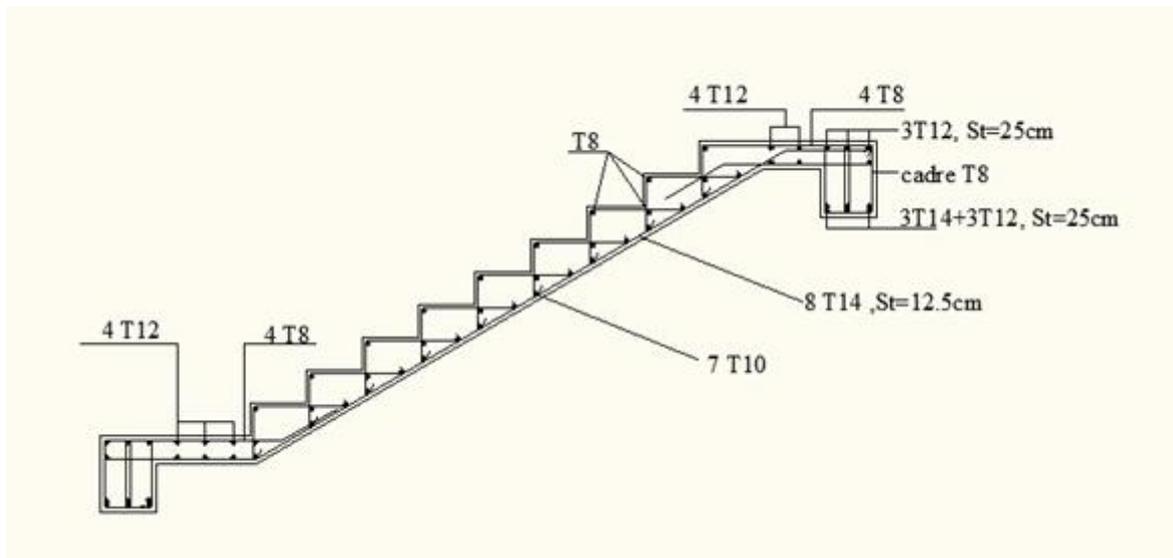


Figure III.2.13. Ferrailage de l'escalier Type 1 et 6.

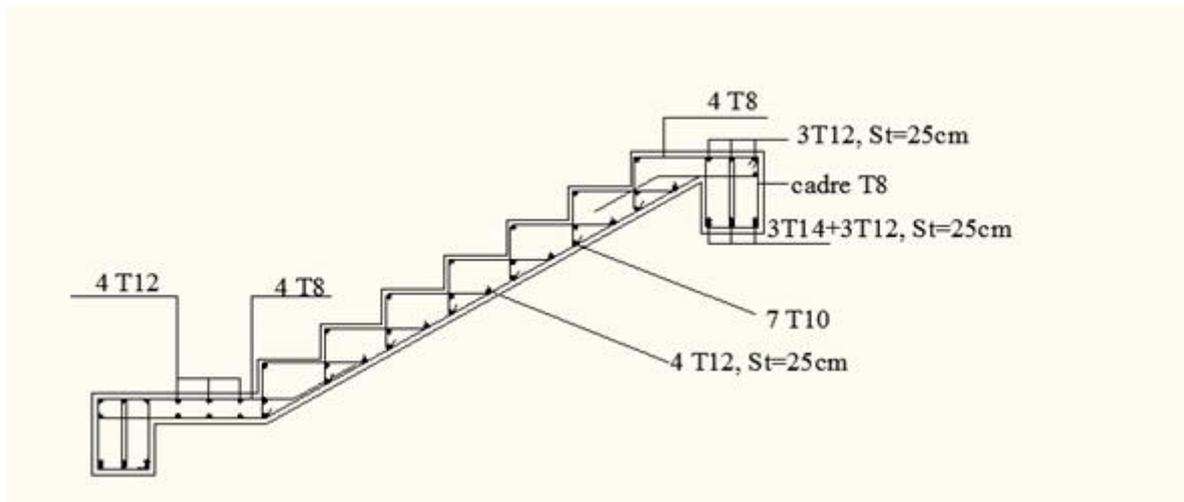


Figure III.2.14. Ferrailage de l'escalier Type 2.

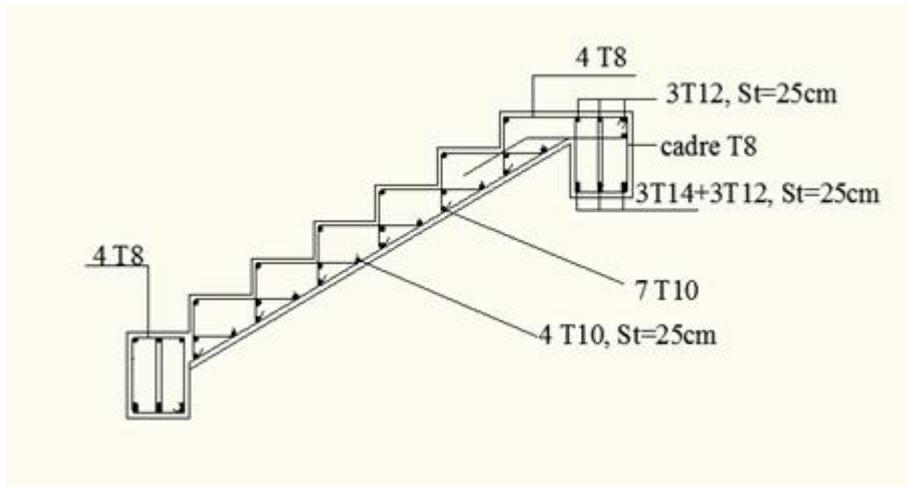


Figure III.2.15. Ferrailage de l'escalier Type 3.

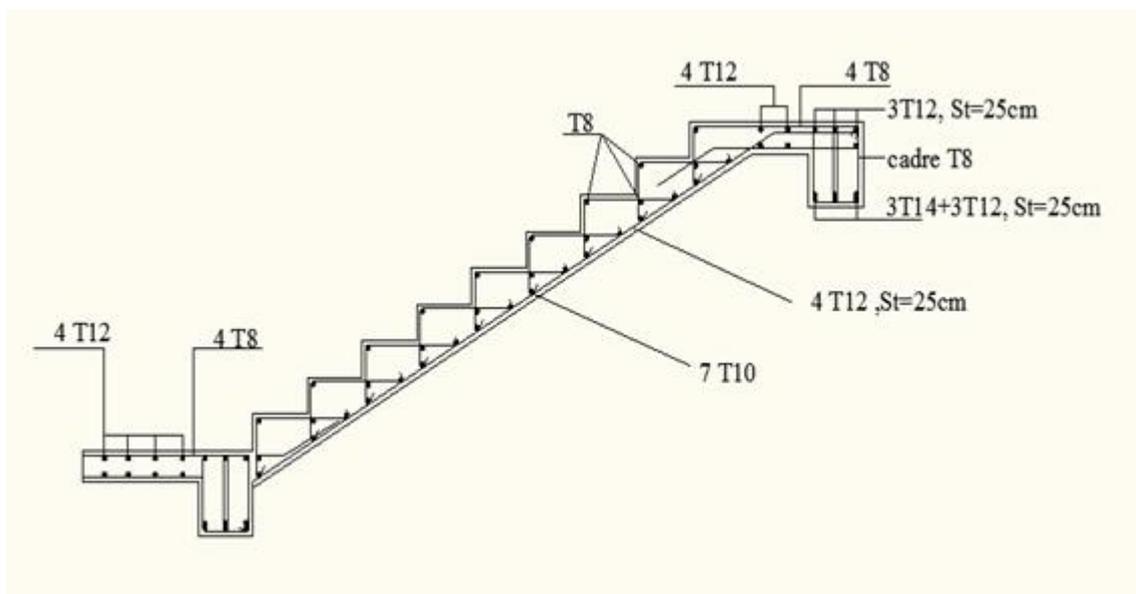
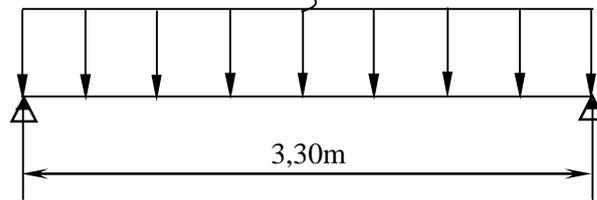


Figure III.2.16. Ferrailage de l'escalier Type 4 et 5.

III.2.7. Calcul de la poutre palière

C'est une poutre palière qui se situe au niveau du palier intermédiaire à mi-étage dans le RDC et à l'étage des autres étages.

a- Pré dimensionnement : $q_u = 44,40 \text{ KN/ml}$



$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 3,30 \text{ m} \Rightarrow \frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \text{ donc : } 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

• L'exigence de RPA 99 (Art 7.5.1) :

- 1) $b \geq 20 \text{ cm}$Vérifiée.
- 2) $h \geq 30 \text{ cm}$Vérifiée.
- 3) $\frac{h}{b} \leq 4$ Vérifiée.

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

b- Détermination des charges :

- ❖ Poids propre de la poutre: $0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$
- ❖ Poids du mur situé sur la poutre : $2,59 \times 2,81 = 7,28 \text{ KN/m}$
- ❖ Réaction du palier sur la poutre : $R_B = 32,04 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} G = 9,15 \text{ KN/m} \\ R = 32,04 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$q_{u_{\max}} = 1,35G + 1,5Q = 44,40 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad M_{ult} = \frac{q_{ult}}{8} * l^2 = 60,44 \text{ KN.m}$$

$$q_{s_{\max}} = G + Q = 41,19 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad M_{ser} = \frac{q_{ser}}{8} * l^2 = 56,07 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = \frac{q_{ult}}{2} * l$$

Tableau III.2. 13 . Les sollicitations de la poutre palière.

	ELU		ELS	
	$Mt=0,85Mu$	$Ma= -0,3Mu$	$Mt=0,85Mser$	$Ma= -0,3Mser$
$M(KN.m)$	51,37	-18,13	47,66	-16,82
$T(KN)$	73,26		67,96	

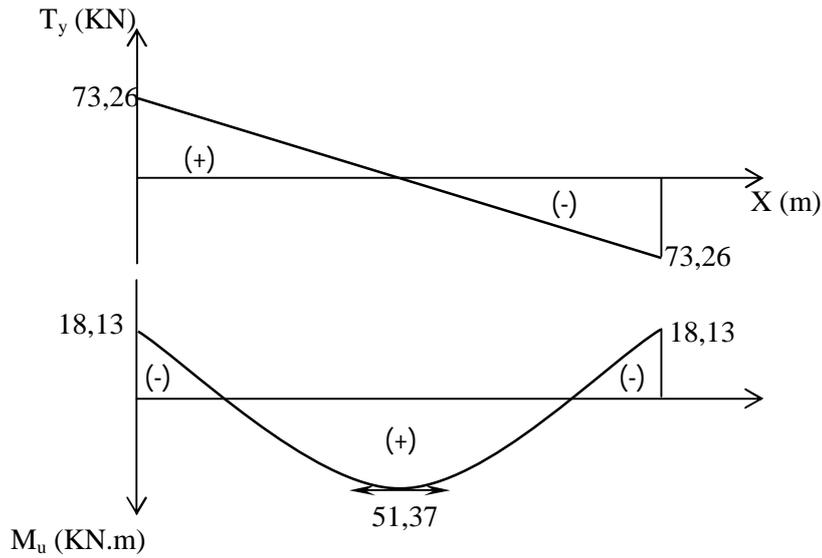


Figure III.2. 13 . Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant d'une poutre palière à ELU.

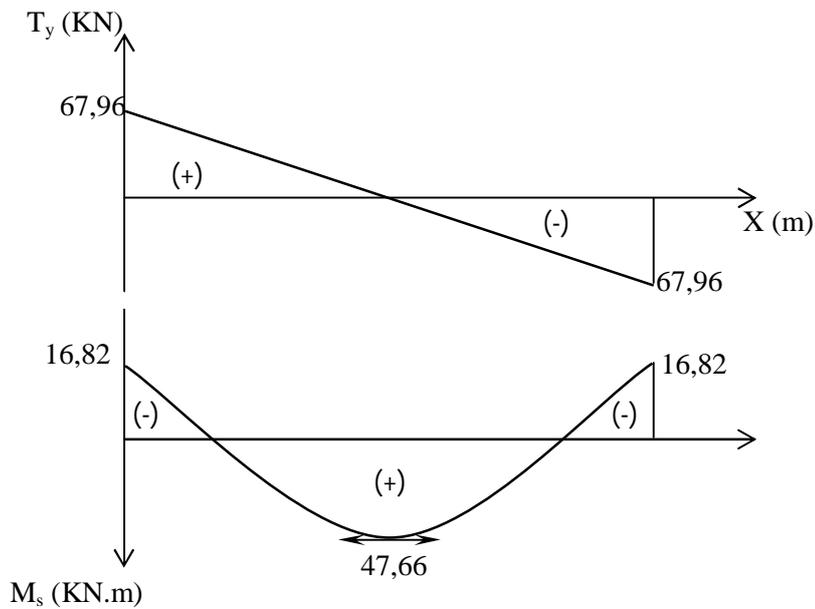


Figure III.2. 14 . Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant d'une poutre palière à ELS.

1. Ferrailage a ELU :

• **Aux appuis :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{18,13 \times 10^6}{250 * (270)^2 * 14,2} = 0,07$$

$$\mu_b = 0,07 < \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,07 \Rightarrow \beta = 0,964 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{18,13 * 10^3}{0,964 * 27 * 348} = 2,00 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T12 ; A_s=3,39cm²** [Annexe II]

• **En travée :**

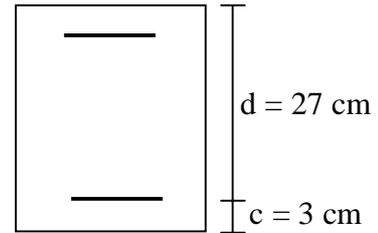
$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bc}} = \frac{51,37 \times 10^6}{250 * (270)^2 * 14,2} = 0,198$$

$$\mu_b < \mu_\ell \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,198 \Rightarrow \beta = 0,889 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{51,37 * 10^3}{0,889 * 27 * 348} = 6,75 \text{ cm}^2$$

Soit : **3T14+3T12 ; A_s=8,01cm²** [Annexe II]



2. Vérification a ELS :

❖ **Vérification des contraintes :**

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. 14 . Vérification des contraintes d'une poutre palière

M_{ser} KN.m	A_s Cm ²	Y Cm	I Cm ⁴	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation
16,82	2,00	1,87	$1,9 * 10^4$	1,66	333,70	Vérifiée
47,66	6,75	4,29	$5,29 * 10^4$	3,86	309,91	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

- 1) $\frac{h_t}{l} > \frac{3}{80}$
- 2) $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 * M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec : $h_t=30\text{cm}$; $b=25\text{cm}$; $d=27\text{cm}$; $L=330\text{cm}$; $M_{\text{tser}}= 47,66\text{KN.m}$; $A_s=6,75\text{cm}^2$;
 $f_e=400\text{MPa}$; $M_{0\text{ser}}=56,07\text{KN.m}$

Les conditions sont tous vérifié donc y a pas de risque de flèche de la poutre palière.

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL99) :** On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 25 * 27 * \frac{2,1}{400} = 0,815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 6,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 2,00 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** D'après le **BAEL 99 (Art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Les escaliers est à l'intérieur du bâtiment, donc la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{73,26 * 10}{25 * 27} = 1,08 < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- i) **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.7.2.2/BAEL99).

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35} ; 1 ; \frac{25}{10}\right) = 0,57 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 6 \text{ mm}$.

- j) **Espacement des armatures transversales (S_t) :** (Art A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min(0,9 * d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = \min(24,3\text{cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24,3\text{cm}$$

On prend un espacement $S_t=25\text{cm}$.

- k) **Section des armatures transversales :** ($\alpha=90^\circ$)

$$A_t \geq S_t * b \left(\frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,9 \sigma_{su}} \right) \Rightarrow A_t \geq 0,89 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- l) **Vérification des appuis :** (Art A.5.1.3.1/BAEL99)

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\delta_b} 0,9 * d * b_0 \Rightarrow V_u \leq 4050 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

m) Vérification des armatures longitudinales :

Appui de rive : $A_s \geq \frac{V_u}{\sigma_{su}} \Rightarrow A_s \geq 0,21 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

n) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d * \sum U} < \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

Avec : $\sum U$: la somme des périmètres utiles des barres (en travée).

Ψ_s : armature HA = 1,5.

$1,33 \text{ MPa} < 2,84 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Schéma de ferrailage :

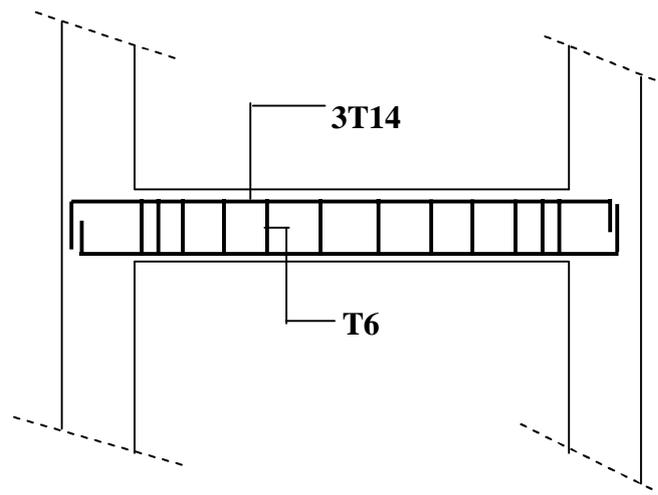
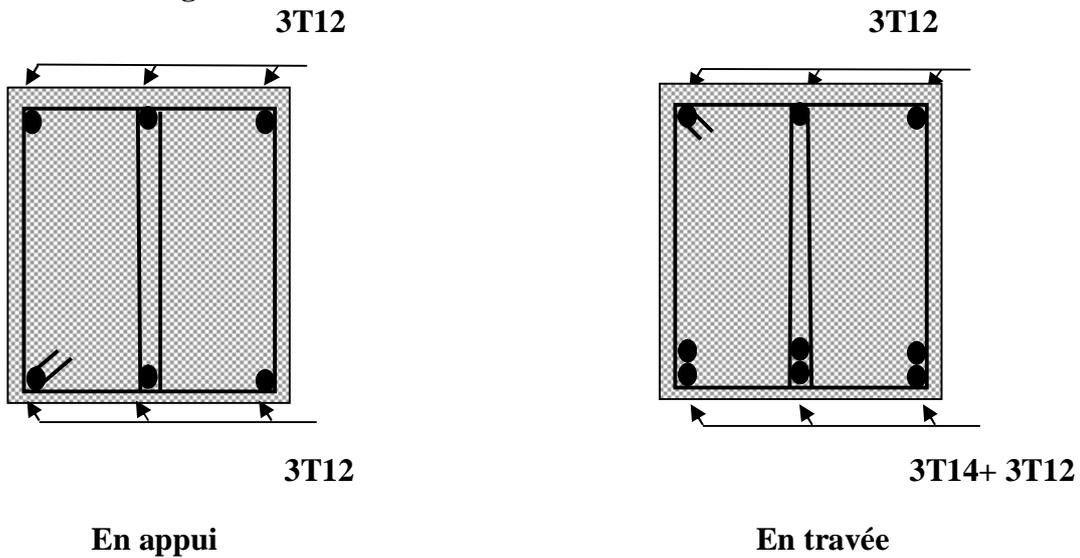


Figure III.2. 15. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.3. ETUDE DE DALLE PLEINE

Une dalle pleine est un élément porteur, dont deux dimensions sont très grandes par rapport à la troisième dimension (épaisseur). Dans la présente étude, on distingue :

- Une dalle reposant sur quatre appuis.
- Une dalle reposant sur trois appuis.

III.3.1. Dalle sur quatre appuis (la cage d'escalier de Bloc A et B)

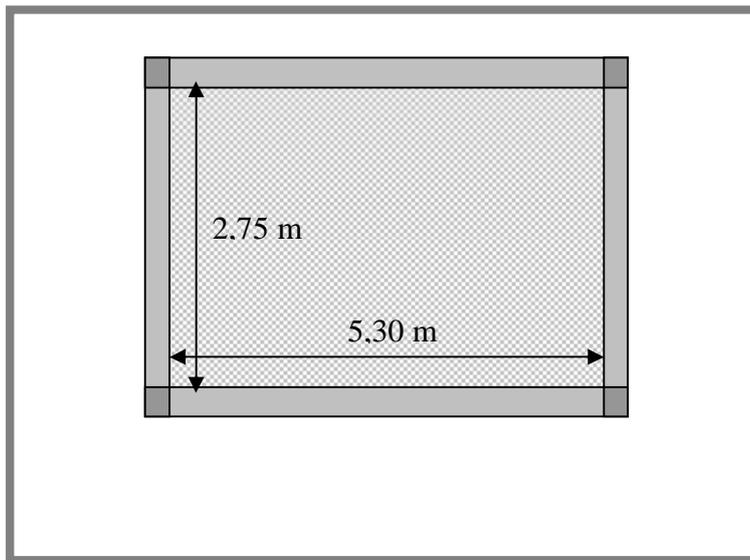


Figure III.3. 1. Dalle sur quatre appuis.

On dimensionne les dalle en se basent sur les critères suivante :

- Critère de résistance

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur 4 appuis, avec } \alpha \leq 0,4.$$

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis, Avec } \alpha > 0,4.$$

$$\frac{275}{50} \leq e \leq \frac{275}{30} \quad \Rightarrow \quad cm5,50 \leq e \leq 9,17cm$$

Donc en prend $e = 8 \text{ cm}$.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,52 \quad \Rightarrow \quad \alpha > 0,4 \quad \text{donc la dalle est porte dans les deux sens.}$$

➤ **Evaluation des charges :**

$$G = 4,52 \text{ KN/m}^2, \quad Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 7,60 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 5,52 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$v = 0 \text{ et } \alpha = 0,52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0918 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases} \quad [\text{Annexe IV}]$$

• **Calcul des moments isostatique :**

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 \Rightarrow M_x = 5,28 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 1,32 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels dans la dalle :**

• **En appuis :**

$$M_a = -0,5 * M_x = -2,64 \text{ KN.m}$$

• **En travée:**

$$M_t^x = 0,75 * M_x = 3,96 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 * M_y = 0,99 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

$$v = 0,2 \text{ et } \alpha = 0,52 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0957 \\ \mu_y = 0,391 \end{cases} \quad [\text{Annexe IV}]$$

• **Calcul des moments isostatique :**

$$M_x = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 \Rightarrow M_x = 3,99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x \Rightarrow M_y = 1,56 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des moments réels dans la dalle :**

• **En appuis :**

$$M_a = -0,5 * M_x = -1,99 \text{ KN.m}$$

• **En travée:**

$$M_t^x = 0,75 * M_x = 2,99 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 * M_y = 1,17 \text{ KN.m}$$

Tableau III.3. 1 . Calcul des sollicitations.

	q (KN.m)	μ_x	μ_y	les moments (KN.m)				
				M_x	M_y	M_x^t	M_y^t	M^a
ELU	7,60	0,0918	0,250	5,28	1,32	3,96	0,99	2,64
ELS	5,52	0,0957	0,319	3,99	1,56	2,99	1,17	1,99

• **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (b*h) = (100*8).

✓ En travée:

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_t^x}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{3,96 * 10^3}{100 * (6)^2 * 14,2} = 0,077 \quad \mu_b = 0,077 \Rightarrow \beta = 0,959 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{3,96 * 10^3}{0,959 * 6 * 348} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_t^y}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0,99 * 10^3}{100 * (6)^2 * 14,2} = 0,02 \quad \mu_b = 0,02 \Rightarrow \beta = 0,990 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{0,99 * 10^3}{0,990 * 6 * 348} = 0,48 \text{ cm}^2$$

✓ En appuis:

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{2,64 * 10^3}{100 * (6)^2 * 14,2} = 0,052 \quad \mu_b = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A_s' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \sigma_{su}} = \frac{2,64 * 10^3}{0,973 * 6 * 348} = 1,30 \text{ cm}^2$$

Tableau III.3. 2 . Récapitulatif des résultats des armatures.

	Sens	M_x	μ_b	β	A_s (cm ²)
Travée	x-x	3,96	0,077	0,959	1,98
	y-y	0,99	0,020	0,990	0,48
Appui		2,64	0,052	0,973	1,30

➤ **Vérification à ELS :**

On doit vérifier que :

- 1) Etat limite de compression du béton.
- 2) Etat limite de déformation (la flèche).

• **Vérification des contraintes :** On doit vérifier que :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right)$

pour HA $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

✓ **En travée :**

Sens x-x :

$$y = \frac{15 * 1,98}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{6 * 1,98}{7,5 * 1,98^2}} - 1 \right] = 0,48 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 * 0,48^3}{3} + 15 * \left[1,98 * (6 - 0,48)^2 \right] = 908,66 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,99 * 10^6}{908,66 * 10^4} * 4,8 = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{2,99 * 10^6}{908,66 * 10^4} * (60 - 4,8) = 272,46 MPa$$

Sens y-y:

$$y = \frac{15 * 0,48}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{6 * 0,48}{7,5 * 0,48^2}} - 1 \right] = 0,70 cm$$

$$I = \frac{100 * 0,70^3}{3} + 15 * \left[0,48 * (6 - 0,70)^2 \right] = 213,68 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,17 * 10^6}{213,68 * 10^4} * 7,00 = 3,83 MPA$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1,17 * 10^6}{213,68 * 10^4} * (60 - 7,00) = 435,30 MPa$$

✓ En appui :

$$y = \frac{15 * 1,30}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{6 * 1,30}{7,5 * 1,30^2}} - 1 \right] = 0,47 cm$$

$$I = \frac{100 * 0,47^3}{3} + 15 * \left[1,30 * (6 - 0,47)^2 \right] = 599,79 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,99 * 10^6}{599,79 * 10^4} * 4,7 = 1,56 MPA$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1,99 * 10^6}{599,79 * 10^4} * (60 - 4,7) = 275,13 MPa$$

Tableau III.3. 3 . Récapitulatif des résultats des contraintes.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	2,99	1,98	0,48	908.6	1,58	15	CV	272.46	201.63	CNV
	Y-Y	1,17	0,48	0,70	213.6	3,83	15	CV	435.30	201.63	CNV
Appui		1,99	1,30	0,47	599.7	1,56	15	CV	275.13	201.63	CNV

Avec CNV : Condition non vérifiée.

CV : Condition vérifiée.

La contrainte d'acier n'est pas vérifiée donc il faut augmentée la section d'armature A_s :

$$A_s = \frac{\alpha^2 * b * d}{30 * (1 - \alpha)} \quad \mu = \frac{30 * M_{ser}}{b * d^2 * \sigma_{su}} \quad \text{[Annexe V]}$$

Tableau III.3. 4. Calcul de nouvelle section d'armature.

	Sens	$M_{ser} (KN.m)$	μ	α	$A_s (cm^2)$
Travée	X-X	2,99	0,12	0,3047	2,67
	Y-Y	1,17	0,05	0,2243	1,30
Appui		1,99	0,08	0,2552	1,75

• **Vérification de la flèche :**

Eviter de vérifiée la flèche telle que $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$ [*]

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

A partir de cours de béton armé on à pour $h \geq 12cm$ et $\alpha \geq 0,4$

$$A_{min}^x = \rho_0 * \frac{(3-\alpha)}{2} * b * e \quad \text{Avec :} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,52$$

$$A_{min}^y = \rho_0 * b * e \quad f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 * 10^{-4}$$

Sens x-x :

$$A_{min}^x = 8 * 10^{-4} * \frac{(3-0,52)}{2} * 100 * 8 = 0,79cm^2 .$$

Sens y-y :

$$A_{min}^y = 8 * 10^{-4} * 100 * 8 = 0,64cm^2 .$$

$$A_{s,max} = \max \begin{cases} A_{su} & \text{Armature calculé à l' ELU.} \\ A_{min} & \text{Condition de non fragilité.} \\ A_s & \text{Nouvelle section d' armature calculé à l' ELS.} \end{cases}$$

Tableau III.3.5. Choix des armatures.

	Sens	$A_{su} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{s,max} (cm^2)$
Travée	X-X	1,98	0,79	2,67	2,67
	Y-Y	0,48	0,64	1,30	1,30
Appui		1,30	0,64	1,75	1,75

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

D'après le **CBA 93 (art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow \frac{V^{max}}{b * d} \leq 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V^x = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \Rightarrow V^x = \frac{7.60 * 2.75}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.52}{2}} = 8.29KN$$

$$V^y = \frac{q_u * l_x}{3} \Rightarrow V^y = \frac{7.60 * 2.75}{3} = 6.97 KN$$

$$\Rightarrow V^{max} = 8.29 KN$$

$$\tau = \frac{V^{max}}{b * d} = \frac{8.29 * 10^3}{1000 * 60} = 0,14 MPa$$

$$\bar{\tau} = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 * \frac{25}{1,5} = 1,167 MPa$$

Tableau III.3. 5. Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant.

V^{max} (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	Observation
8.29	0,14	1,167	0,14 < 1,167	Vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• **Espacement des armatures :**

✓ Armatures // Lx : $S_t \leq \min(3e ; 33cm) \Rightarrow S_t = 24cm$ (1)

✓ Armatures // Ly : $S_t \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow S_t = 24cm$ (2)

Tableau III.3. 6. Récapitulatif d'espacement des armatures.

Armature parallèle à l_x		Armature parallèle à l_y	
Condition (1)	Observation	Condition (2)	Observation
20 < 24cm	Vérifiée	20 < 32cm	Vérifiée

• **Vérification des moments :**

$$M_t^x + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0x} \Rightarrow \left\{ 3,96 + \left(\frac{2,64 + 2,64}{2} \right) \right\} = 6,6 KN * m = (1,25 * 5,28) = 6,6 KN * m$$

$$M_t^y + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0y} \Rightarrow \left\{ 0,99 + \left(\frac{2,64 + 2,64}{2} \right) \right\} = 3,63 KN * m > (1,25 * 1,32) = 1,65 KN * m$$

Donc on adopte :

En travée : 5HA8 (e =15 cm) sens x-x.

5HA8 (e =15 cm) sens y-y.

En appuis: 5HA8 (e = 15cm).

- Schéma de ferrailage :

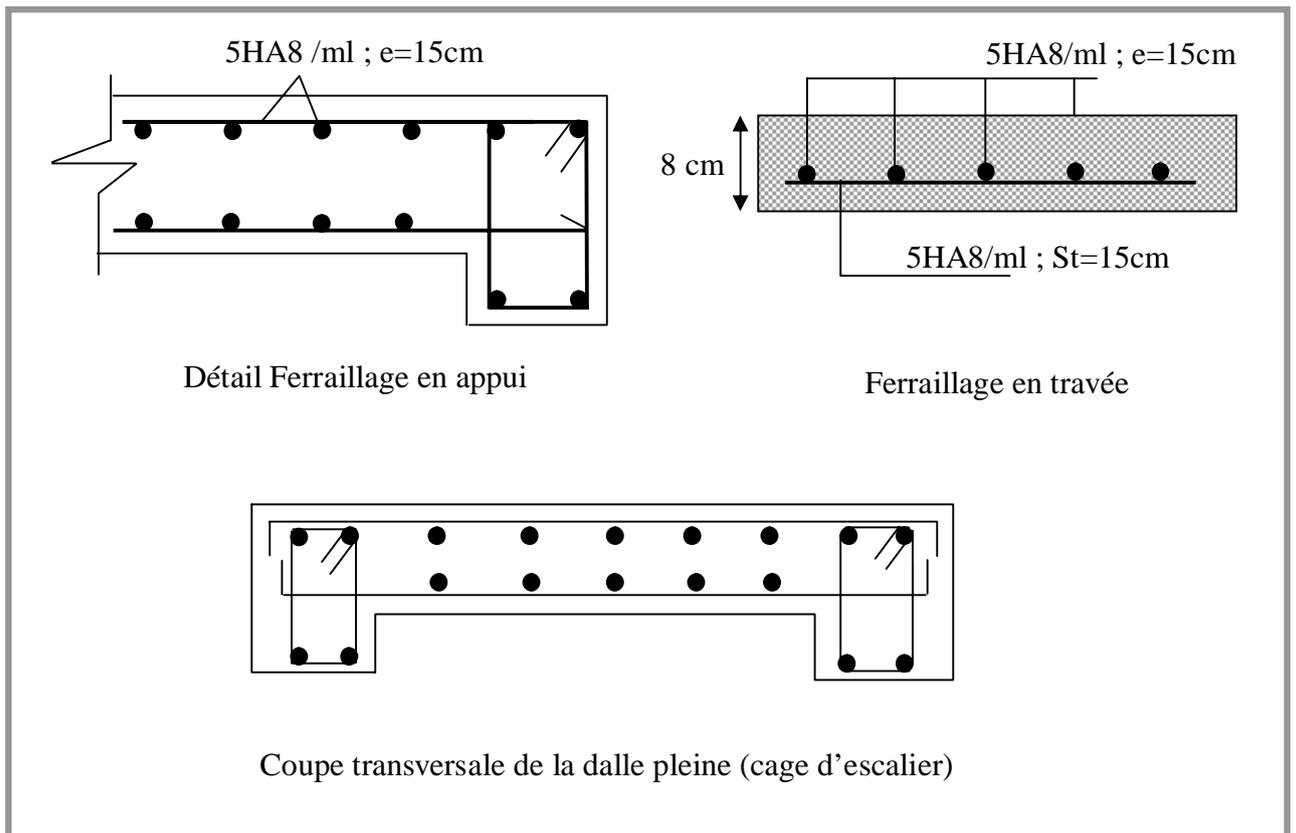


Figure III.3. 2. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (cage d'escalier du bloc A et B).

III.3.2. Dalle sur quatre appuis (la cage d'escalier de Bloc C)

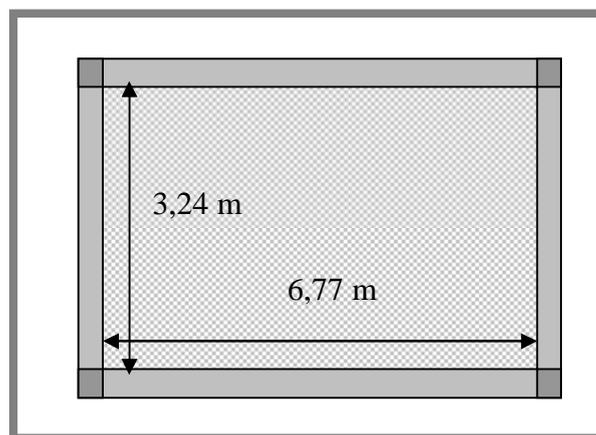


Figure III.3. 3. Dalle sur quatre appuis.

$$\frac{324}{50} \leq e \leq \frac{324}{30} \quad \Rightarrow \quad cm6,48 \leq e \leq 10,8cm$$

Donc on prend $e = 8 \text{ cm}$.

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0,48 \quad \Rightarrow \quad \alpha > 0,4 \quad \text{donc la dalle est porte dans les deux sens.}$$

Tableau III.3. 7. Calcul des sollicitations.

	q (KN.m)	μ_x	μ_y	les moments (KN.m)				
				M_x	M_y	M'_x	M'_y	M^a
ELU	7,60	0,0974	0,250	7,77	1,94	5,83	1,46	3,89
ELS	5,52	0,1006	0,357	5,83	2,08	4,37	1,56	2,92

Tableau III.3. 8. Récapitulatif des résultats des armatures.

	Sens	M_x	μ_b	β	A_s (cm ²)
Travée	x-x	5,83	0,11	0,942	2,96
	y-y	1,46	0,028	0,986	0,71
Appui		3,89	0,076	0,960	1,94

Tableau III.3. 9. Récapitulatif des résultats des contraintes.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	X-X	4,37	2,96	0,57	1,32*10 ³	1,89	269,65	Non vérifiée
	Y-Y	1,56	0,71	0,56	321,025	2,72	396,53	Non vérifiée
Appui		2,92	1,94	0,48	890,375	1,57	271,54	Non vérifiée

Tableau III.3. 10. Calcul de nouvelle section d'armature.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	μ	α	A_s (cm ²)
Travée	X-X	4,37	0,18	0,3615	4,09
	Y-Y	1,56	0,06	0,2243	1,30
Appui		2,92	0,12	0,3047	2,67

Tableau III.3. 11. Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant.

V^{max} (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	$\tau \leq \bar{\tau}$	Observation
9.93	0.17	1,167	0,17 < 1,167	Condition vérifiée

• Espacement des armatures :

✓ Armatures // Lx : $S_t \leq \min(3e ; 33cm) \Rightarrow S_t = 24cm$ (1)

✓ Armatures // Ly : $S_t \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow S_t = 24cm$ (2)

Tableau III.3. 12. Vérification des espacements.

Armature parallèle à l_x		Armature parallèle à l_y	
Condition (1)	Observation	Condition (2)	Observation
20 < 24cm	Vérifiée	20 < 32cm	Vérifiée

• Vérification des moments :

$$M_t^x + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0,x} \quad \Rightarrow 9,72 = 9,72$$

$$M_t^y + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0,y} \quad \Rightarrow 5,35 > 2,43$$

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

Sens x-x :

$$A_{\min}^x = 8 * 10^{-4} * \frac{(3 - 0,48)}{2} * 100 * 8 = 0,81 \text{cm}^2 .$$

Sens y-y :

$$A_{\min}^y = 8 * 10^{-4} * 100 * 8 = 0,64 \text{cm}^2 .$$

Donc on adopte :

En travée : 10HA8 (e=10cm) sens x-x.

5HA8 (e=15 cm) sens y-y.

En appuis : 5HA8 (e=15 cm).

- Schéma de ferrailage :

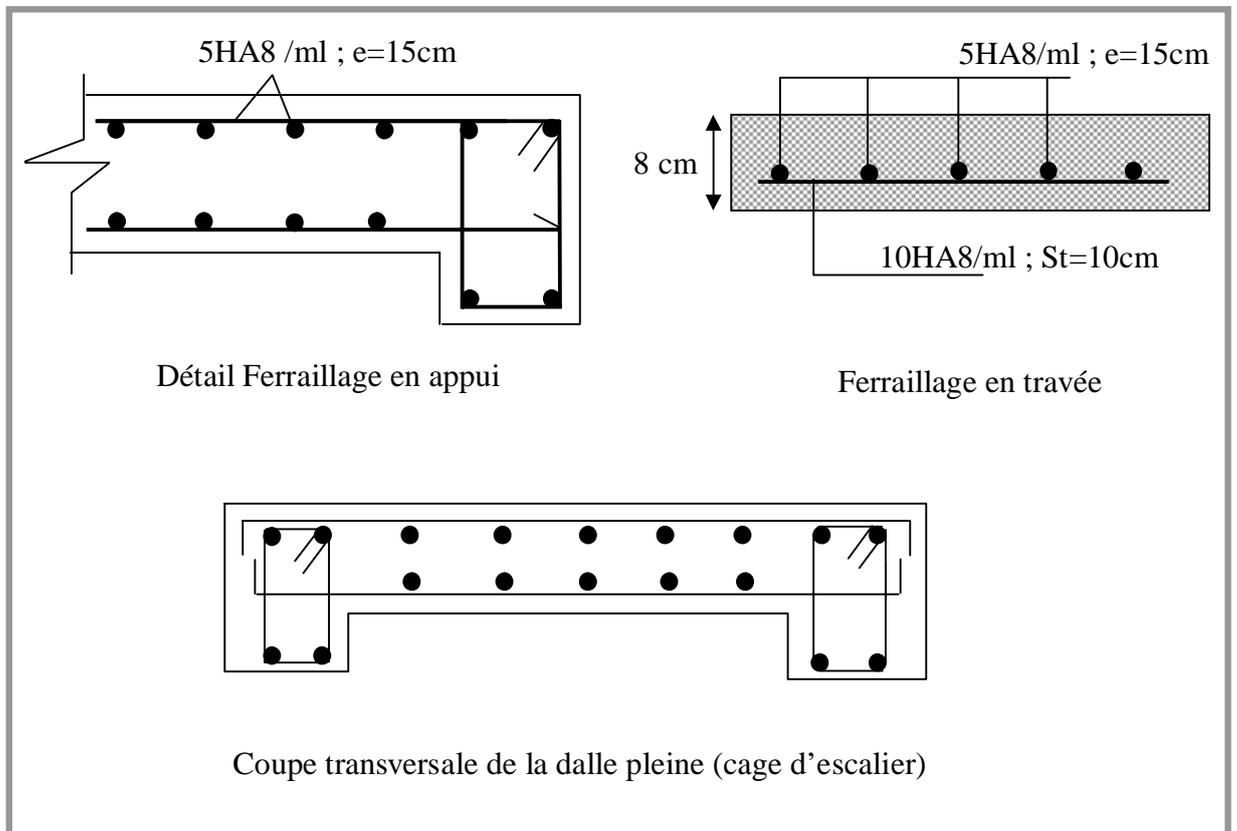


Figure III.3. 4. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (cage d'escalier bloc C).

III.3.3. Etude du balcon (bloc A et B)

Notre structure comporte un seul type de balcon et leur calcul se fait comme une console en dalle pleine ayant une extrémité encadrée dans les planchers et l'autre libre. Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m et de longueur à 1,50m.

L'épaisseur est conditionnée par : $e \geq \frac{L}{10}$

Avec : $L=150\text{cm}$

$$e \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

on prend : $e = 15\text{ cm}$.

➤ **Evaluation des charges (DTR B.C. 2.2) :**

Charge permanente $G=5,27\text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=3,50\text{ KN/m}^2$

Charge de garde corps $p=1,00\text{ KN/m}^2$

➤ **Sollicitation :**

❖ **A'ELU :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 12,36\text{KN/m}$$

$$Q'_u = 1,35p = 1,35\text{KN/m}$$

$$M_u = Q_u * \frac{(l)^2}{2} + Q'_u * l = 15,93\text{KN.m}$$

❖ **A'ELS :**

$$Q_{ser} = G + Q = 8,77\text{KN/m}$$

$$Q'_{ser} = p = 1,00\text{KN/m}$$

$$M_s = Q_{ser} * \frac{(l)^2}{2} + Q'_{ser} * l = 11,37\text{KN.m}$$

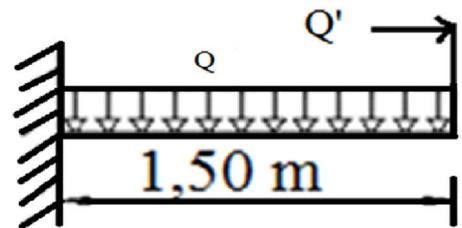


Figure III.3. 5. Schéma du balcon

➤ **Ferrailage :**

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (b*h) = (100*15).

❖ **Armature longitudinale :**

$$\mu_b = \frac{15,93 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} = 0,066 \quad \mu_b = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15,93 \cdot 10^3}{0,966 \cdot 13 \cdot 348} = 3,65 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{3,65}{4} = 0,91 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à ELS :**

On doit vérifier que :

- 1) Etat limite de compression du béton.
- 2) Etat limite de déformation (la flèche).

• **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

$$y = \frac{15 \cdot 3,65}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{13 \cdot 3,65}{7,5 \cdot 3,65^2}} - 1 \right] = 0,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 \cdot 0,76^3}{3} + 15 \cdot \left[3,65 \cdot (13 - 0,76)^2 \right] = 8,22 \cdot 10^3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{11,37 \cdot 10^6}{8,22 \cdot 10^7} \cdot 7,60 = 1,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{11,37 \cdot 10^6}{8,22 \cdot 10^7} \cdot (130 - 7,6) = 253,96 \text{ MPa}$$

Tableau III.3. 13. Récapitulatif des résultats des contraintes.

$M_{ser} (KNm)$	$A_s (cm^2)$	$Y (cm)$	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	Observation
11,37	3,65	0,76	$8,22 \cdot 10^3$	1,05	253,96	Non vérifiée

Tableau III.3. 14. Calcul la nouvelle section d'armature.

$M_{ser} (KN.m)$	μ	α	$A_s (cm^2)$
11,37	0,10	0,2816	4,78

• **Vérification de l'état limite de déformation (flèche) :**

D'après le **BAEL 91** et le **CBA 93**, la vérification de la flèche est inutile si :

$$1) \quad \frac{e}{l_x} > \frac{3}{80}$$

$$2) \quad \frac{e}{l_x} > \frac{M_t}{20 * M_0}$$

$$3) \quad \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e}$$

$$\frac{15}{150} > \frac{3}{80} \quad \Rightarrow \quad 0,1 > 0,0375 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{15}{150} > \frac{8,53}{20 * 11,37} \quad \Rightarrow \quad 0,1 > 0,0375 \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{3,65}{100 * 13} \leq \frac{2}{400} \quad \Rightarrow \quad 2,81 * 10^{-3} < 5 * 10^{-3} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont tous vérifié donc y a pas de risque de flèche du balcon.

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL99) :** On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{b * h}{1000}; 0,23 * d * b * \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 * 100 * 13 * \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant :** D'après le **BAEL 99 (Art A.5.1.1)** la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{19,89 * 10}{100 * 13} = 0,15 < 3,33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.3. 15. Récapitulatif des résultats de l'effort tranchant.

$V^{max} (KN)$	$\tau (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$	Observation
26,18	0,20	3,33	0,20 < 3,33	Condition

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

• Espacement des armatures :

✓ Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e ; 33cm) \Rightarrow S_t = 33cm$

✓ Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e ; 45cm) \Rightarrow S_t = 45cm$

Tableau III.3. 16. Vérification des espacements.

Armature parallèle à l_x		Armature parallèle à l_y	
Condition (1)	Observation	Condition (2)	Observation
20 < 33cm	Vérifiée	25 < 45cm	Vérifiée

Tableau III.3. 17. Choix des armatures.

	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{adopté} (cm^2)$
Travée	3,65	4,52 = 4HA12
Appui	0,91	2,01 = 4HA8

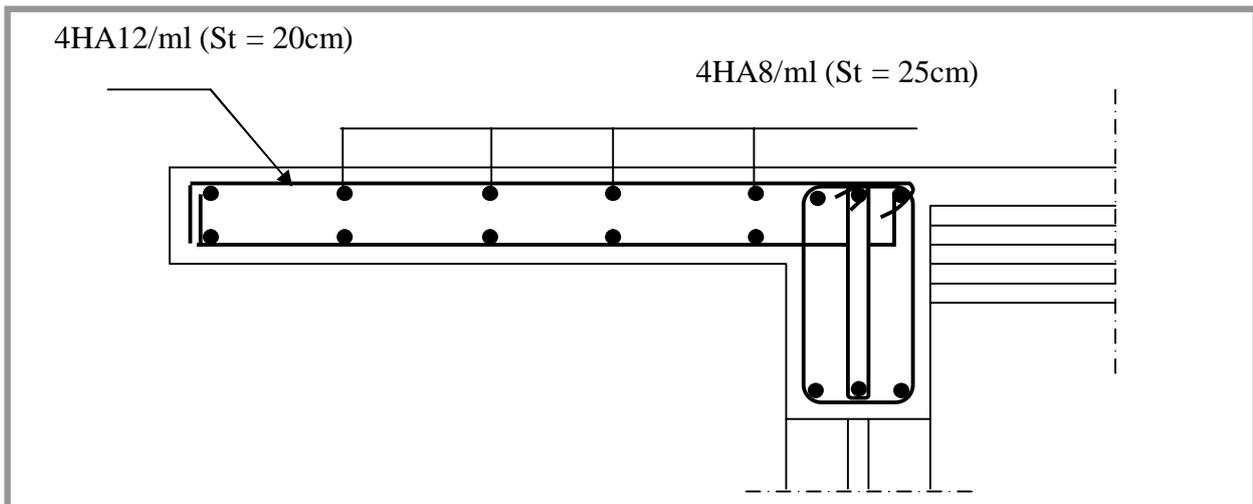


Figure III. 3. 1 . Schéma de ferrailage du balcon.

III.3.4. Plancher en dalle pleine des blocs A, B et C

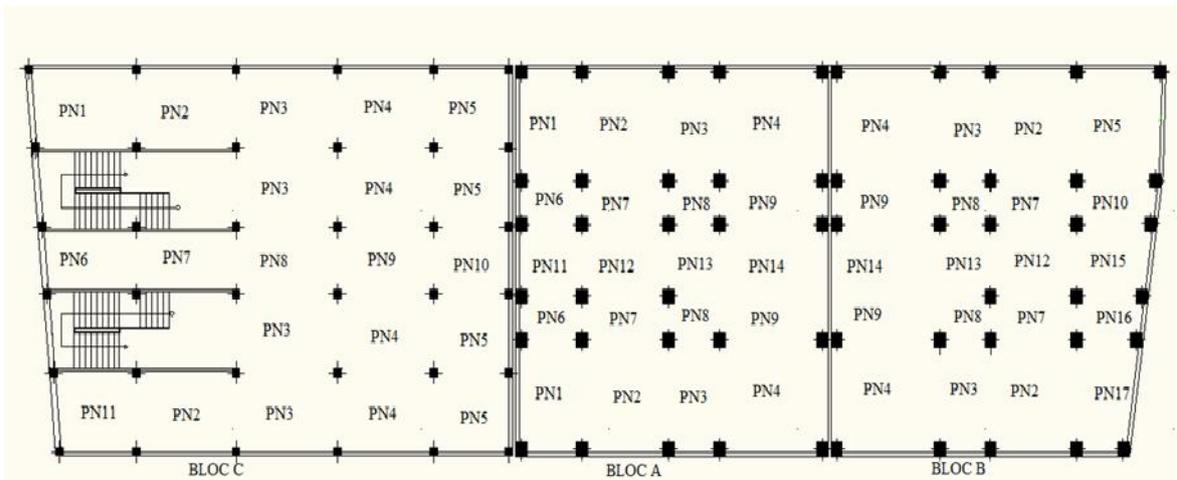


Figure III. 3. 2. Panneaux de dalle pleine (Bloc A, B et C).

1) Evaluation des charges :

$$G = 6,27 \text{ KN/m}^2 \quad , \quad Q = 4,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow q_u = 14,46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS} : q_{ser} = G + Q \quad \Rightarrow q_{ser} = 10,27 \text{ KN/ml}$$

2) Calcul des moments.

2-1) Blocs A et B

a) Calcul à l'ELU : avec $\nu=0$

[Annexe IV]

Tableau III.3. 18. Calcul des moments à l'ELU.

Panneaux	L_x (cm)	L_y (cm)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_{0x} (KN.m)	M_{0y} (KN.m)	M_{1x} (KN.m)	M_{1y} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)
P01	265	435	0,61	0,0798	0,317	8,10	2,57	6,89	2,18	4,05
P02	400	435	0,92	0,0438	0,819	10,13	8,30	7,60	6,23	5,07
P03	209	435	0,48	0,0974	0,250	6,15	1,53	4,61	1,15	3,08
P04	435	488	0,89	0,0468	0,759	12,81	9,72	10,89	8,26	6,41
P05	435	385	0,90	0,0458	0,778	12,53	9,75	10,65	8,29	6,27
P06	135	265	0,51	0,0932	0,250	2,46	0,615	2,09	0,52	1,23
P07	135	400	0,34	/	/	/	/	2,64	/	1,65
P08	135	209	0,65	0,0746	0,369	1,97	0,73	1,48	0,55	0,98
P09	135	488	0,28	/	/	/	/	2,64	/	1,65
P10	135	359	0,38	/	/	/	/	2,64	/	1,65
P11	265	265	1,00	0,0368	1,000	3,74	3,74	3,18	3,18	1,87
P12	265	400	0,66	0,0733	0,382	7,44	2,84	5,58	1,99	3,72
P13	209	265	0,79	0,0576	0,577	3,64	2,10	2,73	1,58	1,82
P14	265	488	0,54	0,0892	0,250	9,06	2,27	7,70	1,93	4,53
P15	259	435	0,60	0,0812	0,305	7,88	2,40	6,70	2,04	3,94
P16	135	285	0,47	0,0988	0,250	2,60	0,65	2,21	0,55	1,30
P17	256	435	0,59	0,0825	0,292	7,82	2,28	6,65	1,94	3,91

b) Calcul à l'ELS : avec $\nu=0,2$ [Annexe IV]

Tableau III.3. 19. Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	Lx(cm)	Ly	Lx/Ly	μ_x	μ_y	M0x(KN.m)	M0y(KN.m)	Mtx(KN.m)	Mty(KN.m)	Max(KN.m)
P01	265	435	0,61	0,0849	0,487	6,12	2,98	5,20	2,53	3,06
P02	400	435	0,92	0,0510	0,875	8,38	7,33	6,28	5,50	4,19
P03	209	435	0,48	0,1006	0,357	4,51	1,62	3,83	1,21	2,22
P04	435	488	0,89	0,0539	0,832	10,47	8,71	8,90	7,40	5,24
P05	435	385	0,90	0,0529	0,846	10,28	8,70	8,74	7,40	5,14
P06	135	265	0,51	0,0969	0,382	1,81	0,69	1,54	0,59	0,91
P07	135	400	0,34	/	/	/	/	1,87	/	1,17
P08	135	209	0,65	0,0801	0,530	1,50	0,80	1,13	0,6	0,75
P09	135	488	0,28	/	/	/	/	1,87	/	1,17
P10	135	359	0,38	/	/	/	/	1,87	/	1,17
P11	265	265	1,00	0,0442	1,000	3,19	3,19	2,39	2,39	1,60
P12	265	400	0,66	0,0789	0,541	5,60	3,08	4,2	2,41	2,80
P13	209	265	0,79	0,0642	0,696	2,89	2,01	2,17	1,51	1,45
P14	265	488	0,54	0,0933	0,410	6,73	2,76	5,72	2,35	3,37
P15	259	435	0,60	0,0861	0,476	5,93	2,82	5,04	2,40	2,97
P16	135	285	0,47	0,1019	0,349	1,91	0,67	1,62	0,57	0,96
P17	256	435	0,59	0,0873	0,465	5,86	2,72	4,98	2,31	2,93

2-2) Bloc C

a) Calcul à l'ELU : avec $\nu=0$

Tableau III.3. 20. Calcul des moments à l'ELU.

Panneaux	$L_x(\text{cm})$	$L_y(\text{cm})$	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$M_{0x}(\text{KN.m})$	$M_{0y}(\text{KN.m})$	$M_{1x}(\text{KN.m})$	$M_{1y}(\text{KN.m})$	$M_{ax}(\text{KN.m})$
P01	324	532	0,61	0,0798	0,317	12,11	3,84	10,29	3,26	6,06
P02	324	490	0,66	0,0733	0,382	11,13	4,25	8,35	3,19	5,57
P03	324	500	0,65	0,0746	0,369	11,32	4,18	8,49	3,14	5,66
P04	324	470	0,69	0,0695	0,422	10,55	4,45	7,91	3,38	5,28
P05	324	360	0,90	0,0458	0,778	6,95	5,41	5,91	4,60	3,48
P06	266	430	0,62	0,0785	0,330	8,03	2,65	6,83	2,25	4,02
P07	266	490	0,54	0,0892	0,250	9,13	2,28	6,85	1,71	4,57
P08	266	500	0,53	0,0905	0,250	9,26	2,32	6,95	1,74	4,63
P09	266	470	0,56	0,0855	0,253	8,75	2,21	6,56	1,66	4,38
P10	266	360	0,74	0,0634	0,494	6,49	3,21	5,52	2,73	3,25
P11	324	400	0,81	0,0553	0,613	8,39	5,14	7,13	4,37	4,20

b) Calcul à l'ELS : avec $\nu=0,2$

Tableau III.3. 21. Calcul des moments à l'ELS.

Panneaux	$L_x(\text{cm})$	$L_y(\text{cm})$	L_x/L_y	μ_x	μ_y	$M_{0x}(\text{KN.m})$	$M_{0y}(\text{KN.m})$	$M_{1x}(\text{KN.m})$	$M_{1y}(\text{KN.m})$	$M_{ax}(\text{KN.m})$
P01	324	532	0,61	0,0849	0,487	9,15	4,46	7,78	3,80	4,57
P02	324	490	0,66	0,0789	0,541	8,50	4,60	6,38	3,45	4,25
P03	324	500	0,65	0,0801	0,530	8,64	4,58	6,48	3,44	4,32
P04	324	470	0,69	0,0754	0,574	8,13	4,67	6,10	3,50	4,07
P05	324	360	0,90	0,0529	0,846	5,70	4,82	4,85	4,10	2,85
P06	266	430	0,62	0,0837	0,497	6,08	3,02	5,17	2,57	3,04
P07	266	490	0,54	0,0933	0,410	6,78	2,78	5,09	2,03	3,39
P08	266	500	0,53	0,0945	0,400	6,87	2,75	5,84	2,34	3,44
P09	266	470	0,56	0,0909	0,431	6,61	2,85	5,62	2,42	3,31
P10	266	360	0,74	0,0696	0,632	5,06	3,20	4,30	2,72	2,53
P11	324	400	0,81	0,0621	0,723	6,70	4,90	5,70	4,17	3,35

3) Calcul des armatures longitudinales

a) Calcul à l'ELU

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée, les caractéristiques géométriques de la section sont : $S = (b \cdot h)$ avec ($b=100\text{cm}$, $h=20\text{cm}$).

Tableau III.3. 22. Récapitulatif des résultats de ferrailage des dalles pleines plus défavorables.

Blocs	Sens		M_t KN.m	μ_{bu}	β	A_s cm ²
A et B	Travée	X-X	10,89	0,024	0,988	1,76
		Y-Y	8,29	0,018	0,991	1,33
	Appui		6,41	0,014	0,993	1,03
C	Travée	X-X	10,29	0,022	0,989	1,66
		Y-Y	3,38	0,007	0,996	0,64
	Appui		6,06	0,013	0,993	0,97

b) Vérification à l'ELS

❖ Vérification des contraintes :

Tableau III.3. 23. Vérification des contraintes.

Blocs	Sens		M_t KN.m	A_s cm ²	Y Cm	I Cm ⁴	σ_{bc} MPa	σ_s MPa	Observation
A et B	Travée	X-X	8,90	1,76	0,80	$7,83 \cdot 10^3$	0,90	293,26	Vérifiée
		Y-Y	7,40	1,33	0,87	$5,88 \cdot 10^3$	1,10	323,37	Vérifiée
	Appui		5,24	1,03	0,98	$4,51 \cdot 10^3$	1,14	296,62	Vérifiée
C	Travée	X-X	7,78	1,66	0,81	$7,38 \cdot 10^3$	0,85	271,83	Vérifiée
		Y-Y	4,10	0,64	1,28	$2,75 \cdot 10^3$	1,91	373,92	Vérifiée
	Appui		4,57	0,97	1,00	$4,24 \cdot 10^3$	1,08	274,85	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées :

- 1) $\frac{e}{l_x} > \frac{3}{80}$
- 2) $\frac{e}{l_x} > \frac{M_t}{20 \cdot M_0}$
- 3) $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$

Avec : $h_t=20\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $l_x=435\text{cm}$; $M_{t \text{ ser}}= 8,90\text{KN.m}$; $A_s=1,76\text{cm}^2$; $f_e = 400\text{MPa}$; $M_{0 \text{ ser}}=10,47\text{KN.m}$

Tableau III.3. 24. Conditions de non vérification de a flèche.

condition		
(1)	(2)	(3)
Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

• Vérification des moments :

Blocs ‘A et B’ :

$$M_t^x + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0x} \quad \Rightarrow 14, KN.m > 6,55 KN.m$$

$$M_t^y + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0y} \quad \Rightarrow 12,54 KN.m > 6,43 KN.m$$

Bloc ‘C’ :

$$M_t^x + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0x} \quad \Rightarrow 12,35 KN.m > 5,71 KN.m$$

$$M_t^y + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25M_{0y} \quad \Rightarrow 6,95 KN.m > 3,56 KN.m$$

• Vérification de l’effort tranchant :

Tableau III.3. 25. Récapitulatif des résultats de l’effort tranchant.

Blocs	$V^{max} (KN)$	$\tau (MPa)$	$\bar{\tau} (MPa)$	$\tau \leq \bar{\tau}$	Observation
A et B	21.77	0.12	1,167	0,12 < 1,167	Vérifiée
C	17.95	0.10	1,167	0,10 < 1,167	Vérifiée

• Vérification de l’espacement :

✓ Armatures // Lx : $S_t \leq \min(3e ; 33cm)$ $\Rightarrow S_t = 33cm$ (1)

✓ Armatures // Ly : $S_t \leq \min(4e ; 45cm)$ $\Rightarrow S_t = 45cm$ (2)

Tableau III.3. 26. Vérification des espacements.

Armature parallèle à l_x		Armature parallèle à l_y	
Condition (1)	Observation	Condition (2)	Observation
$20 < 33cm$	Vérifiée	$20 < 45cm$	Vérifiée

• Vérification de la condition de non fragilité :

Blocs ‘A et B’ :

Sens x-x :

$$A_{min}^x = 8 * 10^{-4} * \frac{(3 - 0,89)}{2} * 100 * 15 = 1,27 cm^2 .$$

Sens y-y :

$$A_{\min}^y = 8 * 10^{-4} * 100 * 15 = 1,2 \text{ cm}^2 .$$

Bloc ' C ' :

Sens x-x :

$$A_{\min}^x = 8 * 10^{-4} * \frac{(3 - 0,61)}{2} * 100 * 15 = 1,43 \text{ cm}^2 .$$

Sens y-y :

$$A_{\min}^y = 8 * 10^{-4} * 100 * 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : [Annexe II]

Tableau III.3. 27. Récapitulatif de choix d'armatures dans les trois blocs.

blocs	Sens		$A_{su} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adopté} \text{ (cm}^2\text{)}$
A et B	travée	x-x	1,76	1,27	4HA12=4,52
		y-y	1,33	1,20	4HA12=4,52
	appui		1,03	1,20	4HA12=4,52
C	travée	x-x	1,66	1,43	4HA12=4,52
		y-y	0,64	1,20	4HA12=4,52
	appui		0,97	1,20	4HA12=4,52

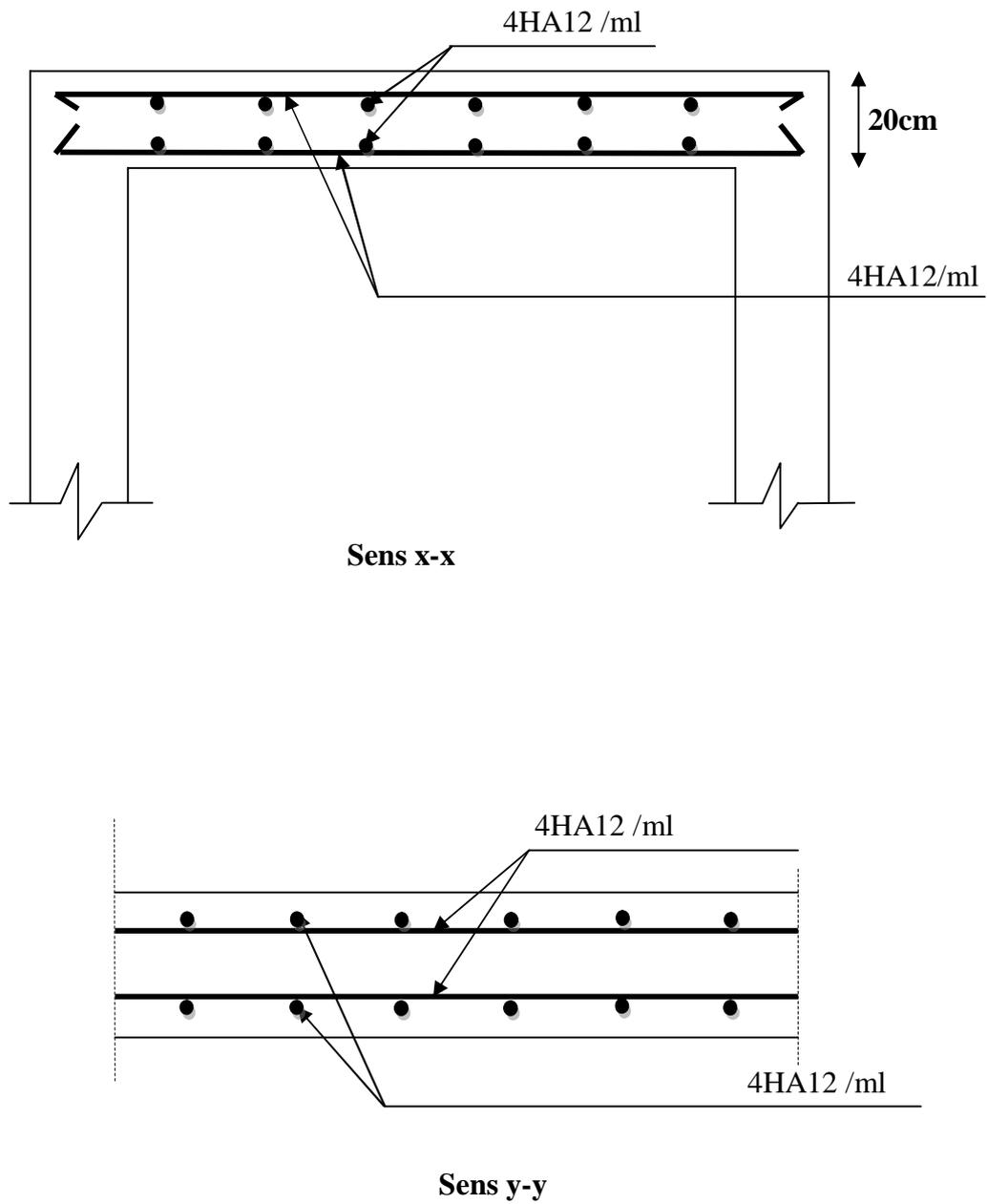


Figure III.3. 6. Schéma de ferrailage des panneaux de dalle pleine.

III.4. ASCENSEUR

III.4.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements aux différents étages d'un bâtiment. Il représente un avantage car il permet la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent l'accès des personnes et de matériel.

III.4.2. Etude de la dalle d'ascenseur

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre dalle, le calcul se fait dans les deux sens longitudinale et transversale.

La dalle d'ascenseur risque le poinçonnement à cause de la force concentrée appliquée par des appuis de moteur.

L'ascenseur qu'on étudie est conçu pour **9 personnes**, dont les caractéristiques sont les suivantes :

a) Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30}$$

$$h_0 \geq 12\text{cm (RPA)}$$

Poids propre de la dalle : $h_0 = 15\text{cm}$

b) Les charges concentrées :

- Poids cabine + ascenseur : 23,425KN.
- Le contre poids : $P_{\text{cabine + ascenseur}} + Q/2 = 26,80\text{KN}$.
- Les câbles en acier : 0,382KN.
- Treuil + moteur : 12KN.

La charge permanente totale est de : **$G_T = 62,607\text{ KN}$** .

c) Les charges réparties :

- Pour une cabine d'ascenseur type 9 personne : **$Q = 6,75\text{KN}$** surface utile $1,96\text{m}^2$ (NFP82-201).

Lors de l'emplacement de l'ascenseur ainsi que le moteur, on suppose que chaque appui prend $\frac{1}{4}$ du poids :

P_a : la charge permanente par appui.

Q_a : la charge d'exploitation par appui.

$$\text{Donc : } P_a = \frac{G_T}{nbr_appui} = \frac{62,607}{4} \Rightarrow P_a = 15,65 \text{ KN}$$

$$Q_a = \frac{Q}{nbr_appui} = \frac{6,75}{4} \Rightarrow Q_a = 1,687 \text{ KN}$$

III.4.3. Vérification au poinçonnement

D'après BAEL 99, la condition non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq 0,045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : la charge de calcul à l'état limite ultime.

$$Q_u = 1,35P_a + 1,5Q_a \Rightarrow Q_u = (1,35 * 15,652) + (1,5 * 1,687) = 23,66 \text{ KN}$$

U_c : périmètre de couture au niveau du feuillet moyen

U, V : les cotées du rectangle de répartition de la charge au niveau de l'appui.

$$U = u + h$$

$$V = v + h$$

$$u = v = 10 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow U_c = [(U + V) * 2] = [(u + h + v + h) * 2] = (u + h) * 4 = (10 + 15) * 4 \Rightarrow U_c = 100 \text{ cm}$$

h : épaisseur totale de la dalle.

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \gamma_b = 1,5$$

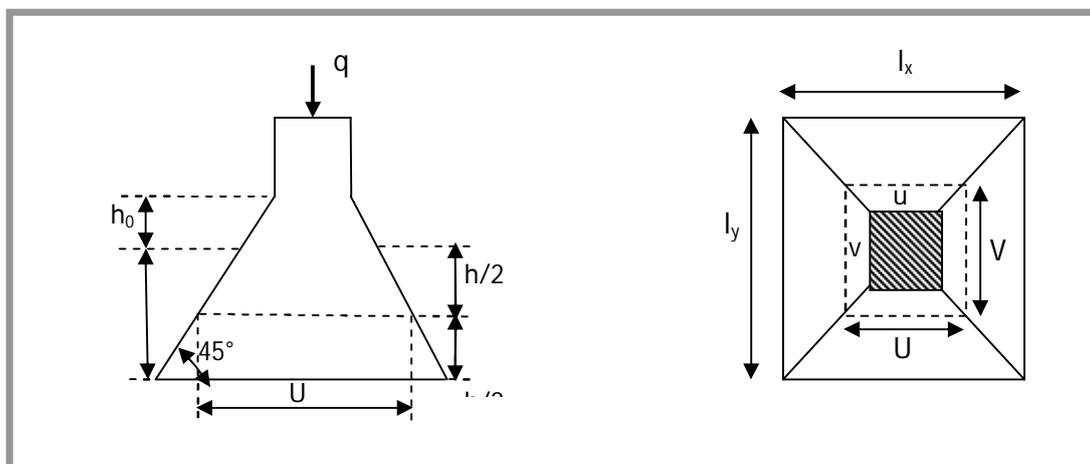


Figure III.4. 1. Ascenseur.

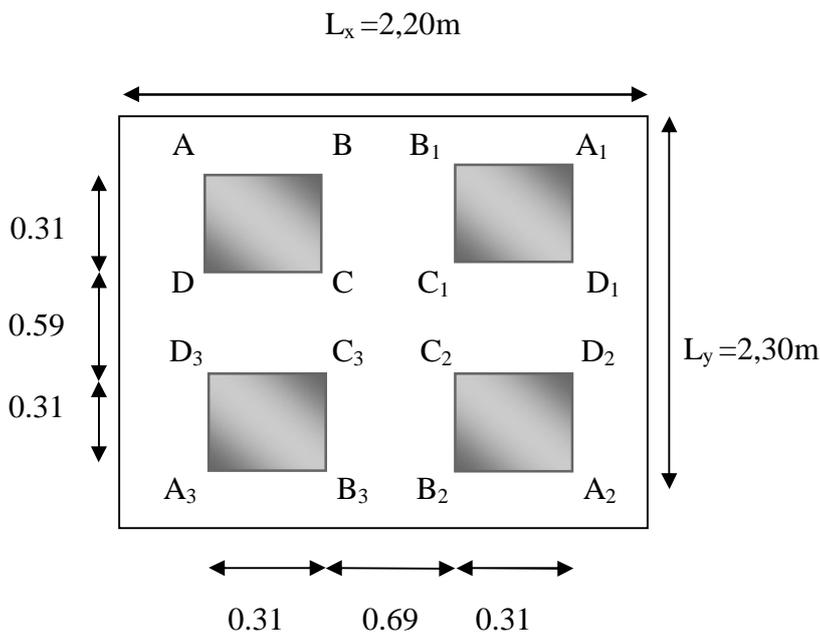
Charge limite : $Q_{ul} = 0,045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$Q_{ul} = 0,045 * 1000 * 150 * \frac{25 * 10^{-3}}{1,5} \Rightarrow Q_{ul} = 112,5 KN$

$Q_u = 23,66 KN < Q_{ul} = 112,5 KN \Rightarrow$ Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.4.4. Détermination des sollicitations

III.4.4.1. Évaluation des moments dus aux charges concentrées



Rectangle $[AA_1 A_2 A_3]$:

$$\begin{cases} U = 1,31 \text{ m} \\ V = 1,21 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle $[BB_1 B_2 B_3]$:

$$\begin{cases} U = 0,69 \text{ m} \\ V = 1,21 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle $[CC_1 C_2 C_3]$:

$$\begin{cases} U = 0,69 \text{ m} \\ V = 0,59 \text{ m} \end{cases}$$

Rectangle $[DD_1 D_2 D_3]$:

$$\begin{cases} U = 1,31 \text{ m} \\ V = 0,59 \text{ m} \end{cases}$$

III.4.4.2. Les moments suivants les deux directions

Les moments aux de la dalle sont donnée par les charges de **PIGEAUD** M_1 et M_2 sans dimensions sont fonction du rapport $\frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$.

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec : ν : coefficient de poisson.

A l'ELU : $\nu = 0$

A l'ELS : $\nu = 0,2$

- Calcul a l'ELU :

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases} \quad \text{[Annexe VI]}$$

Avec : $P = P'_u S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle (31*31) cm² est :

$$P'_u = \frac{q_u}{u * v} \Rightarrow P'_u = \frac{23,66}{0,31 * 0,31} = 246,20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=2,20\text{m}$; $L_y=2,30\text{m}$.

Tableau III.4. 1. Les différents moments des rectangles à l'ELU.

rectangle	$\frac{u}{l_x}$	$\frac{v}{l_y}$	M_1	M_2	Surface $S[\text{m}^2]$	P'_u [KN/m ²]	P_u [KN/m ²]	M_x [KNm]	M_y [KNm]
[AA ₁ A ₂ A ₃]	0,6	0,5	0,089	0,073	1,59	246,20	391,46	34,84	28,58
[BB ₁ B ₂ B ₃]	0,3	0,5	0,126	0,097	0,83		204,35	25,75	19,82
[CC ₁ C ₂ C ₃]	0,3	0,3	0,142	0,123	0,41		100,94	14,33	12,42
[DD ₁ D ₂ D ₃]	0,6	0,3	0,097	0,088	0,77		189,57	18,39	16,68

III.4.4.3. Les moments dus aux charges concentrées

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= \frac{M_{xAAA_2A_3} - M_{xBBB_2B_3} - M_{xD_1D_2D_3} + M_{xC_1C_2C_3}}{4} = 1,2575 \text{ KN.m} \\ M_{y1} &= \frac{M_{yAAA_2A_3} - M_{yBBB_2B_3} - M_{yD_1D_2D_3} + M_{yC_1C_2C_3}}{4} = 1,125 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

III.4.4.4. Les moments dus aux charges réparties du poids propre

Pour une bande de 1m de largeur

$$\left\{ \begin{aligned} L_x &= 2,20 \text{ m} \\ L_y &= 2,30 \text{ m} \\ h_0 &= 15 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

- Poids propre: $G = 0,15 * 25 = 3,75 \text{ KN/m}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$.
- Charge ultime: $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,56 \text{ KN/m}$.

• **Sollicitation :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \alpha = 0,95$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ La dalle portant dans les deux sens

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_{y2} &= \mu_y * M_{x2} \end{aligned} \right.$$

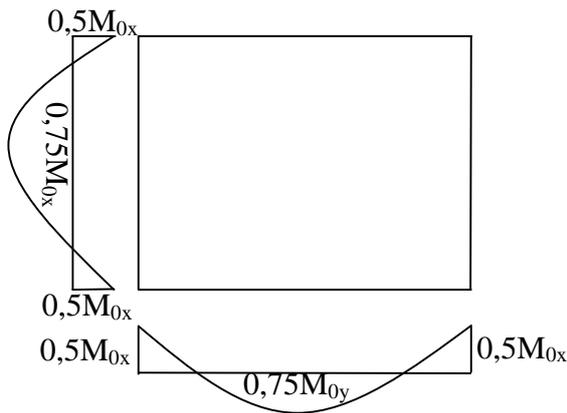
$$\alpha = 0,95 \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \mu_x = 0,0410 &\Rightarrow M_{x2} = 1,30 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0,888 &\Rightarrow M_{y2} = 1,15 \text{ KN.m} \end{aligned} \right. \quad \text{[Annexe IV]}$$

III.4.4.5. Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_{0x} = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_{0y} = 2,28 \text{ KN.m}$$

- Moment retenus :



En travée :

$$M_{tx} = 0,75 * M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 1,92KN.m$$

$$M_{ty} = 0,75 * M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 1,71KN.m$$

En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 * M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 1,28KN.m$$

- **Calcul a l'ELS:**

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases} \quad \text{[Annexe VI]}$$

$$q_s = P_a + Q_a \Rightarrow q_s = (15,652) + (1,687) = 17,34KN$$

Avec : $P = P'_s S$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle (31*31) cm² est :

$$P'_s = \frac{q_s}{u * v} \Rightarrow P'_s = \frac{17,34}{0,31 * 0,31} = 180,43KN / m^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=2,20m ; Ly=2,30m

Tableau III.4. 2. Les différents moments des rectangles à l'ELS.

rectangle	$\frac{u}{l_x}$	$\frac{v}{l_y}$	M_1	M_2	Surface $S[m^2]$	P'_s [KN/m ²]	P_s [KN/m ²]	M_x [KNm]	M_y [KNm]
[AA ₁ A ₂ A ₃]	0,6	0,5	0,089	0,073	1,59	180,43	286,88	29,72	26,05
[BB ₁ B ₂ B ₃]	0,3	0,5	0,126	0,097	0,83		149,75	21,77	18,30
[CC ₁ C ₂ C ₃]	0,3	0,3	0,142	0,123	0,41		73,98	12,32	11,20
[DD ₁ D ₂ D ₃]	0,6	0,3	0,097	0,088	0,77		138,93	15,9	14,9

❖ Les moments dus aux charges concentrées :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x1} &= \frac{M_{xAA_1A_2A_3} - M_{xBB_1B_2B_3} - M_{xDD_1D_2D_3} + M_{xCC_1C_2C_3}}{4} = 1,0925 \text{ KN.m} \\ M_{y1} &= \frac{M_{yAA_1A_2A_3} - M_{yBB_1B_2B_3} - M_{yDD_1D_2D_3} + M_{yCC_1C_2C_3}}{4} = 1,0125 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

❖ Les moments dus aux charges réparties du poids propre :

- Poids propre: $G=0,15 * 25 = 3,75 \text{ KN/m}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$.
- Charge ultime: $q_u=G+Q = 4,75 \text{ KN/m}$.

• Sollicitation :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} \Rightarrow \alpha = 0,95$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle portant dans les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_{x2} &= \mu_x * q_s * l_x^2 \\ M_{y2} &= \mu_y * M_{x2} \end{aligned} \right.$$

$$\alpha = 0,95 \Rightarrow \left\{ \begin{aligned} \mu_x = 0,0483 &\Rightarrow M_{x2} = 1,11 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0,923 &\Rightarrow M_{y2} = 1,02 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

[Annexe IV]

❖ Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_{0x} = 2,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_{0y} = 2,03 \text{ KN.m}$$

- Moment retenus :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 * M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = 1,65KN.m$$

$$M_{ty} = 0,75 * M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = 1,52KN.m$$

En appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 * M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = M_{ay} = 1,01KN.m$$

Tableau III.4. 3. Calcul des sollicitations.

	q (KN.m)	μ_x	μ_y	les moments (KN.m)				
				M_x	M_y	M_x^t	M_y^t	M^a
ELU	6,56	0,0410	0,888	2,56	2,28	1,92	1,71	1,28
ELS	4,75	0,0483	0,923	2,20	2,03	1,65	1,52	1,01

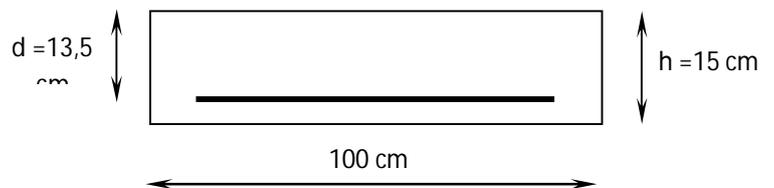
III.4.5. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- ✓ Largeur b=100cm.
- ✓ Hauteur de la section h=15cm.
- ✓ Hauteur utile des aciers tendus d=0,9h=13,5 cm.
- ✓ Contrainte des aciers utilisés $f_e=400$ MPa, $\sigma_s=348$ MPa.
- ✓ Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25$ MPa, $f_{bc}=14,2$ MPa.
- ✓ Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1$ MPa
- ✓ Fissuration peu préjudiciable.

c) Ferrailage a l'ELU :



❖ **En appuis :** $M_{ax} = 1,28 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{1,28 * 10^3}{100 * (13,5)^2 * 14,2} = 0,035$$

$\mu_b = 0,035 < \mu_L = 0,391 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,981 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,28 * 10^3}{0,981 * 13,5 * 348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée :**

Sens x-x :

$$M_t = 1,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{tx}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,92 * 10^3}{100 * (13,5)^2 * 14,2} = 0,007$$

$\mu_b < \mu_L \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,007 \Rightarrow \beta = 0,996 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,92 * 10^3}{0,996 * 13,5 * 348} = 0,41 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

$$M_t = 1,71 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ty}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1,71 * 10^3}{100 * (13,5)^2 * 14,2} = 0,006$$

$\mu_b < \mu_L \Rightarrow$ La section est simplement armée

$$\mu_b = 0,006 \Rightarrow \beta = 0,997 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1,71 * 10^3}{0,997 * 13,5 * 348} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Tableau III.4. 4. Récapitulatif des résultats des armatures.

	Sens	M_x (KN.m)	μ_b	β	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)
Travée	x-x	1,92	0,007	0,996	0,41	4HA12=4,52
	y-y	1,71	0,006	0,997	0,38	4HA12=4,52
Appui		1,28	0,035	0,981	0,28	4HA12=4,52

d) Vérification a l'ELS :

• Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

$$\text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2 \right]$$

✓ En travée :

Sens x-x :

$$y = \frac{15 * 0,41}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{13,5 * 0,41}{7,5 * 0,41^2}} - 1 \right] = 1,38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 * 1,38^3}{3} + 15 \left[0,41 * (13,5 - 1,38)^2 \right] = 9,91 * 10^2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,65}{9,91} * 13,8 = 2,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1,65}{9,91} * (13,5 - 1,38) = 302,70 \text{ MPa}$$

Sens y-y:

$$y = \frac{15 * 0,38}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{13,5 * 0,38}{7,5 * 0,38^2}} - 1 \right] = 1,45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 * 1,45^3}{3} + 15 \left[0,38 * (13,5 - 1,45)^2 \right] = 9,29 * 10^2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,52}{9,29} * 14,5 = 2,37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1,52}{9,29} * (135 - 14,5) = 295,74 \text{ MPa}$$

✓ **En appui :**

$$y = \frac{15 * 0,28}{100} + \left[\sqrt{1 + \frac{13,5 * 0,28}{7,5 * 0,28^2}} - 1 \right] = 1,77 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 * 1,77^3}{3} + 15 \left[0,28 * (13,5 - 1,77)^2 \right] = 7,63 * 10^2 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1,01}{7,63} * 17,7 = 2,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * \frac{1,01}{7,63} * (135 - 17,7) = 232,91 \text{ MPa}$$

Tableau III.4. 5. Récapitulatif des résultats des contraintes.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	x-x	4,33	0,41	1,38	9,91*10 ²	2,30	302,70	Non vérifiée
	y-y	4,03	0,38	1,45	9,29*10 ²	2,37	295,74	Non vérifiée
Appui		2,89	0,28	1,77	7,63*10 ²	2,34	232,91	Non vérifiée

• **Vérification de l'état limite de déformation (flèche) :**

D'après le **BAEL 91** et le **CBA 93**, la vérification de la flèche est inutile si :

1) $\frac{e}{l} > \frac{3}{80}$

2) $\frac{e}{l} > \frac{M_t}{20 * M_0}$

3) $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e}$

Sens x-x :

$$\frac{15}{220} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0,068 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{15}{220} > \frac{1,65}{20 * 2,20} \Rightarrow 0,068 > 0,0375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{0,41}{100 * 13,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 3,03 * 10^{-4} < 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$\frac{15}{230} > \frac{3}{80} \Rightarrow 0,065 > 0,0375 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{15}{230} > \frac{1,52}{20 * 2,03} \Rightarrow 0,065 > 0,037 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{0,38}{100 * 13,5} \leq \frac{2}{400} \Rightarrow 2,81 * 10^{-4} < 5 * 10^{-3} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

Les conditions sont tous vérifié donc y a pas de risque de flèche de l'ascenseur.

- Schéma de ferrailage :

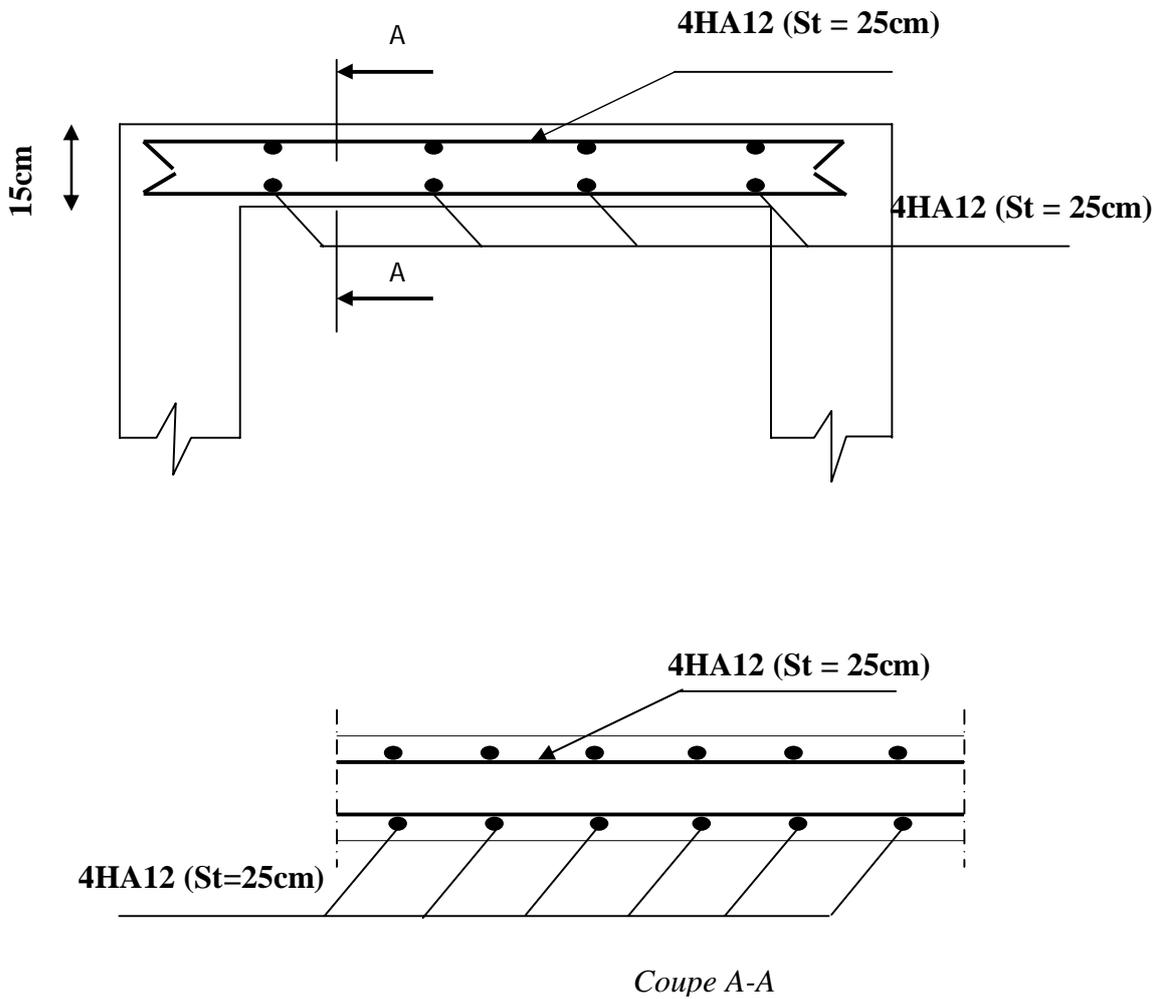


Figure III.4. 2 . Plan de ferrailage de la dalle de la salle machine.

III.5. ACROTÈRE

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l’infiltration des eaux pluviales. Il sert à l’accrochage du matériel des travaux d’entretien des bâtiments.

L’acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l’effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1. Hypothèse de calcul

- L’acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

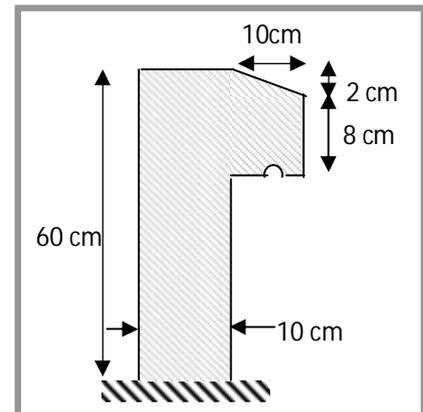


Figure III.5. 1.Acrotère.

III.5.2.Evaluation des charges et surcharges

➤ Verticales :

Tableau III.5. 1 . Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	0,02*20=0,4	2,125	1

➤ Horizontales : (dues au séisme)

D’après le RPA99 (Art 6.2.3), l’acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p ;$$

Tel que : A : Coefficient d’accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d’usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6.1 du RPA99)

W_p : Poids de l’élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d’usage 1B.

- Zone IIa (Bouira).

$$\left\{ \begin{array}{l} A=0,20. \\ C_p=0,8. \\ W_p=2,125 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$$

Donc : $F_p = 4 \cdot 0,20 \cdot 0,8 \cdot 2,125 \Rightarrow F_p = 1,36 \text{ KN}$

N.B : La section de calcul en flexion composée sera de $(100 \cdot 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.5.3. Calcul des sollicitations

a) calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i}, \quad y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad \text{Tel que : } \sum A_i = S$$

$$x_c = \frac{0,6 \cdot 0,1 \cdot (0,1/2) + 0,08 \cdot 0,1 \cdot (0,1 + 0,1/2) + 0,1 \cdot 0,02 \cdot 0,5 \cdot (0,1 + 0,1/3)}{0,069}$$

$$x_c = 0,0628 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{0,6 \cdot 0,1 \cdot (0,6/2) + 0,08 \cdot 0,1 \cdot (0,5 + 0,08/2) + 0,1 \cdot 0,02 \cdot 0,5 \cdot (0,58 + 0,02/3)}{0,069}$$

$$y_c = 0,3320 \text{ m}$$

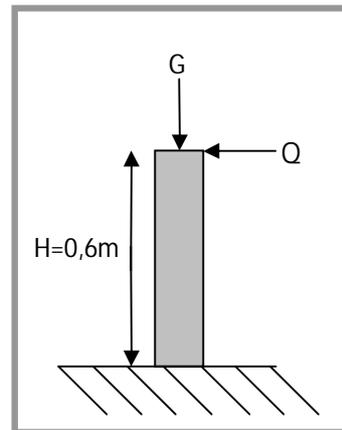


Figure III.5. 2. Sollicitations sur l'acrotère.

b) Moments engendrés par les efforts normaux :

$$G = 2,125 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_Q = Q \cdot h = 1 \cdot 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1,36 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{F_p} = F_p \cdot y_c = 1,36 \cdot 0,3320 \Rightarrow M_{F_p} = 0,4515 \text{ KN.m.}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement

ELU : La combinaison est : $1,35 \cdot G + 1,50 \cdot Q$

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \cdot N_G = 1,35 \cdot 2,125 = 2,868 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \cdot M_Q = 1,50 \cdot 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$

ELS : La combinaison est : $G + Q$

- Effort normal de compression : $N_s = G = 2,125 \text{ KN/ml.}$
- Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. 2 . Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitations	Combinaisons	
	ELU	ELS
	1,35*G+1,5*Q	G+Q
N (KN)	2,868	2,125
M (KN)	0,9	0,6

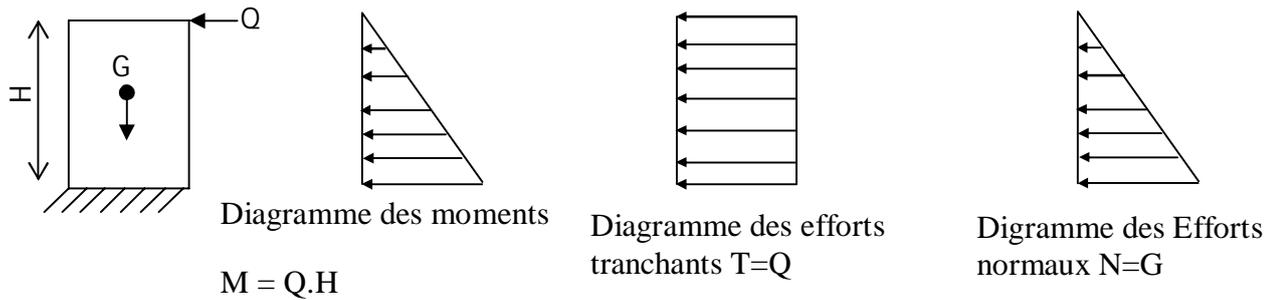


Figure III.5. 3 . Diagramme des moments et des efforts tranchants.

III.5.4. Calcul de l'excentricité

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

Tel que :

e_T : Excentricité totale de calcul.

e_1 : Excentricité structurale du 1^{er} ordre.

e_2 : Excentricité du 2^{ème} ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,868} = 0,3138m$$

$$\frac{H}{2} - c = \frac{0,6}{2} - 0.03 = 0,27m$$

$e_1 > \frac{H}{2} - c \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment formé par les armatures

donc la section est partiellement comprimée

$$e_a = \max \left(2cm ; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2cm ; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm.}$$

Calcul à la flexion simple, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_2) du second ordre due à la déformation (**BAEL91**).

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre du aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,6} = 0 \Rightarrow e_2 = \frac{3 * (2 * 0,6)^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0,1} = 0,00864m.$$

$$D'où : e_T = e_1 + e_2 + e_a = 0,3138 + 0,02 + 0,00864 = 0,34244m$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 * \frac{e_1}{h}\right) \Rightarrow \frac{2 * 0,6}{0,1} \leq \max\left(15; 20 * \frac{0,3138}{0,1}\right) \Rightarrow 12 \leq 62,76$$

Cette condition est vérifiée, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis de l'ELU de résistance.

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b.h^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

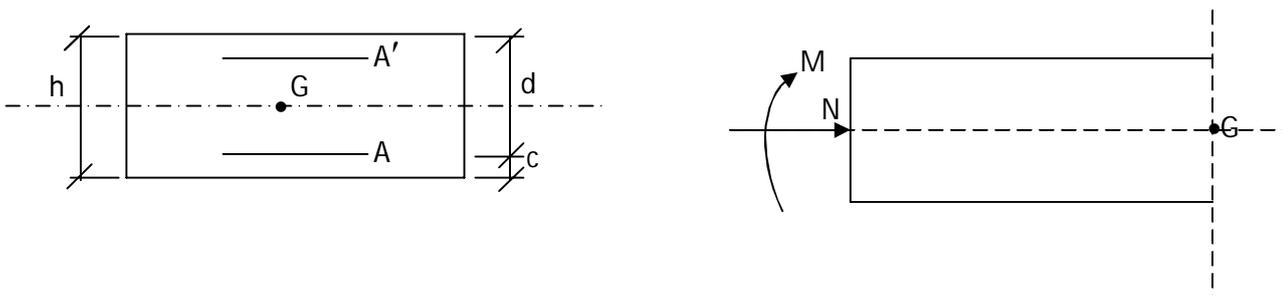
$\lambda < 50 \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,868KN \quad \text{et} \quad M_u = N_u * e_T = 2,868 * 0,34244 = 0,98KN.m.$$

III.5.5. Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle

sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_{uA} puis on se ramène à la flexion composée.

a) à l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad d = 8 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

➤ **Calcul en flexion simple :**

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$$

Tel que :

M_{uG} et N_u : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature tendue.

$$M_{uA} = 0,98 + 2,868 * (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 1,066 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{1,066 * 10^3}{100 * (8)^2 * 14,2} = 0,01173$$

$\mu_{bu} = 0,01173 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section admet des armatures tendus **As** d'où : **A's = 0**.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,01173}}{0,8} = 0,0147$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,0795 \text{ cm}$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z * \bar{\sigma}_s} = \frac{1,066 * 10^{-3}}{0,0795 * 348} = 0,3853 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{\bar{\sigma}_s} = 0,3853 - \frac{2,868 * 10^{-3}}{348} = 0,3028 \text{ cm}^2$$

Soit: **4HA8** avec **A_s = 2,01cm²/ml.** [Annexe II]

➤ Vérification la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA6** avec $A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. [Annexe II]

➤ Espacements :

1. *Armatures principales* : $St < \frac{100}{3} = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte : $S_t = 30 \text{ cm}$

2. *Armatures de répartitions* : $St < \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable) :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5 \text{ MPa}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 * G = 1,5 * 2,868 = 4,302 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{4,302 * 10}{100 * 8} = 0,05377 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

b) à l'ELS : (Vérification des contraintes).

Il s'agit de vérifier :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$

$$d = 0,08 \text{ m}$$

D'après le **BAEL91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

➤ Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

Tel que :

c : Distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,125} = 0,2824m$$

$e_1 > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de la section ; la section est partiellement comprimé \Rightarrow

$$c = 0,08 - 0,2824 = -0,2024m \quad c < 0 \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimé}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

y_c : Distance entre centre de pression c et l'axe neutre.

Par les lois de la RDM on démontre que y_c la solution de l'équation suivante :

$$y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3 * c^2 - (c - d') * \frac{6 * n * A_s'}{b} + (d - c) * \frac{6 * n * A_s}{b}.$$

$$q = -2 * c^3 - (c - d')^2 * \frac{6 * n * A_s'}{b} - (d - c)^2 * \frac{6 * n * A_s}{b}.$$

$$p = -3 * (-0,23235)^2 + (0,08 + 0,23235) * \frac{6 * 15 * 2,01}{1} = 56,34215m^2$$

$$q = -2 * (-0,23235)^3 - (0,08 + 0,23235)^2 * \frac{6 * 15 * 2,01}{1} = -17,62340m^3$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = (-17,6234)^2 + \frac{4 * (56,34215)^3}{27} = 26807,57m^6$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow \text{La solution de cette équation est : } y_c = \mu - \frac{p}{3 * \mu}$$

$$t = 0,5 * (\sqrt{\Delta} - q) \Rightarrow t = 0,5 * (\sqrt{26807,57} + 17,6234) = 90,676m^3$$

$$\mu = \sqrt[3]{t} \Rightarrow \mu = \sqrt[3]{90,676} = 4,49m$$

$$y_c = 4,49 - \frac{56,34215}{3 * 4,49} = 0,307m \rightarrow \text{(Distance de l'axe neutre au centre de pression C, comptée}$$

positivement avec un effort normal N_{ser} de compression, négativement en traction).

$\Rightarrow y_{ser} = 0,307 - 0,23235 = 0,07465m \rightarrow$ (Distance entre l'axe neutre et la fibre supérieure de la section).

➤ Calcul des contraintes :

$I = \frac{b * y_{ser}^3}{3} + 15 * (A_s * (d - y_{ser})^2 + A'_s * (y_{ser} - d')^2) \rightarrow$ (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{1 * (0,07465)^3}{3} + 15 * (2,01 * (0,08 - 0,07465)^2) = 1,0016 * 10^{-3} m^4$$

$$K = \frac{N_{ser} * y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{2,125 * 0,307}{1,0016} = 0,6513 MN / m^3$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = K * y_{ser} = 0,6513 * 0,07465 = 0,04862 MPa \rightarrow \text{Béton} \\ \text{et} \\ \sigma_s = n * K * (d - y_{ser}) = 15 * 0,6513 * (0,08 - 0,07465) = 0,05226 MPa \rightarrow \text{Acier} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Fissuration Nuisible} \Rightarrow \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * f_e; 150 * \eta\right)$$

Tel que : $\eta = 1,6 \rightarrow$ acier HA.

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} * 400; 150 * 1,6\right) = \min(266,67; 240)$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 MPa \Rightarrow \sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.5.6. Schéma de ferrailage

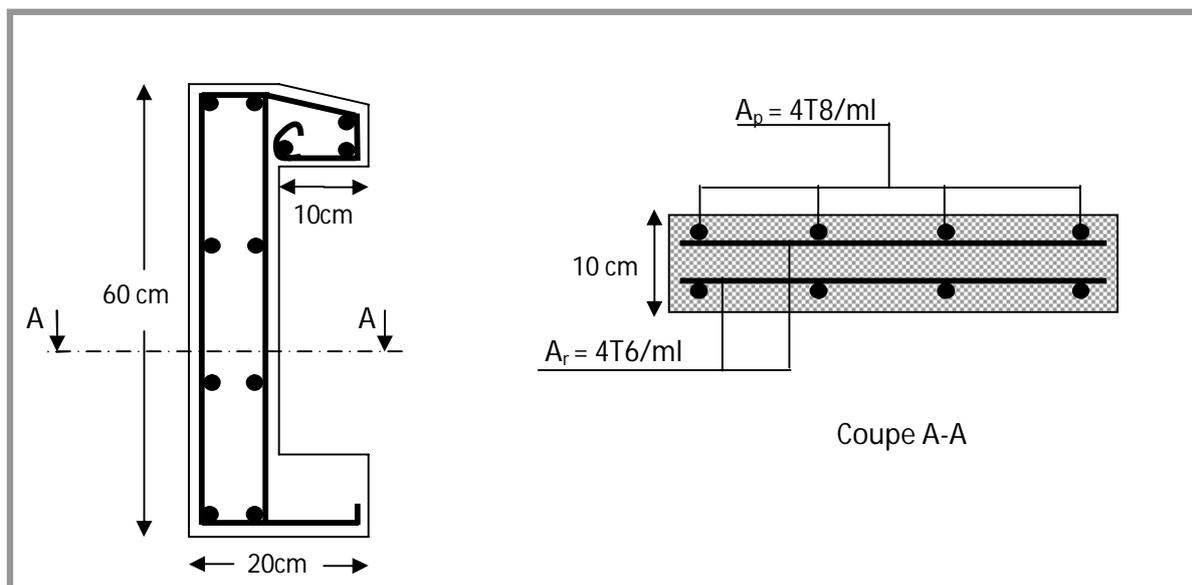


Figure III.5. 4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.



CHAPITRE 4



ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

IV. ETUDE SISMIQUE

IV.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Objectifs de l'étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action séismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée.

IV.3. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérien RPA99/2003

IV.3.1. Zone sismique (Art 3.1)

Notre ouvrage étant un bâtiment multiple situé à BOUIRA qui est classé comme une zone de moyenne sismicité **Zone IIa**.

IV.3.2. Importance de l'ouvrage (Art 3.2)

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage est de grande importance « bâtiment a usage d'habitation, service et commerce » et sa hauteur dépasse 48m, Il sera classé au **groupe d'usage 1B**.

IV.3.3. Nature du site (Art 3.3)

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✓ Catégorie S1 (site rocheux).
- ✓ Catégorie S2 (site ferme).

- ✓ Catégorie S3 (site meuble).
- ✓ Catégorie S4 (site très meuble).

Tableau IV. 1. Classification des sites.

Catégorie	Description	q_c (MPa)	N	P_1 (MPa)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S₃	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

La structure à étudier est implantée dans un site de **catégorie S3** (site meuble).

IV.4. Méthodes de calcul de l'action sismique

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

IV.4.1. Présentation des différentes méthodes

IV.4.1.1. La méthode statique équivalente

- Principe :

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les efforts réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- Conditions d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale a 65m en zone (IIa).
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant la condition de hauteur suivante :

Dans le cas d'un bâtiment implanté en zone (IIa) et le groupe d'usage 1B il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux ou 17m. (Art 4.1.2, RPA 99/2003).

IV.4.1.2. La 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 représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. (Art 4.3.1, RPA 99/2003).

– Conditions d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée. (Art 4.1.3, RPA 99/2003).

IV.4.1.3. La méthode d'analyse dynamique

– Conditions d'application :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. (Art 4.1.3, RPA 99/2003).

✓ Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99 version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors que le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale.

IV.5. Modélisation

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique car la distribution régulière des éléments structuraux permet une transmission directe des forces. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

IV.5.1. Le spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0,3s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0,3s \end{cases} \quad (4.13)$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement.

IV.5.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse

IV.5.2.1. Le coefficient d'accélération de zone « A »

D'après la classification sismique de la wilaya de BOUIRA, Zone IIa et le groupe d'usage 1B et d'après Tableau 4.1 (RPA99/2003).

Donc : **A=0,20**.

IV.5.3.2. Le coefficient de comportement global de la structure « R »

La valeur de R est en fonction de système de contreventement, dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé

D'après le tableau 4.3 (RPA99/2003) : **R=3,5**.

IV.5.3.3. Le facteur de qualité « Q » suivant les deux directions x et y

Il est fonction de :

- Conditions minimales sur les files de contreventement:

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- **sens longitudinal** : (4 travée) :

$4,60/2,69=1,7 > 1,5$ critère non observé $p_q = 0,05$

- **sens transversal** : (5 travée) :

$5,00/2,00 = 2,5 > 1,5$ critère non observé $p_q = 0,05$

- La redondance en plan :

Chaque étage devra avoir en plan au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **sens longitudinal** : (5 files) :

$L_{\max} / L_{\min} = 5,48 / 2,69 = 2,04 > 1,5$ critère non observé $p_q = 0,05$

- **sens transversal (6files)** :

$L_{\max} / L_{\min} = 5,00 / 2,00 = 2,5 > 1,5$ critère non observé $p_q = 0,05$

- La régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

La structure à une force compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $16,62 / 18,00 = 0,92 < 4$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 % de la dimension du bâtiment.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

Donc le critère est observé $p_q = 0$.

- La régularité en élévation :

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%.

□ la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

➤ Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

Donc : $p_q = 0,05$

➤ Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0,10$

Tableau IV. 2. Pénalité en fonction de critère de qualité.

critère q	P _q	
	Sens transversal	Sens longitudinal
Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0,05
redondance en plan	0,05	0,05
régularité en plan	0	0
régularité en élévation	0	0
contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme	0,25	0,25

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ (4.4)

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (RPA99/2003).

Pour le bloc A : $\Rightarrow \begin{cases} Q_x = 1,25 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$

Pour les blocs B et C : $\Rightarrow \begin{cases} Q_x = 1,30 \\ Q_y = 1,25 \end{cases}$

IV.5.3.4. Le facteur de correction d'amortissement « η »

Le facteur est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

Dans notre cas $\zeta = 10\% \Rightarrow \eta = 0,76$

IV.5.3.5. La période caractéristique associée a la catégorie du site « T »

D'après le tableau 4.7 (RPA99/2003), et la catégorie du site S_3 :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \end{cases}$$

IV.5.3.6. La période fondamentale de la structure « T »

La valeur peut être estimée à partir des deux formules empiriques suivantes :(Art 4.2.4, RPA99)

$$1. \quad T = C_T h_N^{3/4} \quad (4.6)$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Bloc A et B : on a : $C_T = 0,050$; $h_N = 54,23m \Rightarrow T = 1s$

Bloc C : on a : $C_T = 0,050$; $h_N = 19,83m \Rightarrow T = 0,61s$

$$2. \quad T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (4.7)$$

Où : D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée, on prend la plus petite des deux valeurs de T .

Bloc A: $D_x = 16,02 m \Rightarrow T_x = 1,22 s$

$D_y = 17,30 m \Rightarrow T_y = 1,17 s$

Bloc B: $D_x = 17,22 m \Rightarrow T_x = 1,18 s$

$D_y = 17,30 m \Rightarrow T_y = 1,17 s$

Bloc C: $D_x = 25,52 m \Rightarrow T_x = 0,35s$

$D_y = 17,62 m \Rightarrow T_y = 0,38 s$

IV.5.3.7. Le facteur d'amplification dynamique moyen « D »

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3,0s \Rightarrow D_x = 2,5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \\ T_2 < T_y < 3,0s \Rightarrow D_y = 2,5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{2/3} \end{cases}$$

Tableau IV. 3. Récapitulatif des paramètres du spectre de réponse.

Blocs	A	R	Q		η	T	T		D	
			Qx	Qy			Tx	Ty	Dx	Dy
A	0.20	3.5	1.25	1.25	0.76	1	1.22	1.17	1,13	1,16
B	0.20	3.5	1.3	1.25	0.76	1	1.18	1.17	1,16	1,16
C	0.20	3.5	1.3	1.25	0.76	0.61	0.35	0.38	2,60	2,46

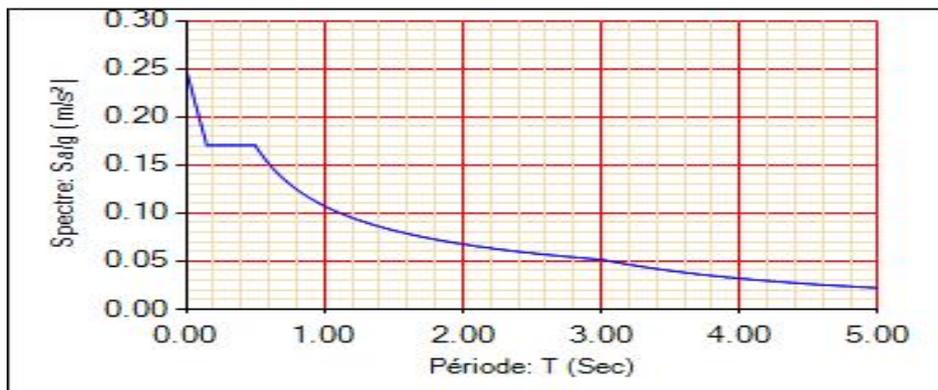


Figure IV. 1. Spectre de réponse de calcul du Bloc A.

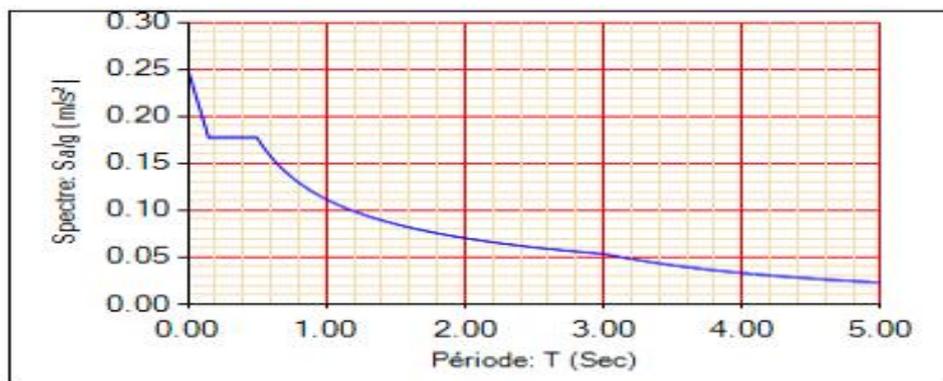


Figure IV. 2. Spectre de réponse de calcul des Blocs B et C.

VI.2.6. Détermination du poids totale de la structure

$$\begin{cases} W = \sum_{i=1}^n W_i \\ W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi} \end{cases} \quad (4.5)$$

Avec :

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes de 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.

Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation, bureaux et commerce : $\beta=0,2$

L'évaluation du poids totale :

$$W = P_{Planchers} + P_{Poteaux} + P_{Poutres} + P_{Voiles} + P_{Escalier}$$

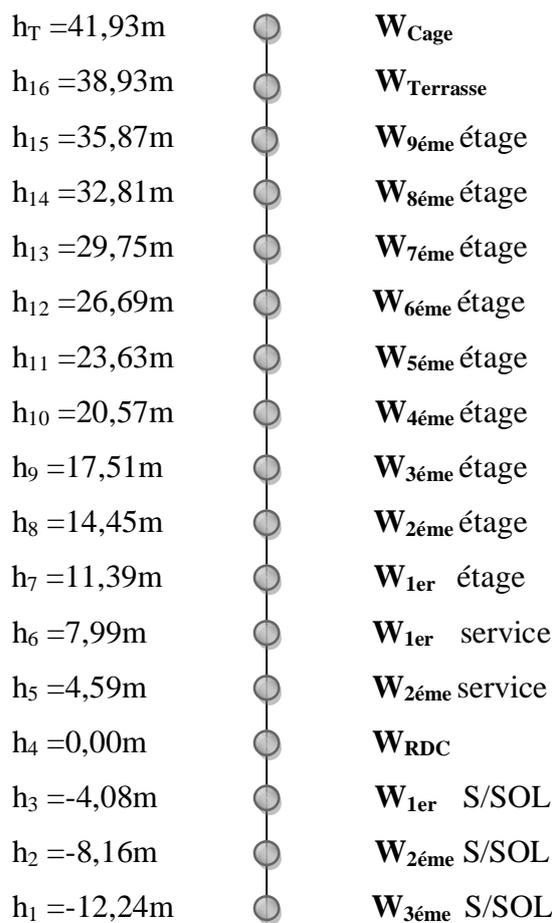


Figure IV. 3. Distribution des poids de chaque étage.

IV.6.1. Poids total du Bloc A

Tableau IV.4. Poids total de la structure « Bloc A ».

Story	$P_{Plancher}$	$P_{Poteaux}$	P_{Poutre}	P_{Voile}	$P_{Volée}$	Total
CAGE	71.78	48.00	64.76	/	/	184.54
TERRASSE	1472.83	342.72	642.06	500.92	38.45	2996.98
9 ^{ème}	1487.05	342.72	651.81	500.92	38.45	3020.95
8 ^{ème}	1487.05	342.72	651.81	500.92	38.45	3020.95
7 ^{ème}	1487.05	433.76	643.24	500.92	38.45	3103.42
6 ^{ème}	1487.05	433.76	643.24	500.92	38.45	3103.42
5 ^{ème}	1487.05	433.76	643.24	500.92	38.45	3103.42
4 ^{ème}	1487.05	535.50	634.67	500.92	38.45	3196.59
3 ^{ème}	1487.05	535.50	634.67	500.92	38.45	3196.59
2 ^{ème}	1487.05	535.50	634.67	500.92	38.45	3196.59
1 ^{er}	1487.05	719.95	626.10	556.58	39.48	3429.17
Service 1	1436.39	719.95	566.08	556.58	39.48	3318.48
Service 2	1470.91	971.93	572.27	759.80	85.72	3860.63
RDC	1629.59	1028.16	535.61	1562.23	/	4755.59
S/SOL1	1367.10	1028.16	525.68	1562.23	/	4483.17
S/SOL2	1381.05	1028.16	525.68	1515.31	/	4450.20
Total	22213.08	9480.24	9195.60	11021.03	510.71	52420.66

VI.2.6.2. Poids total du bloc B

Tableau IV.5. Poids total de la structure « Bloc B ».

Story	$P_{Plancher}$	$P_{Poteaux}$	P_{Poutre}	P_{Voile}	$P_{Volée}$	Total
CAGE	38.28	48.00	64.76	/	/	151.04
TERRASSE	1532.45	342.72	661.70	522.65	38.40	3097.92
9 ^{ème}	1519.37	342.72	674.46	522.65	38.40	3097.6
8 ^{ème}	1519.37	342.72	674.46	522.65	38.40	3097.6
7 ^{ème}	1519.37	433.76	665.47	522.65	38.40	3179.65
6 ^{ème}	1519.37	433.76	665.89	522.65	38.40	3180.07
5 ^{ème}	1519.37	433.76	665.05	522.65	38.40	3179.23
4 ^{ème}	1519.37	535.50	657.32	522.65	38.40	3273.24
3 ^{ème}	1519.37	535.50	657.32	522.65	38.40	3273.24
2 ^{ème}	1519.37	535.50	657.32	522.65	38.40	3273.24
1 ^{er}	1519.07	719.95	671.96	580.72	39.48	3531.18
Service 2	1521.49	719.95	574.50	580.72	39.48	3436.14
Service 1	1556.02	971.93	585.33	792.39	88.87	3994.54
RDC	1667.42	1028.16	544.03	1633.32	/	4872.93
S/SOL1	1398.63	1028.16	534.09	1633.32	/	4594.2
S/SOL2	1412.60	1028.16	534.09	1633.32	/	4608.17
Total	22800.91	9480.24	9487.77	11557.61	513.48	53840.01

VI.2.6.3. Poids total du bloc C :

Tableau IV.6. Poids total de la structure « Bloc C ».

Story	$P_{Plancher}$	$P_{Poteaux}$	P_{Poutre}	P_{Voile}	$P_{Volée}$	Total
CAGE	165.92	96.00	121.70	/	/	383.61
TERRASSE	2023.54	660.96	751.97	554.01	114.28	4104.76
RDC	2023.54	587.52	751.97	1170.76	110.60	4644.38
S/SOL1	2023.54	587.52	738.32	1170.76	110.60	4630.73
S/SOL2	2038.83	587.52	745.14	1170.76	119.00	4661.25
Total	8275.38	2519.52	3109.08	4066.28	454.47	18424.73

VI.2.7. Détermination de l'effort sismique à la base de la structure

D'après le RPA 99 (Art 4.2.3), la force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (4.1)$$

Bloc A:

$$D'o\grave{u}: \begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W = \frac{0,20 \cdot 1,13 \cdot 1,25}{3,5} \cdot 52420,66 = 4231,10KN \\ V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W = \frac{0,20 \cdot 1,16 \cdot 1,25}{3,5} \cdot 52420,66 = 4343,43KN \end{cases}$$

Bloc B:

$$D'o\grave{u}: \begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W = \frac{0,20 \cdot 1,16 \cdot 1,3}{3,5} \cdot 53840,01 = 4639,47KN \\ V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W = \frac{0,20 \cdot 1,16 \cdot 1,25}{3,5} \cdot 53840,01 = 4461,03KN \end{cases}$$

Bloc C :

$$D'o\grave{u}: \begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W = \frac{0,20 \cdot 2,60 \cdot 1,3}{3,5} \cdot 18237,92 = 3522,52KN \\ V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W = \frac{0,20 \cdot 2,46 \cdot 1,25}{3,5} \cdot 18237,92 = 3204,66KN \end{cases}$$

Tableau VI.2. 1. Récapitulatif de l'effort sismique par la MSE.

Blocs	V_x (KN)	V_y (KN)
A	4231.10	4343.43
B	4639.47	4461.03
C	3522.52	3204.66

VI.2.8. Nombre de modes à considérer

D'après RPA 99/2003 (Art 4.3.4)

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- 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.

b) 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 :

$$\begin{cases} K \geq 3\sqrt{N} \\ T_K \leq 20 \text{ sec} \end{cases} \quad (4.14)$$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol.

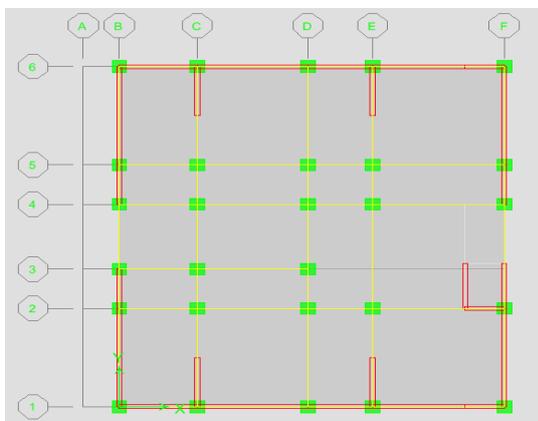
T_K: la période du mode K.

Dans notre cas N=15niveaux : $K \geq 12$

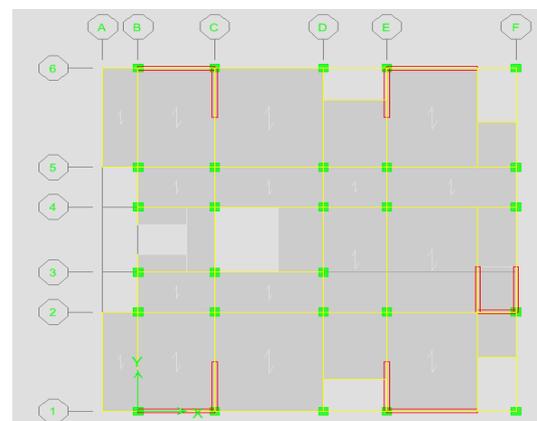
VI.2.9. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions et dimensions de voile ont été testées. Nous avons opté pour les dispositions suivantes :

Bloc A :



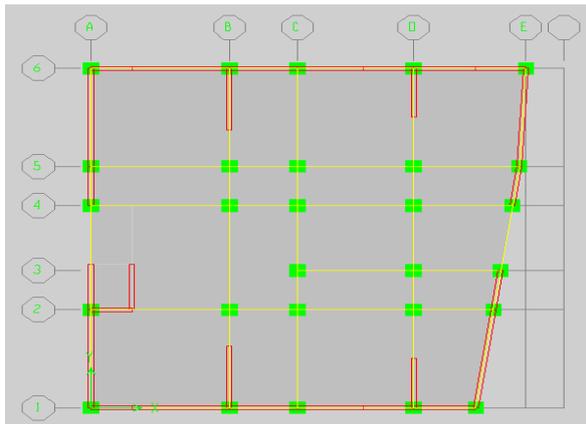
S/Sol et RDC a usage commerciale



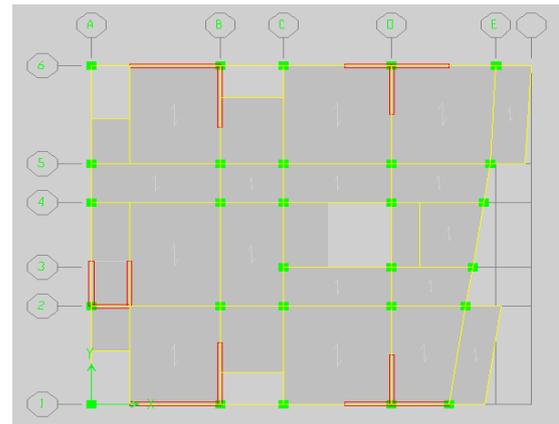
Etages à usage service et habitation

Figure IV. 4. Disposition des voiles du Bloc A.

Bloc B :



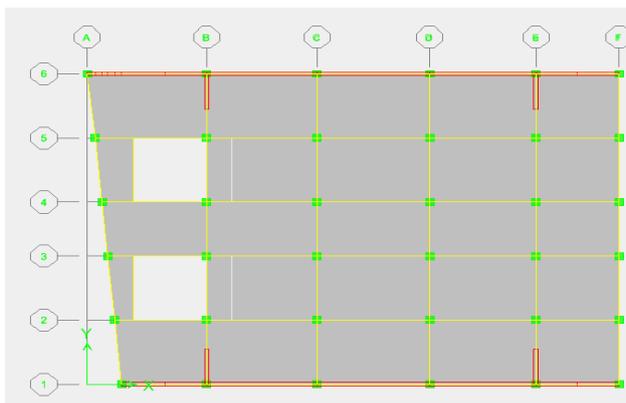
S/Sol et RDC à usage commerciale



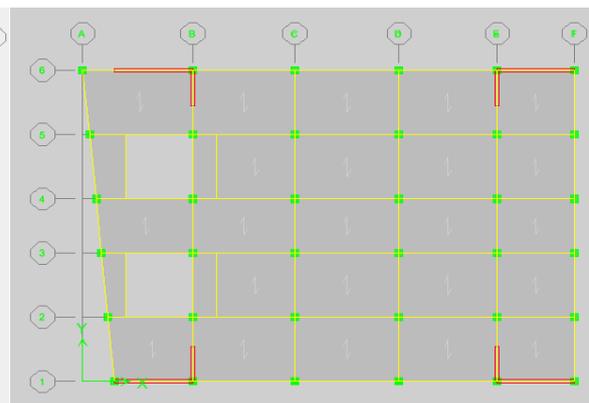
Etages à usage service et habitation

Figure IV. 5. Disposition des voiles du Bloc B.

Bloc C :



S/Sol à usage commerciale



RDC à usage commerciale

Figure IV. 6. Disposition des voiles du Bloc C.

VI.2.10. Analyse des résultats

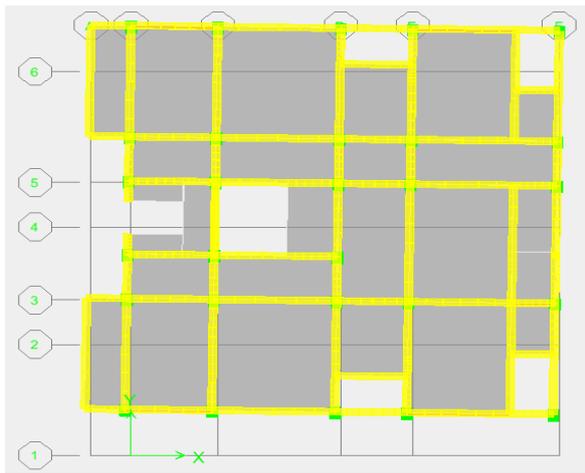
VI.2.10.1. Vérification de la participation des masses modales

D'après RPA99/2003 (Art 4.3.4), la somme des masses modales effectives pour les modes retenus doit être supérieure à 90% de la masse totale de la structure.

Tableau IV. 4. Participation des masses modales du bloc A.

Mode	Période	U_x	U_y	R_z	$SumU_x$	$SumU_y$	$SumR_z$
1	1.022	0.146	62.210	0.419	0.146	62.210	0.419
2	0.902	57.772	0.134	0.846	57.918	62.345	1.265
3	0.840	0.784	0.225	57.193	58.702	62.570	58.457
4	0.306	0.000	10.886	0.161	58.702	73.456	58.619
5	0.237	13.914	0.012	0.332	72.616	73.467	58.951
6	0.223	0.355	0.121	12.865	72.971	73.588	71.816

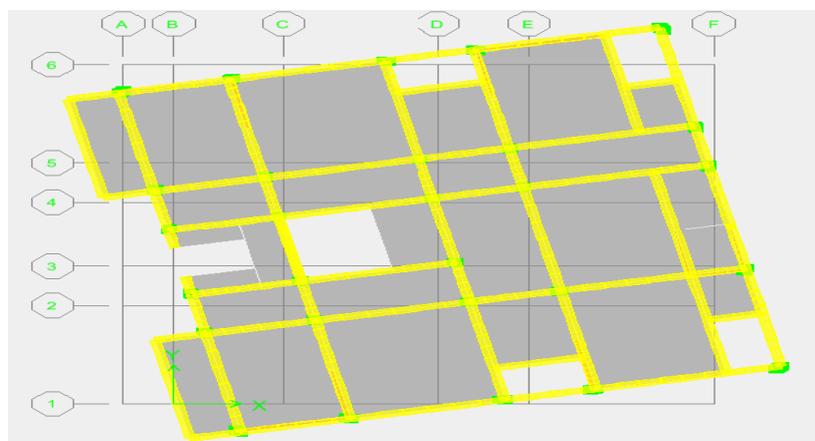
7	0.147	0.002	3.646	0.068	72.973	77.234	71.883
8	0.117	0.035	0.272	0.062	73.008	77.506	71.945
9	0.116	1.481	0.016	0.014	74.489	77.523	71.958
10	0.103	2.749	0.003	0.487	77.238	77.525	72.446
11	0.100	0.511	0.007	1.566	77.750	77.533	74.011
12	0.098	0.056	0.147	2.429	77.806	77.679	76.441
13	0.083	0.003	1.628	0.037	77.809	79.307	76.477
14	0.062	2.058	0.006	0.037	79.867	79.312	76.514
15	0.058	0.042	0.132	1.943	79.909	79.444	78.457
16	0.056	0.000	0.805	0.175	79.909	80.249	78.632
17	0.047	0.029	0.000	0.000	79.938	80.249	78.633
18	0.043	1.139	0.001	0.010	81.077	80.250	78.643
19	0.041	0.001	0.371	0.022	81.078	80.622	78.665
20	0.039	0.010	0.012	1.179	81.088	80.633	79.844
21	0.037	0.018	0.005	0.001	81.106	80.638	79.845
22	0.033	0.491	0.000	0.003	81.597	80.638	79.848
23	0.032	0.001	0.000	0.037	81.598	80.638	79.885
24	0.030	16.952	0.653	0.002	98.549	81.291	79.887
25	0.030	0.588	9.726	0.077	99.137	91.017	79.963



Mode 1 : Translation suivant y



Mode 2 : Translation suivant x

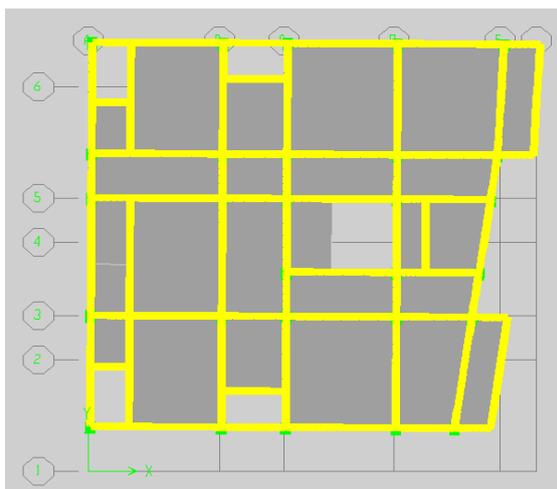


Mode 3 : Torsion suivant z

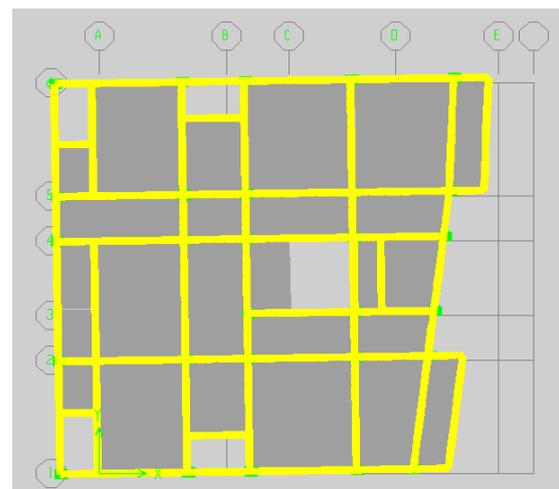
Figure IV. 7. Les trois premiers modes du bloc A.

Tableau VI.2. 2. Participation des masses modales du bloc B.

Mode	Période	U_x	U_y	R_z	Sum U_x	Sum U_y	Sum R_z
1	0.968	0.187	61.940	0.003	0.187	61.940	0.003
2	0.842	59.183	0.214	0.351	59.371	62.154	0.354
3	0.765	0.280	0.021	59.043	59.650	62.176	59.397
4	0.283	0.004	11.093	0.001	59.655	73.268	59.397
5	0.232	12.195	0.002	0.682	71.850	73.271	60.080
6	0.211	0.836	0.001	11.433	72.686	73.272	71.512
7	0.134	0.000	3.675	0.000	72.686	76.946	71.512
8	0.113	0.140	0.283	0.176	72.826	77.230	71.688
9	0.113	1.745	0.018	0.022	74.570	77.248	71.709
10	0.102	1.878	0.004	0.694	76.448	77.252	72.403
11	0.097	0.195	0.072	0.331	76.643	77.324	72.734
12	0.095	0.623	0.005	3.143	77.266	77.329	75.877
13	0.077	0.001	1.782	0.001	77.267	79.110	75.878
14	0.063	1.908	0.002	0.240	79.174	79.112	76.119
15	0.056	0.279	0.001	1.947	79.454	79.113	78.065
16	0.052	0.002	0.844	0.000	79.455	79.957	78.065
17	0.052	0.026	0.000	0.000	79.481	79.957	78.065
18	0.044	1.021	0.002	0.097	80.502	79.959	78.162
19	0.039	0.003	0.260	0.093	80.505	80.219	78.256
20	0.038	0.101	0.030	0.994	80.606	80.249	79.250
21	0.033	0.048	0.003	0.000	80.654	80.252	79.250
22	0.033	0.447	0.000	0.040	81.101	80.252	79.289
23	0.031	0.213	0.623	0.036	81.314	80.875	79.325
24	0.030	4.829	12.529	0.012	86.143	93.404	79.337
25	0.028	11.940	4.153	0.022	98.083	97.557	79.358



Mode 1 : Translation suivant y



Mode 2 : Translation suivant x

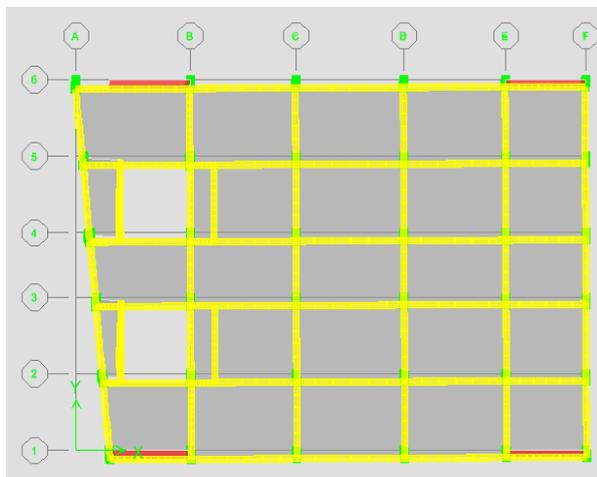


Mode 3 : Torsion suivant z

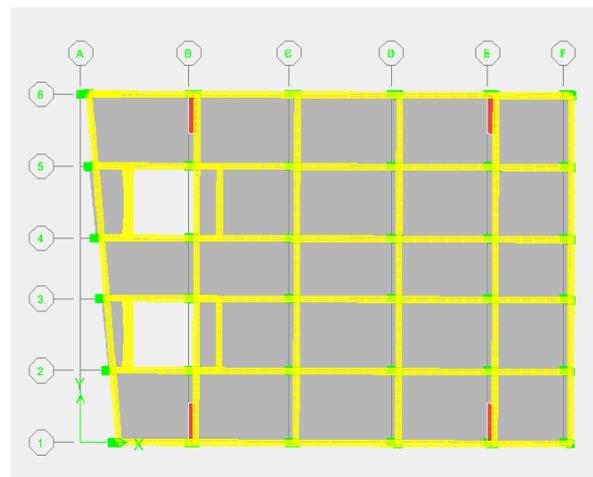
Figure IV. 8. Les trois premiers modes du bloc B.

Tableau IV. 5. Participation des masses modales du bloc C.

Mode	Période	U_x	U_y	R_z	$SumU_x$	$SumU_y$	$SumR_z$
1	0.148	0.000	10.051	1.793	0.000	33.752	0.000
2	0.131	3.141	0.071	0.300	3.141	34.006	9.956
3	0.122	0.792	0.666	0.850	3.933	36.384	12.456
4	0.106	0.006	4.405	1.659	3.939	58.325	12.478
5	0.081	0.000	84.493	0.022	3.939	97.128	12.478
6	0.061	2.361	0.002	21.746	6.300	97.133	18.236
7	0.055	23.475	0.000	2.256	29.775	97.133	75.122
8	0.038	0.003	0.005	0.034	29.778	99.991	75.124
9	0.034	0.074	0.083	0.217	29.852	99.992	75.126
10	0.034	0.074	0.071	0.041	29.926	99.994	75.129
11	0.031	2.193	0.001	2.338	32.119	99.994	75.607
12	0.030	0.775	0.006	26.751	32.895	99.994	75.753
13	0.029	2.381	0.002	40.902	35.275	99.995	76.405
14	0.027	64.495	0.000	0.889	99.771	99.995	97.489
15	0.017	0.000	0.004	0.008	99.771	99.995	97.515



Mode 1 : Translation suivant y



Mode 2 : Translation suivant x



Mode 3 : Torsion suivant z

Figure IV. 9. Les trois premiers modes du bloc C.

Conclusion

L'introduction des escaliers dans la modélisation influe sur le comportement de la structure (ils engendrent des effets de torsion), donc il faut étudier le comportement (meilleur disposition des voiles) en tenant compte de ces derniers dans la structure à modéliser.

VI.2.10.2. Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces à la base **F** obtenue par la combinaison des valeurs modales est supérieur à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V (Art 4.3.6 / RPA99/version 2003)**

Tableau IV. 6. L'effort tranchant à la base du bloc A.

Spectre	F_X (KN)	F_Y (KN)	F_Z (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)	$0,8*V$ (KN)	$0,8*V < F$
E_X	5426.09	197.78	0	6722.47	176823.27	46247.72	3406,35	Vérifiée
E_Y	197.78	5255.39	0	168951.98	7001.24	40255.09	3496,79	Vérifiée

Tableau IV. 7. L'effort tranchant à la base du bloc B.

Spectre	F_X (KN)	F_Y (KN)	F_Z (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)	$0,8*V$ (KN)	$0,8*V < F$
E_X	5855.6	485.69	0	9021.43	196923.29	52217.44	3711.58	Vérifiée
E_Y	485.69	5623.27	0	184946.66	9164.51	48638.23	3568.82	Vérifiée

Tableau IV. 8. L'effort tranchant à la base du bloc C.

Spectre	F_X (KN)	F_Y (KN)	F_Z (KN)	M_X (KN.m)	M_Y (KN.m)	M_Z (KN.m)	$0,8*V$ (KN)	$0,8*V < F$
E_X	3207.76	11.99	216.58	26091.24	28607.17	3207.76	2474.6	Vérifiée
E_Y	11.99	3350.47	27024.39	202.17	43172.33	11.99	2590	Vérifiée

VI.2.10.3. l'effet de l'excentricité

a) L'excentricité théorique : l'excentricité théorique de la structure pour chaque niveau est présentée par la formule suivante :

$$\begin{cases} e_x = |CM_x - CR_x| \\ e_y = |CM_y - CR_y| \end{cases}$$

Avec : **CM** : centre de masse.

CR : centre de torsion.

Tableau IV. 9. Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion avec l'excentricité théorique du bloc A.

Story	CM_X	CM_Y	CR_X	CR_Y	$e_x (m)$	$e_y (m)$
CAGE	4.996	8.65	5.732	8.644	0.736	0.006
TERRASSE	7.419	8.607	7.511	8.472	0.092	0.135
9 ^{ème}	7.401	8.611	7.523	8.477	0.122	0.134
8 ^{ème}	7.401	8.611	7.547	8.48	0.146	0.131
7 ^{ème}	7.4	8.612	7.578	8.482	0.178	0.13
6 ^{ème}	7.397	8.614	7.622	8.483	0.225	0.131
5 ^{ème}	7.397	8.614	7.677	8.482	0.28	0.132
4 ^{ème}	7.395	8.615	7.747	8.481	0.352	0.134
3 ^{ème}	7.392	8.617	7.846	8.478	0.454	0.139
2 ^{ème}	7.392	8.617	7.98	8.472	0.588	0.145
1 ^{ère}	7.143	8.626	8.162	8.464	1.019	0.162
SER1	7.95	8.616	8.49	8.452	0.54	0.164
SER2	7.841	8.622	0	0	0	0
RDC	0	0	0	0	0	0
S/SOL1	0	0	0	0	0	0
S/SOL2	0	0	0	0	0	0

b) L'excentricité accidentelle : d'après RPA99/2003 (Art 4.3.7), l'excentricité accidentelle égale $\pm 0,05 L$

$$\begin{cases} e_{ax} = 0,05 * L_x \Rightarrow e_{ax} = 0,80m \\ e_{ay} = 0,05 * L_y \Rightarrow e_{ay} = 0,87m \end{cases}$$

Tableau IV. 10. Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion avec l'excentricité théorique du bloc B.

Story	CM _X	CM _Y	CR _X	CR _Y	e _x (m)	e _y (m)
CAGE	11.02	8.65	10.371	8.64	0.649	0.01
TERRASSE	8.418	8.61	8.952	8.378	0.534	0.232
9 ^{ème}	8.889	8.774	8.957	8.359	0.068	0.415
8 ^{ème}	8.889	8.774	8.968	8.331	0.079	0.443
7 ^{ème}	8.888	8.774	8.98	8.298	0.092	0.476
6 ^{ème}	8.889	8.774	8.984	8.262	0.095	0.512
5 ^{ème}	8.889	8.774	8.978	8.224	0.089	0.55
4 ^{ème}	8.888	8.774	8.957	8.185	0.069	0.589
3 ^{ème}	8.89	8.774	8.907	8.144	0.017	0.63
2 ^{ème}	8.89	8.774	8.82	8.108	0.07	0.666
1 ^{er}	8.926	8.77	8.663	8.085	0.263	0.685
SER1	8.36	8.773	8.315	8.106	0.045	0.667
SER2	8.394	8.769	7.527	8.254	0.867	0.515
RDC	0	0	0	0	0	0
S/SOL1	0	0	0	0	0	0
S/SOL2	0	0	0	0	0	0

$$\begin{cases} e_{a_x} = 0,05 * L_x \Rightarrow e_{a_x} = 0,86m \\ e_{a_y} = 0,05 * L_y \Rightarrow e_{a_y} = 0,87m \end{cases}$$

Tableau IV. 11. Les coordonnées du centre de masse et centre de torsion du bloc C.

Story	CM _X	CM _Y	CR _X	CR _Y	e _x (m)	e _y (m)
CAGE	3.86	8.961	/	/	/	/
TERRASSE	12.983	8.91	/	/	/	/
RDC	12.944	8.915	/	/	/	/
S/SOL1	12.944	8.921	/	/	/	/
S/SOL2	12.9	8.922	/	/	/	/

$$\begin{cases} e_{a_x} = 0,05 * L_x \Rightarrow e_{a_x} = 1,28m \\ e_{a_y} = 0,05 * L_y \Rightarrow e_{a_y} = 0,88m \end{cases}$$

VI.2.10.4. Vérification des déplacements inter étages

D'après l'article 5.10 du RPA99/version2003, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage et l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec: $\bar{\Delta} = 0,01 * h_e$ où h_e : Hauteur de l'étage.

$$\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Ou : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges **G+Q+E** avec un coefficient de comportement **R =3,5**.

Tableau IV. 12. Les déplacements résultants de la combinaison G+Q+E du bloc A.

Z(m)	δ_{ex} (m)	δ_{ey} (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observati on
54,17	-0.0018	0.0003	-0.0001	0.0002	-0.0004	0.0007	0,03	Vérifiée
51,17	-0.0017	0.0001	-0.0002	0	-0.0007	0	0,0306	Vérifiée
48,11	-0.0015	0.0001	-0.0003	0	-0.0011	0	0,0306	Vérifiée
45,05	-0.0012	0.0001	-0.0002	0	-0.0007	0	0,0306	Vérifiée
41,99	-0.001	0.0001	-0.0002	0	-0.0007	0	0,0306	Vérifiée
38,93	-0.0008	0.0001	-0.0002	0	-0.0007	0	0,0306	Vérifiée
35,87	-0.0006	0.0001	-0.0002	0	-0.0007	0	0,0306	Vérifiée
32,81	-0.0004	0.0001	-0.0001	0	-0.0004	0	0,0306	Vérifiée
29,75	-0.0003	0.0001	-0.0001	0	-0.0004	0	0,0306	Vérifiée
26,69	-0.0002	0.0001	-0.0001	0	-0.0004	0	0,0306	Vérifiée
23,63	-0.0001	0.0001	0	0	0.0000	0	0,034	Vérifiée
20,23	-0.0001	0.0001	-0.0001	0.0001	-0.00035	0.00035	0,034	Vérifiée
16,83	0	0	0	0	0	0	0,0459	Vérifiée
12,24	0	0	0	0	0	0	0,0408	Vérifiée
8,16	0	0	0	0	0	0	0,0408	Vérifiée
4,08	0	0	0	0	0	0	0,0408	Vérifiée

Tableau IV. 13. Les déplacements résultants de la combinaison G+Q+E du bloc B.

Z(m)	δ_{ex} (m)	δ_{ey} (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
54,17	0.0027	0.0002	0.0004	0.0002	0.0014	0.0007	0,03	Vérifiée
51,17	0.0023	0	0.0003	0	0.00105	0	0,0306	Vérifiée
48,11	0.002	0	0.0003	0	0.00105	0	0,0306	Vérifiée
45,05	0.0017	0	0.0003	0	0.00105	0	0,0306	Vérifiée
41,99	0.0014	0	0.0002	0	0.0007	0	0,0306	Vérifiée
38,93	0.0012	0	0.0003	0	0.00105	0	0,0306	Vérifiée
35,87	0.0009	0	0.0002	0	0.0007	0	0,0306	Vérifiée
32,81	0.0007	0	0.0002	0	0.0007	0	0,0306	Vérifiée

29,75	0.0005	0	0.0001	0	0.00035	0	0,0306	Vérifiée
26,69	0.0004	0	0.0002	0	0.0007	0	0,0306	Vérifiée
23,63	0.0002	0	0.0001	0	0.00035	0	0,034	Vérifiée
20,23	0.0001	0	0.0001	0	0.00035	0	0,034	Vérifiée
16,83	0	0	0	0	0	0	0,0459	Vérifiée
12,24	0	0	0	0	0	0	0,0408	Vérifiée
8,16	0	0	0	0	0	0	0,0408	Vérifiée
4,08	0	0	0	0	0	0	0,0408	Vérifiée

Tableau IV. 14. Les déplacements résultants de la combinaison G+Q+E du bloc C.

Z(m)	δ_{ex} (m)	δ_{ey} (m)	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
19,83	0.0022	0	0.0021	0	0.0063	0	0,03	vérifiée
16,83	0.0001	0	0.0001	0	0.0003	0	0,0459	vérifiée
12,24	0	0	0	0	0	0	0,0408	vérifiée
8,16	0	0	0	0	0	0	0,0408	vérifiée
4,08	0	0	0	0	0	0	0,0408	vérifiée

VI.2.11. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ

D'après RPA99/2003 (Art 5.9), les effets du deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérant la combinaison (G+Q+E) ; h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau IV. 15. L'effet P- Δ du bloc A.

- Sens longitudinale

Story	P (KN)	Δ_x (m)	V_x (KN)	h (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
CAGE	184.54	0.0004	71.51	3.00	0.0003	Vérifiée
TERRASSE	2996.98	0.0007	802.41	3.06	0.0009	Vérifiée
9 ^{ème}	3020.95	0.0011	1499.57	3.06	0.0007	Vérifiée
8 ^{ème}	3020.95	0.0007	2052.92	3.06	0.0003	Vérifiée
7 ^{ème}	3103.42	0.0007	2516.01	3.06	0.0003	Vérifiée
6 ^{ème}	3103.42	0.0007	2915.69	3.06	0.0002	Vérifiée
5 ^{ème}	3103.42	0.0007	3265.7	3.06	0.0002	Vérifiée
4 ^{ème}	3196.59	0.0004	3581.38	3.06	0.0001	Vérifiée
3 ^{ème}	3196.59	0.0004	3867.77	3.06	0.0001	Vérifiée
2 ^{ème}	3196.59	0.0004	4119.4	3.06	0.0001	Vérifiée
1 ^{ère}	3429.17	0	4370.66	3.40	0	Vérifiée
SER1	3318.48	0.00035	4536.97	3.40	0.0001	Vérifiée
SER2	3860.63	0	4650.85	4.59	0	Vérifiée
RDC	4755.59	0	1297.99	4.08	0	Vérifiée
S/SOL1	4483.17	0	123.07	4.08	0	Vérifiée
S/SOL2	4450.20	0	1329.75	4.08	0	Vérifiée

- Sens transversal :

Story	P (KN)	Δ_y (m)	V_y (KN)	h (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
CAGE	184.54	0.0007	56.08	3.00	0.0008	Vérifiée
TERRASSE	2996.98	0	708.64	3.06	0	Vérifiée
9 ^{ème}	3020.95	0	1342.6	3.06	0	Vérifiée
8 ^{ème}	3020.95	0	1869.06	3.06	0	Vérifiée
7 ^{ème}	3103.42	0	2323.98	3.06	0	Vérifiée
6 ^{ème}	3103.42	0	2723.38	3.06	0	Vérifiée
5 ^{ème}	3103.42	0	3075.57	3.06	0	Vérifiée
4 ^{ème}	3196.59	0	3393.21	3.06	0	Vérifiée
3 ^{ème}	3196.59	0	3681.26	3.06	0	Vérifiée
2 ^{ème}	3196.59	0	3933.97	3.06	0	Vérifiée
1 ^{ère}	3429.17	0	4183.67	3.40	0	Vérifiée
SER1	3318.48	0.00035	4343.7	3.40	0.0001	Vérifiée
SER2	3860.63	0	4447.13	4.59	0	Vérifiée
RDC	4755.59	0	1563.85	4.08	0	Vérifiée
S/SOL1	4483.17	0	877.81	4.08	0	Vérifiée
S/SOL2	4450.20	0	1610.13	4.08	0	Vérifiée

Tableau IV. 16. L'effet P- Δ du bloc B.

- Sens longitudinale

Story	P (KN)	Δ_x (m)	V_x (KN)	h (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
CAGE	151.04	0.0014	66.66	3.00	0.00106	Vérifiée
TERRASSE	3128.73	0.00105	882.64	3.06	0.00122	Vérifiée
9 ^{ème}	3128.41	0.00105	1615.79	3.06	0.00066	Vérifiée
8 ^{ème}	3128.41	0.00105	2215.98	3.06	0.00048	Vérifiée
7 ^{ème}	3210.55	0.0007	2729.97	3.06	0.00027	Vérifiée
6 ^{ème}	3210.97	0.00105	3179.34	3.06	0.00035	Vérifiée
5 ^{ème}	3210.13	0.0007	3572.96	3.06	0.00021	Vérifiée
4 ^{ème}	3304.24	0.0007	3924.38	3.06	0.00019	Vérifiée
3 ^{ème}	3304.24	0.00035	4238.21	3.06	0.00009	Vérifiée
2 ^{ème}	3304.24	0.0007	4509.03	3.06	0.00017	Vérifiée
1 ^{er}	3563.35	0.00035	4739.07	3.40	0.00008	Vérifiée
SER1	3468.32	0.00035	4909.31	3.40	0.00007	Vérifiée
SER2	4083.41	0	5022.34	4.59	0	Vérifiée
RDC	4791.33	0	1294.97	4.08	0	Vérifiée
S/SOL1	4512.60	0	98.01	4.08	0	Vérifiée
S/SOL2	4526.57	0	1330.29	4.08	0	Vérifiée

- Sens transversal :

Story	P (KN)	Δ_y (m)	V_y (KN)	h (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
CAGE	151.04	0.0007	55.47	3.00	0.00064	Vérifiée
TERRASSE	3128.73	0	816.9	3.06	0	Vérifiée
9 ^{ème}	3128.41	0	1500.51	3.06	0	Vérifiée
8 ^{ème}	3128.41	0	2067.63	3.06	0	Vérifiée
7 ^{ème}	3210.55	0	2559.38	3.06	0	Vérifiée
6 ^{ème}	3210.97	0	2993.02	3.06	0	Vérifiée
5 ^{ème}	3210.13	0	3375.63	3.06	0	Vérifiée
4 ^{ème}	3304.24	0	3720	3.06	0	Vérifiée
3 ^{ème}	3304.24	0	4031.2	3.06	0	Vérifiée
2 ^{ème}	3304.24	0	4303.7	3.06	0	Vérifiée
1 ^{er}	3563.35	0	4538.19	3.40	0	Vérifiée
SER1	3468.32	0	4713.43	3.40	0	Vérifiée
SER2	4083.41	0	4828.5	4.59	0	Vérifiée
RDC	4791.33	0	1691.8	4.08	0	Vérifiée
S/SOL1	4512.60	0	1077.49	4.08	0	Vérifiée
S/SOL2	4526.57	0	1741.47	4.08	0	Vérifiée

Tableau IV. 17. L'effet P-Δ du bloc C.

- Sens longitudinale :

Story	P (KN)	Δ_x (m)	V_x (KN)	h (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
CAGE	383.61	0.0063	105.13	3.00	0.0077	Vérifiée
TERRASSE	4104.76	0.0003	1049.85	3.06	0.0003	Vérifiée
RDC	4644.38	0	1471.3	4.08	0	Vérifiée
S/SOL1	4630.73	0	12.45	4.08	0	Vérifiée
S/SOL2	4661.25	0	1487.69	4.08	0	Vérifiée

- Sens transversal :

Story	P (KN)	Δ_y (m)	V_y (KN)	h (m)	θ	$\theta \leq 0,1$
CAGE	383.61	0	141.34	3.00	0	Vérifiée
TERRASSE	4104.76	0	733.97	3.06	0	Vérifiée
RDC	4644.38	0	1388.57	4.08	0	Vérifiée
S/SOL1	4630.73	0	63.42	4.08	0	Vérifiée
S/SOL2	4661.25	0	1437.43	4.08	0	Vérifiée

Conclusion :

On a $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens des trois blocs A, B et C, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

VI.2.12. Justification de coefficient de comportement de la structure R

- a) Bloc A :

- Sous charges verticales :

Tableau IV. 18. Vérification l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Voiles	Portiques	% Voiles	% Portiques
TERRASSE	1956.33	368.22	84.16	15.84
9 ^{ème}	4807.7	3166.94	60.29	39.71
8 ^{ème}	7813.41	6284.14	55.42	44.58
7 ^{ème}	10381.78	9434.59	52.39	47.61
6 ^{ème}	12935.56	12700.74	50.46	49.54
5 ^{ème}	15639.97	15975.7	49.47	50.53
4 ^{ème}	16340.04	19302.42	45.84	54.16
3 ^{ème}	20080.15	22783.71	46.85	53.15
2 ^{ème}	24263.38	26285.61	48.00	52.00
1 ^{er}	25563.38	29845.23	46.14	53.86
SER1	24408.77	34314.12	41.57	58.43
SER2	31616.62	38220.39	45.27	54.73

RDC	1233.94	22103.7	5.29	94.71
S/SOL1	228.61	24942.83	0.91	99.09
S/SOL2	1850.78	27302.16	6.35	93.65

- Sous charges horizontales :

Tableau IV. 19. Vérification l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris			
	Voiles		Portiques		% Voiles		% Portiques	
	E_X	E_Y	E_X	E_Y	E_X	E_Y	E_X	E_Y
TERRASSE	435.58	218.57	782.35	771.84	35.76	22.07	64.24	77.93
9 ^{ème}	722.47	527.39	702.34	724.07	50.71	42.14	49.29	57.86
8 ^{ème}	1178.43	887.1	713.71	771.15	62.28	53.50	37.72	46.50
7 ^{ème}	1282.35	956.17	1021.46	1141.96	55.66	45.57	44.34	54.43
6 ^{ème}	1654.67	1221.2	1010.38	1189.36	62.09	50.66	37.91	49.34
5 ^{ème}	2017.31	1485.19	982.43	1209.64	67.25	55.11	32.75	44.89
4 ^{ème}	1527.73	1421.3	1257.22	1597.83	54.86	47.08	45.14	52.92
3 ^{ème}	2408.22	1671.67	1163.43	1557.35	67.43	51.77	32.57	48.23
2 ^{ème}	2783.63	1933.15	1079.16	1502.96	72.06	56.26	27.94	43.74
1 ^{er}	2803.72	2048.25	1031.42	1560.08	73.11	56.76	26.89	43.24
SER1	3164.96	2209.56	873.39	1368.51	78.37	61.75	21.63	38.25
SER2	4286.34	3422.31	273.06	511.15	94.01	87.01	5.99	12.99
RDC	469.23	1412.39	95.57	115.09	83.08	92.47	16.92	7.53
S/SOL1	151.6	219.83	11.23	7.31	93.10	96.78	6.90	3.22
S/SOL2	441.78	379.1	24.62	28.36	94.72	93.04	5.28	6.96

b) Bloc B :

- Sous charges verticales :

Tableau IV. 20. Vérification l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Voiles	Portiques	% Voiles	% Portiques
TERRASSE	1850.56	358.46	83.77	16.23
9 ^{ème}	5146.91	3292	60.99	39.01
8 ^{ème}	7050.95	6459.85	52.19	47.81
7 ^{ème}	10855.25	9695.36	52.82	47.18
6 ^{ème}	13753.55	13023.96	51.36	48.64
5 ^{ème}	16584.94	16347.27	50.36	49.64
4 ^{ème}	19225.74	19757.04	49.32	50.68
3 ^{ème}	18586.09	22291.17	45.47	54.53
2 ^{ème}	21265.63	26870.72	44.18	55.82
1 ^{er}	22700.7	29225.99	43.72	56.28
SER1	23631.87	34362.74	40.75	59.25
SER2	24557.88	36956.8	39.92	60.08
RDC	1149.02	21142.12	5.15	94.85
S/SOL1	404.28	23902.45	1.66	98.34
S/SOL2	2174.59	26214.98	7.66	92.34

- Sous charges horizontales :

Tableau IV. 21. Vérification l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris			
	Voiles		Portiques		% Voiles		% Portiques	
	E_X	E_Y	E_X	E_Y	E_X	E_Y	E_X	E_Y
TERRASSE	363.78	196.68	739.56	784.78	32.97	20.04	67.03	79.96
9 ^{ème}	813.57	625.45	695.42	769.37	53.91	44.84	46.09	55.16
8 ^{ème}	1002.79	1038.32	719.51	812.56	58.22	56.10	41.78	43.90
7 ^{ème}	1460.61	1129.58	1045.09	1188.17	58.29	48.74	41.71	51.26
6 ^{ème}	1873.93	1457	1052.22	1222.47	64.04	54.38	35.96	45.62
5 ^{ème}	2264.05	1776.84	1039.4	1232.9	68.54	59.04	31.46	40.96
4 ^{ème}	2280.85	1720.47	1350.34	1617.04	62.81	51.55	37.19	48.45
3 ^{ème}	2270.37	1715.63	1203.17	1488.57	65.36	53.54	34.64	46.46
2 ^{ème}	2659.83	2020.44	1203.05	1515.4	68.86	57.14	31.14	42.86
1 ^{er}	2658.3	2299.28	1111.31	1466.44	70.52	61.06	29.48	38.94
SER1	2596.72	2502.98	1018.11	1363.53	71.84	64.73	28.16	35.27
SER2	2391.55	2800.68	314.53	487.42	88.38	85.18	11.62	14.82
RDC	713.84	2043.33	95.94	112.51	88.15	94.78	11.85	5.22
S/SOL1	111.6	505.44	11.65	8.87	90.55	98.28	9.45	1.72
S/SOL2	671.3	398.84	24.21	29.56	96.52	93.10	3.48	6.90

c) **Bloc C :**

- Sous charges verticales :

Tableau IV. 22. Vérification l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Voiles	Portiques	% Voiles	% Portiques
TERRASSE	1410.39	853.53	62.30	37.70
RDC	1701.43	2260.59	42.94	57.06
S/SOL1	167.15	8979.04	1.83	98.17
S/SOL2	1251.36	15596.97	7.43	92.57

- Sous charges horizontales :

Tableau IV. 23. Vérification l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris			
	Voiles		Portiques		% Voiles		% Portiques	
	E_X	E_Y	E_X	E_Y	E_X	E_Y	E_X	E_Y
TERRASSE	1018.6	70.25	39.22	638.97	96.29	9.91	3.71	90.09
RDC	308.1	83.62	9.98	1230.84	96.86	6.36	3.14	93.64
S/SOL1	15.35	4.83	0.61	50.19	96.18	8.78	3.82	91.22
S/SOL2	293.66	72.1	8.55	1295.24	97.17	5.27	2.83	94.73

Conclusion

On remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales et horizontale.

VI.2.13. Justification du joint parasismique

D'après RPA 99/2003 (Art 5.8), deux blocs voisins doivent être séparés par des joints parasismiques dont la largeur d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

$\delta_1; \delta_2$: Déplacements maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

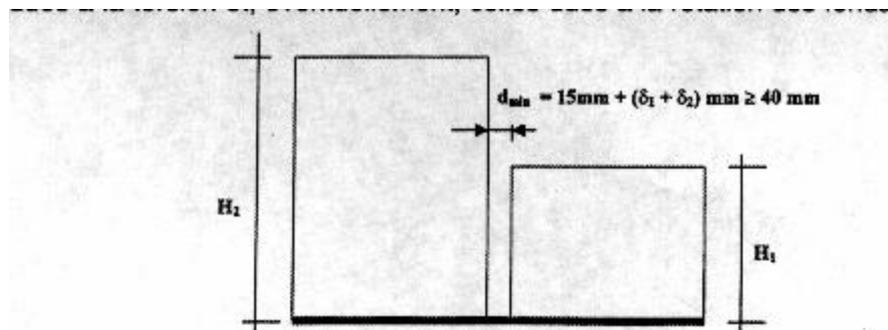


Figure IV. 10. Largeur minimum du joint parasismique.

Joint sismiques entre les deux blocs A et C est :

$$d_{\min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm}$$

Bloc A et C :

$$d_{\min} = 15_{mm} + (6,30 + 7,70)_{mm} = 29,00mm$$

Suivant le RPA 99/2003 (Art 5.8) la distance minimale entre deux blocs égale à 40 mm, donc on prend $d_{\min}=150$ mm.

VI.2.14. Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales, $M_s = W * L/2$

M_r : Moment de renversement du aux charge horizontales, $M_r = \sum F_i * h_i$

W : Poids du bâtiment.

F : Force sismique de niveau.

Bloc A :

Tableau IV. 24. Vérification au renversement du bloc A.

- Sens longitudinal :

$W(t)$	L_x	$L_x/2$	M_s	$Mr(Etabs)$	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1,5$
52420.66	16.62	8.13	435615.68	138408.82	3.15	Vérifiée

- Sens transversal :

$W(t)$	L_y	$L_y/2$	M_s	$Mr(Etabs)$	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1,5$
52420.66	17.9	8.95	469164.91	136624.97	3.43	Vérifiée

Bloc B :

Tableau IV. 25. Vérification au renversement du bloc B.

- Sens longitudinal :

$W(t)$	L_x	$L_x - X_G$	M_s	$Mr(Etabs)$	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1,5$
53513.08	17.82	8.93	477871.80	149384.95	3.20	Vérifiée

- Sens transversal :

$W(t)$	L_y	$L_y - Y_G$	M_s	$Mr(Etabs)$	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1,5$
53513.08	17.9	9.13	488574.42	149814.62	3.26	Vérifiée

Bloc C :

Tableau IV. 26. Vérification au renversement du bloc C.

- Sens longitudinal :

$W(t)$	L_x	$L_x - X_G$	M_s	$Mr(Etabs)$	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1,5$
18237.92	25.92	12.96	236363.44	15177.48	15.57	Vérifiée

- Sens transversal :

$W(t)$	L_y	$L_y - Y_G$	M_s	$Mr(Etabs)$	M_s/M_r	$M_s/M_r \geq 1,5$
18237.92	18.02	9.01	164323.66	14374.92	11.43	vérifiée

Conclusion : La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.



CHAPITRE 5

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

V.1. POTEAUX

V.1.1. Introduction

Se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS V9.7.0 dans l'ordre suivant :

- **Combinaisons fondamentales**
 - **Situation durable selon BAEL99**
 - ELU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
 - **Combinaisons accidentelles**
 - **Selon le RPA 99**
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8G \pm E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{Correspondant}}$
2. $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{Correspondant}}$
3. $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{Correspondant}}$

V.1.2. Recommandations du RPA 99

a) Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1)

1. Elles doivent être de Haute Adhérence droites et sans crochets.
2. Leur pourcentage minimal : $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone IIa.
3. Leur pourcentage maximal :
 - $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton \rightarrow en zone courante.
 - $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton \rightarrow en zone de recouvrement.
4. $\phi_{\min} \geq 12$ mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
5. La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone IIa ; $L_r = 40\phi_l$
6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible en dehors des zones nodales (Zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

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

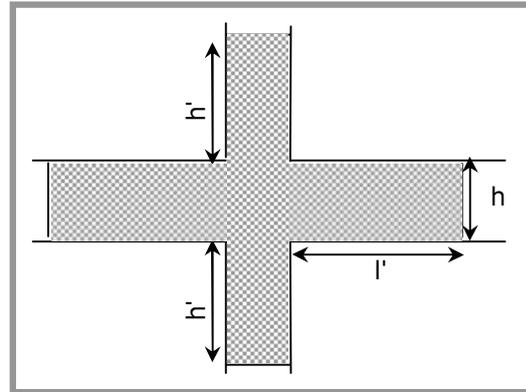


Figure V.1. 1. La zone nodale.

b) Armatures transversales (Art 7.4.2.2)

➤ Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h * f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé.

H : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

S_t : Espacement entre les A_t . Avec :

- $S_t \leq \min(10\phi_1; 15cm)$ → en zone nodale.
- $S_t' \leq 15\phi_1$ → en zone courante.

Avec : ϕ_1 : diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

- $\rho_a = 2,5$ → si $\lambda_g \geq 5$ (λ_g : l'élancement géométrique).
- $\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$.

Avec : $\lambda_g = \frac{I_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{I_f}{b}$ (a et b sont les dimensions de la section).

➤ La quantité minimale d'armatures transversales $\frac{A_t}{S_t * b_1}$ en % est :

$$\begin{cases} 0,3\% * S_t * b & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% * S_t * b & \text{Si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Interpoler entre les valeurs si $3 < \lambda_g < 5$.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ (au minimum).

V.1.3. Sections des poteaux à considérer

Nous avons retenu (05) zones pour l'étude du ferrailage des poteaux des deux blocs A et B :

- ❖ Zone I (Sous sol 1,2 et 3) : poteaux 60x60
- ❖ Zone II (RDC et 1^{er}, 2^{ème} service) : poteaux 55x55
- ❖ Zone III (1^{er}, 2^{ème} et 3^{ème} étage) : poteaux 50x50
- ❖ Zone IV (4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage) : poteaux 45x45
- ❖ Zone V (7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage) : poteaux 40x40

Pour le bloc C on a une seul section des poteaux : 40x40

Les résultats des efforts internes et le ferrailage des poteaux pour toutes les combinaisons, donnés par logiciel ETABS sont résumés dans les tableau.

Tableau V.1. 1. Récapitulatif des efforts internes pour les trois blocs A, B et C.

Blocs	Niveau	Section [cm ²]	ELU		G+Q+E		0.8G+Q		T ^{max} [KN]
			N ^{max} [KN]	M ^{corr} [KN.m]	M ^{max} [KN.m]	N ^{corr} [KN]	N ^{min} [KN]	M ^{corr} [KN.m]	
A et B	Zone I	60x60	3111.36	17.89	71.2	1710.49	1.58	2.59	38.04
	Zone II	55x55	2667.11	22.09	98.21	1644.79	427.22	9.03	177.7
	Zone III	50x50	1934.8	7.60	84.79	1207.75	261.23	1.56	72.28
	Zone VI	45x45	1209.34	6.30	77.93	408.53	119.56	0.81	72.01
	Zone V	40x40	632.01	18.56	73.72	97.13	5.55	0.78	70.36
C	Zone I	40x40	1511.04	8.80	77.82	133.77	0.1	0.43	139.95

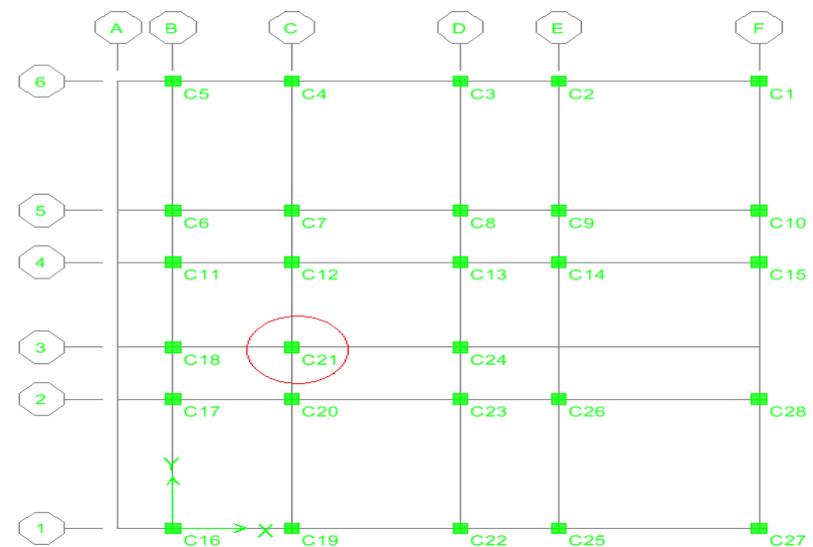


Figure V.1. 2. Disposition des poteaux du Bloc A.

V.1.4. Exemple de calcul

Etape de calcul en flexion composé du poteau le plus sollicité **C21** est de section 60x60 :

a) Calcul sous la combinaison a l'ELU :

La combinaison la plus défavorable est la combinaison de l'ELU : **1.35G+1.5Q**

$$N_u = 3111.36KN \quad M_u = 17.89KN$$

1. Calcul de l'excentricité :

e_1 : Excentricité structurale.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{17.89}{3111.4} = 0.0057m$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 * \frac{e_1}{h}\right) \Rightarrow \frac{285.6}{60} \leq \max\left(15; 20 * \frac{0.57}{60}\right) \Rightarrow 4.76 \leq 15$$

Cette condition est vérifiée, la section peut être justifiée en flexion composée vis-à-vis de l'ELU de résistance, On calcul donc l'excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_2 + e_a$$

Tel que :

e_2 : Excentricité liée a la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h} \Rightarrow e_2 = \frac{3 * 2.856^2 * (2 + 0)}{10^4 * 0.6} = 0.0082m$$

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{l}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2cm; \frac{408}{250}\right) = 1.63cm$$

$$D'où : e_T = e_1 + e_2 + e_a = 0,0057 + 0,0163 + 0,0082 = 0.030m$$

2. Calcul de la section d'armature :

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 3111.4KN \quad \text{et} \quad M_{ucorr} = N_u * e_T = 3111.4 * 0,030 = 93.34KN.m.$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_u = 3111.36KN \quad M_u = 93.34KN$$

$$- \text{ Si } e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

$$e = \frac{93.34}{3111.36} < \frac{0.6}{2} - 0.03 \Rightarrow e = 2.9cm < 27cm \Rightarrow \text{Centre de pression est à l'extérieur}$$

du segment formé par les armatures.

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante : $N_u(d - c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h})bh^2 f_{bc}$

Avec : $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow$ Moment fictif /centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = 93.34 + 3111.36 \left(\frac{0.6}{2} - 0.03 \right) \Rightarrow M_f = 933.4KN.m$$

$$\Rightarrow 3111.36 * 10^3 (570 - 30) - 933.4 * 10^6 \leq (0.337 - 0.81 \frac{30}{600}) * (600) * (600)^2 * 14.2$$

$$\Rightarrow 7.46 * 10^8 \leq 9.09 * 10^8 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictif /centre de gravité des armatures tendues :

$$M_f = 933.4KN.m$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b * d^2 * f_{bc}} \Rightarrow \mu_b = \frac{933.4 * 10^6}{(600) * (570)^2 * 14.2} = 0.337$$

Si $\mu_b < \mu_l$ la section est simplement armée ($\mu_l = 0.392$).

Si $\mu_b > \mu_l$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_1 et A_2 .

$0.034 < 0.392$ La section est simplement armée, il faut calculer A_1 .

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_1 = \frac{933.4 * 10^6}{0.785 * 570 * 348} = 59.94cm^2$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$

$$\Rightarrow A_s = 5994 - \frac{3111.4 * 10^3}{348} = -29.46cm^2 \Rightarrow A_s < 0$$

$$A_s = 0 ; A_s' = 0$$

Donc il faut vérifier la condition du BAEL99 :

$$A_s + A_s' \geq \max \begin{cases} 4cm^2 * \mu(m) \\ 0.2\% * B \end{cases}$$

$$\mu = (a + b) * 2 \Rightarrow \mu = 2.4m$$

$$A_s \geq \max \begin{cases} 9.6cm^2 \\ 7.2cm^2 \end{cases}$$

La section d'armature pour le poteau de section (60*60) est de : $A_s = 9.6cm^2$

3. Vérifications :

3.1. Vérification des contraintes a l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement. Cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$N_{ser} = 2265.91KN \quad M_{ser} = 12.81KN$$

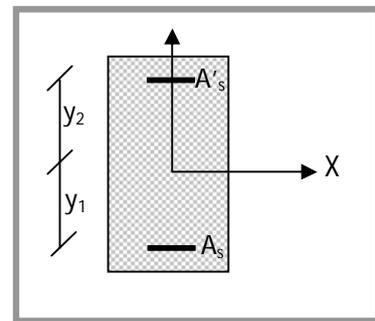
$$\text{Section partiellement comprimé : } e = \frac{M_{ser}}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \frac{12.81}{2265.91} = 0.0056m < \frac{0.6}{6} = 0.1m$$

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{x-x}} y_1$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2]$$

$$y_1 = y_2 + c$$



c : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$c = \frac{h}{2} - e \Rightarrow c = \frac{0.6}{2} - 0.03 \Rightarrow c = 0.27m$$

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } p = -3c^2 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - c)$$

$$\Rightarrow p = -3 * (0.27)^2 + \frac{90 * 9.6 * 10^{-2}}{0.6} (0.57 - 0.27) = 4.10m$$

$$q = -2c^3 - \frac{90 A'_s}{b} (c - c')^2 - \frac{90 A_s}{b} (d - c)^2$$

$$\Rightarrow q = -2(0.27)^3 - \frac{90 * 9.6 * 10^{-2}}{0.6} (0.57 - 0.27)^2 = -1.34m$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} \Rightarrow \Delta = (-1.34)^2 + \frac{4 * (4.10)^3}{27} = 12.02$$

$$\Delta > 0 \Rightarrow \text{La solution de cette équation est : } y_2 = \mu - \frac{p}{3 * \mu}$$

$$t = 0,5 * (\sqrt{\Delta} - q) \Rightarrow t = 0,5 * (\sqrt{12.02} + 1.34) = 2.4m$$

$$\mu = \sqrt[3]{t} \Rightarrow \mu = \sqrt[3]{2.4} = 1.34m$$

$$y_2 = \mu - \frac{P}{3 * \mu} \Rightarrow y_2 = 1.34 - \frac{4.10}{3 * 1.34} = 0.32m$$

$$y_1 = y_2 + c \Rightarrow y_1 = 0.32 + 0.27 = 0.59m$$

Le moment d'inertie :
$$I_{x-x} = \frac{b * y_1^3}{3} + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A_s' (y_1 - c')^2]$$

$$\Rightarrow I_{x-x} = \frac{60 * (59)^3}{3} + 15 [9.6 * (57 - 59)^2] = 4.108 * 10^6 cm^4$$

La contrainte de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_{x-x}} y_1 \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{12.81 * 10^6}{4.108 * 10^{10}} * 590 = 0.183MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow 0.183MPa \leq 15MPa \quad \text{La condition est vérifiée}$$

3.2. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s \geq A_{min} = 0,23 * 0.6 * 0.57 * \frac{2.1}{400} = 4.12cm^2$$

$$A_s = 9.6cm^2 \geq A_{min} = 4.12cm^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

3.3. Vérification des sollicitations normales :

Selon le **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)**, Outre les vérifications prescrites par le **CBA93** 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c * f_{cj}} \leq 0.3 \quad (7.2)$$

Avec : N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exercent sur une section de béton.

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

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{2.265}{0.3600 * 25} = 0.25 \Rightarrow v = 0.25 \leq 0.3 \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

3.4. Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le **RPA99 (Art 7.4.3.2)**, il faut vérifier que : $\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$

Tel que :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(\rho_d * f_{c28}; 0.13 * f_{c28}; 4MPa) ; \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 * d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

$$l_f = 286.5cm$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \Rightarrow \lambda_g = \frac{286.6}{60} = 4.76 \Rightarrow \lambda_g = 4.76 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04$$

$$\begin{cases} \bar{\tau}_{bu} = \min(1.00MPa; 3.25MPa; 4MPa) \\ \tau_{bu} = \frac{38.04 * 10^3}{600 * 570} = 0.11MPa \end{cases}$$

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow \tau_{bu} = 0.11MPa \leq \bar{\tau}_{bu} = 1.875MPa \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

b) Calcul sous la combinaison accidentelle :

La combinaison accidentelle : 0.8* G+E

$$N_u = 1.58KN \quad M_u = 2.59KN$$

1. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c \Rightarrow e = \frac{2.59}{1.58} < \frac{0.6}{2} - 0.03 \Rightarrow e = 1.63m > 0.27m$$

Le centre de pression se trouve entre les armatures, donc la section est entièrement comprimée

il faut vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c)b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \rightarrow \text{Moment fictif.}$$

$$M_f = 2.59 + 1.58 \left(\frac{0.6}{2} - 0.03 \right) \Rightarrow M_f = 3.02KN.m$$

$$1.58 * 10^3 * (570 - 30) - 3.02 * 10^6 > (0.5 * 600 - 30) * (600) * (600) * (14.2)$$

$$\Rightarrow -2.16 * 10^6 < 1.38 * 10^9$$

L'inégalité n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

2. Calcul de la section d'armature :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s=0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\Rightarrow \Psi = \frac{0.357 + \frac{1.58 \cdot 10^3 \cdot (570 - 30) - 3.02 \cdot 10^6}{(600) \cdot (600)^2 \cdot 14.2}}{0.857 - \frac{30}{600}} = 0.44$$

$$\Rightarrow A'_s = \frac{1.58 \cdot 10^3 - 0.44 \cdot 600 \cdot 600 \cdot 14.2}{348} = -64.59 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 0 \quad \text{Et } A_s = 0$$

Donc il faut vérifier la condition du BAEL99 :

$$A_s + A'_s \geq \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \cdot \mu (m) \\ 0,2\% \cdot B \end{cases}$$

$$\mu = (a + b) \cdot 2 \Rightarrow \mu = 2.4m$$

$$A'_s \geq \max \begin{cases} 9.6 \text{ cm}^2 \\ 7.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

La section d'armature pour le poteau de section (60*60) est de : $A_s = 9.6 \text{ cm}^2$

3. Vérification :

3.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

Vérification d'une section entièrement comprimé à l'ELS consiste à vérifier la condition de compression sur le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser}}{I} \cdot V_1 \\ \sigma_{\min} = \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser}}{I} \cdot V_2 \end{cases}$$

N_{ser} : L'effort normal du poteau à l'ELS ;

$$N_{ser} = 2265.91 \text{ KN}$$

M_{ser} : Le moment fléchissant du poteau à l'ELS.

$$M_{ser} = 12.81KN$$

B_0 : Section équivalent homogène.

$$B_0 = b * h + 15 * (A_s + A_s') \Rightarrow B_0 = 60 * 60 + 15 * 9.6 = 3744cm^2$$

V_1, V_2 : bras de levier qui est calculés par les méthodes de la RDM.

$$V_1 = \frac{1}{B_0} * \left[\frac{b * h^2}{2} + 15 * (A_s * d + A_s' * d) \right] ; V_2 = h - V_1 ; d = 0.9 * h$$

$$V_1 = \frac{1}{3744} * \left[\frac{60 * (60)^2}{2} + 15 * (9.6 * 54) \right] = 30.92cm$$

$$V_2 = 60 - 30.92 = 29.08cm$$

I : moment d'inertie de la section homogène/ l'axe x-x passant par C.

$$I_{x-x} = \frac{b}{3} * (V_1^3 + V_2^3) + 15 * A_s * (d - V_1)^2 + 15 * A_s' * (V_2 - d')^2$$

$$\Rightarrow I_{x-x} = \frac{60}{3} * ((30.92)^3 + (29.08)^3) + 15 * 9.6 * (54 - 30.92)^2 = 1.16 * 10^6 cm^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{2265.91 * 10^3}{3744 * 10^2} + \frac{12.81 * 10^6}{1.16 * 10^{10}} * 30.92 * 10^2 = 9.46MPa \\ \sigma_{min} = \frac{2265.91 * 10^3}{3744 * 10^2} - \frac{12.81 * 10^6}{1.16 * 10^{10}} * 29.08 * 10^2 = 2.84MPa \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.46 + 2.84}{2} = 6.15MPa$$

$$\sigma_{bc} = 6.15MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

V.1.5. Ferrailage des poteaux

V.1.5.1. Armatures longitudinales

Les résultats sont représentés dans le tableau:

Tableau V.1. 2. Armatures longitudinales des poteaux.

Blocs	Niveau	Section (cm ²)	Comb	N (KN)	M (KN.m)	e ₀ (m)	Nature	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
A et B	Zone I	60x60	ELU	3111.36	17.89	0.0057	S.P.C	9.6	0
			G+Q+E _{max}	1710.49	71.2	0.042	S.P.C	9.60	0
			0.8G+E _{max}	1.58	2.59	1.64	S.E.C	0	9.6
	Zone II	55x55	ELU	2667.11	22.09	0.0083	S.P.C	8.80	0
			G+Q+E _{max}	1644.79	98.21	0.059	S.P.C	8.80	0
			0.8G+E _{max}	427.22	9.03	0.021	S.P.C	8.80	0
	Zone III	50x50	ELU	1934.8	7.60	0.0039	S.P.C	8.00	0
			G+Q+E _{max}	1207.75	84.79	0.070	S.P.C	8.00	0
			0.8G+E _{max}	261.23	1.56	0.006	S.P.C	8.00	0
	Zone VI	45x45	ELU	1209.34	6.30	0.0052	S.P.C	7.20	0
			G+Q+E _{max}	408.53	77.93	0.190	S.P.C	7.20	0
			0.8G+E _{max}	119.56	0.81	0.0068	S.P.C	7.20	0
	Zone V	40x40	ELU	632.01	18.56	0.029	S.P.C	6.40	0
			G+Q+E _{max}	97.13	73.72	0.76	S.E.C	0	6.4
			0.8G+E _{max}	5.55	0.78	0.14	S.P.C	6.40	0
C	Zone I	40x40	ELU	1511.04	8.80	0.0058	S.P.C	6.40	0
			G+Q+E _{max}	133.77	77.82	0.58	S.E.C	0	6.4
			0.8G+E _{max}	0.1	0.43	4.3	S.E.C	0	6.4

V.1.5.2. Armatures longitudinales du RPA99

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau ci-après :

Tableau V.1. 3. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Blocs	Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
A et B (R+11 +3S/SOL)	Sous sol 1,2 et 3	60*60	28,8	144	216
	RDC et 1 ^{er} , 2 ^{ème} service	55*55	24,2	121	181,5
	1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
	4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	45*45	16,2	81	121,5
	7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	40*40	12,8	64	96
C(R+3S/SOL)	Sous sol 1,2,3 et RDC	40*40	12,8	64	96

V.1.5.3. Choix des armatures longitudinales des poteaux

Tous les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau ci-dessous : [Annexe II]

Tableau V.1. 4. Récapitulatif des choix des Armatures longitudinales des poteaux.

Blocs	Niveau	Section (cm ²)	Nature	A _s Calculé (cm ²)		A _s RPA (cm ²)	A _s Adopté (cm ²)	Choix des barres	L _r (cm)
				A _s	A _s '				
A et B	Zone I	60x60	S.P.C	9.6	0	28.8	37.7	12HA20	80
			S.P.C	9.60	0				
			S.E.C	0	9.6				
	Zone II	55x55	S.P.C	8.80	0	24.2	28.68	8HA16+4HA20	80
			S.P.C	8.80	0				
			S.P.C	8.80	0				
	Zone	50x50	S.P.C	8.00	0	20	24.13	12HA16	64
			S.P.C	8.00	0				
			S.P.C	8.00	0				
	Zone	45x45	S.P.C	7.20	0	16.2	18.47	12HA14	54
			S.P.C	7.20	0				
			S.P.C	7.20	0				
	Zone V	40x40	S.P.C	6.40	0	12.8	18.47	12HA14	54
			S.E.C	0	6.4				
			S.P.C	6.40	0				
C	Zone I	40x40	S.P.C	6.40	0	12.8	18.47	12HA14	54
			S.E.C	0	6.4				
			S.E.C	0	6.4				

V.1.5.4. Armatures transversales

Tableau V.1. 5. Armatures transversales des poteaux.

Niveau	Zone I	Zone II		Zone III	Zone VI	Zone V
Section de poteaux (cm)	60x60	55x55	55x55	50x50	45x45	40x40
Ø _{lmax} (cm)	2	2	2	1.6	1.4	1.4
Ø _{lmin} (cm)	2	2	2	1.6	1.4	1.4
l _f (cm)	285.6	321.3	238	214.2	214.2	214.2
λ _g	4.76	5.84	4.33	4.28	4.76	5.35
V _u (KN)	38.04	83.72	83.72	72.28	72.01	70.36
l _r (cm)	80	80	80	64	54	54
S _{t zone nodale} (cm)	10	10	10	10	10	10
S _{t zone courante} (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ _a	3.75	2.5	3.75	3.75	3.75	2.5
A _t (cm ²)	0.89	1.42	2.14	2.03	2.25	1.64
A _{t min} (cm ²) (z.nodale)	1.8	1.65	1.65	1.5	1.35	1.2
A _{t min} (cm ²) (z.courante)	2.7	2.47	2.47	2.25	2.03	1.8
A _{t adoptée} (cm ²)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
Nombre de barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Conformément au RPA99 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\max}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.1.6. Vérifications des poteaux

V.1.6.1. Vérifications des contraintes a l'ELS

Tableau V.1. 6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux à l'ELS.

Blocs	Section (cm ²)	M _{ser} KN.m	A _s m ²	c m	Y ₂ m	Y ₁ m	I cm ⁴	σ _{bc} MPa	Observation
A, B	60x60	12.81	0.288	0.27	0.31	0.58	38370.58	0.192	Vérifiée
	55x55	16.07	0.242	0.24	0.29	0.52	26542.88	0.318	Vérifiée
		16.07	0.242	0.25	0.28	0.53	26714.70	0.316	Vérifiée
	50x50	5.76	0.200	0.23	0.25	0.48	17998.71	0.152	Vérifiée
	45x45	4.45	0.162	0.20	0.22	0.42	11532.83	0.164	Vérifiée
C	40x40	13.57	0.128	0.15	0.22	0.37	6859.95	0.736	Vérifiée
		6.28	0.128	0.17	0.21	0.37	6932.25	0.338	Vérifiée
		6.28	0.128	0.16	0.21	0.37	6903.51	0.339	Vérifiée

V.1.6.2. Vérifications des sollicitations normales

Tableau V.1. 7. Vérification des sollicitations normales.

Blocs	Niveaux	sections	N _d (MN)	B _c (m ²)	f _{c28} (MPa)	v	Observation
A et B	Zone I	60x60	2.266	0.3600	25	0.25	Vérifiée
	Zone II	55x55	1.946	0.3025	25	0.26	Vérifiée
	Zone III	50x50	1.410	0.2500	25	0.23	Vérifiée
	Zone VI	45x45	0.881	0.2025	25	0.17	Vérifiée
	Zone V	40x40	0.462	0.1600	25	0.12	Vérifiée
C	Zone I	40x40	1.093	0.1600	25	0.27	Vérifiée

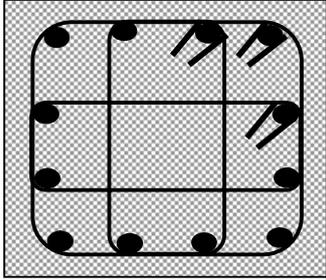
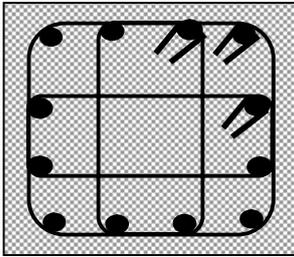
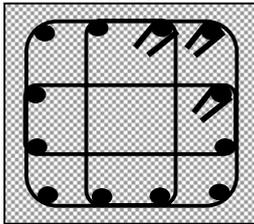
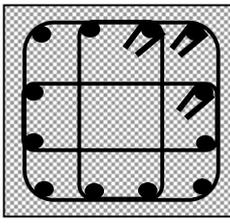
V.1.6.3. Vérifications des sollicitations tangentes

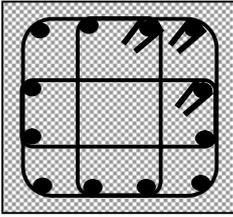
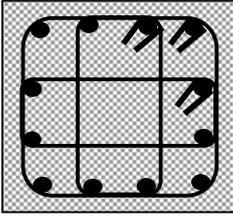
Tous les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. 8. Vérification des sollicitations tangentes.

Blocs	Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observation
A et B	Zone I	60x60	285,6	4.76	0.04	57	38.04	0.111	3.25	1	Vérifiée
	Zone II	55x55	321,3	5.84	0.075	52	177.7	0.621	3.25	1.88	Vérifiée
			238	4.33	0.04	52	177.7	0.621	3.25	1	Vérifiée
	Zone	50x50	214,2	4.28	0.075	47	72.28	0.308	3.25	1.88	Vérifiée
	Zone	45x45	214,2	4.76	0.075	42	72.01	0.381	3.25	1.88	Vérifiée
C	Zone V	40x40	214,2	5.35	0.04	37	70.36	0.475	3.25	1	Vérifiée
			Zone I	40x40	285,6	4.76	0.04	37	139.95	0.946	3.25
			321,3	5.84	0.075	37	139.95	0.946	3.25	1.88	Vérifiée

V.1.7. Schéma de ferraillage des poteaux

Blocs	Niveaux	Section (cm ²)	Schéma de ferraillage du poteau
	Zone I	60x60	<p>12T20</p>  <p>3 cadres de T10</p>
A et B	Zone II	55x55	<p>8T16+4TT20</p>  <p>3 cadres de T10</p>
A et B	Zone III	50x50	<p>12T16</p>  <p>3 cadres de T10</p>
	Zone VI	45x45	<p>12T14</p>  <p>3 cadres de T10</p>

	<i>Zone V</i>	40x40	<p>12T14</p>  <p>3 cadres de T10</p>
<i>C</i>	<i>Zone I</i>	40x40	<p>12T14</p>  <p>3 cadres de T10</p>

V.2.FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2. Introduction

Les poutres sont calculées en flexion simple, en considérant les combinaisons d'actions suivantes :

- Selon les règles BAEL 91/99 :

$$ELU : 1,35G + 1,5Q$$

$$ELS : G + Q$$

- Selon le RPA 99/2003 :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Avec : G=charge permanente.
 Q=charge d'exploitation.
 E=charge sismique.

Les poutres sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

Pour notre projet on a :

➤ Bloc A et B

- ✓ Poutres principales (30*50).
- ✓ Poutres secondaires (30*45).
- ✓ Poutre noyée (25*30).

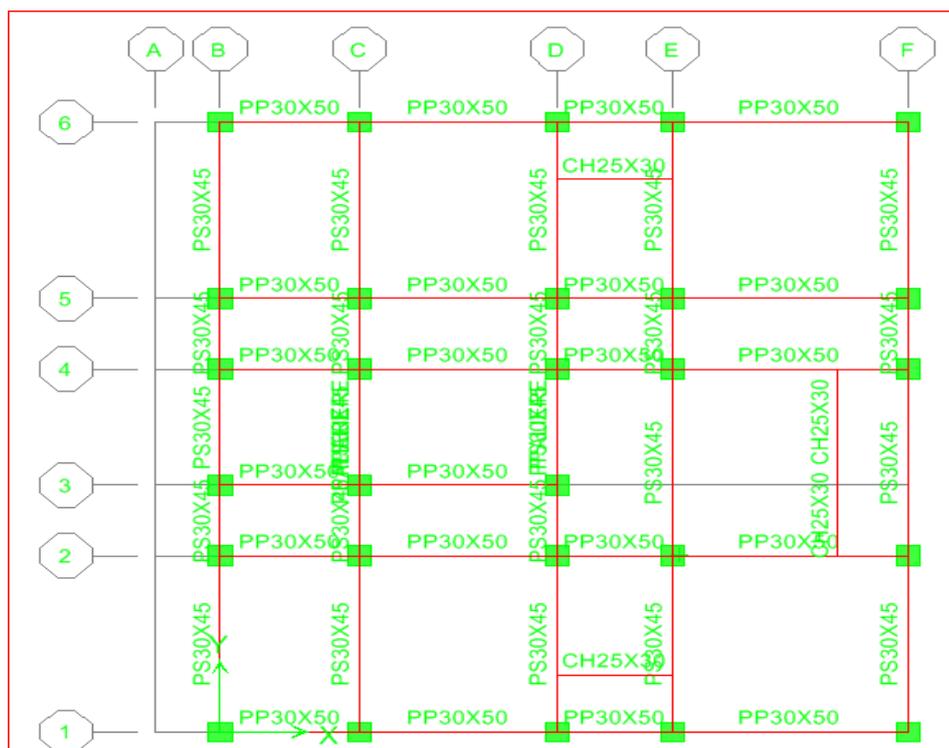


Figure V.2. 1. Disposition des poutres dans le bloc A.

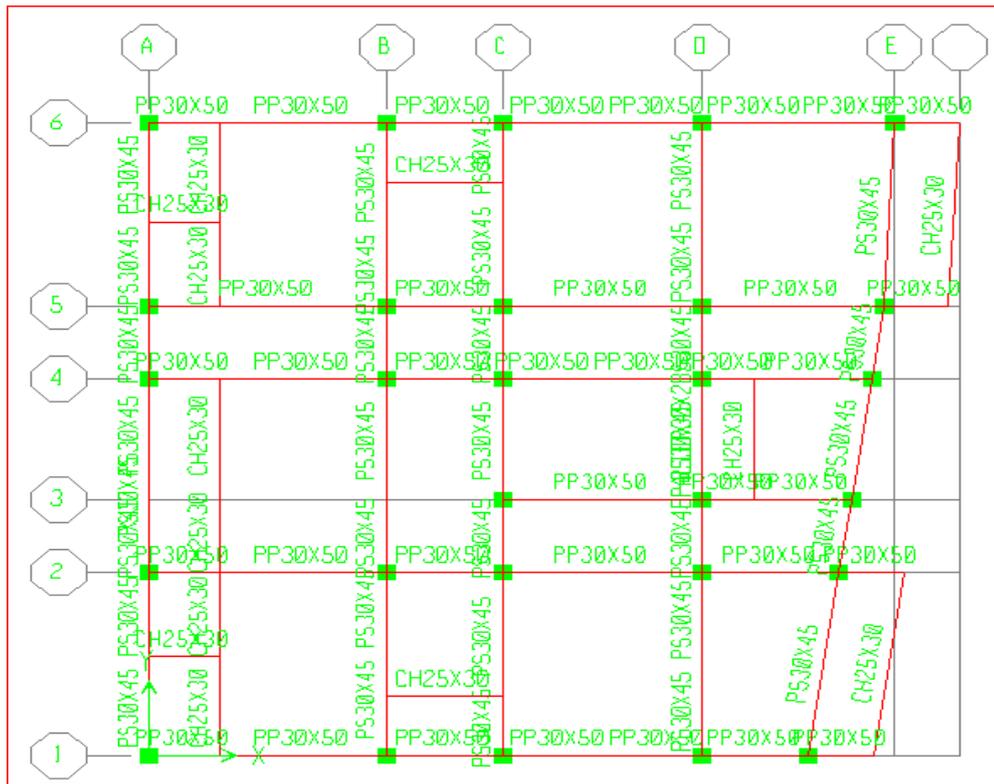


Figure V.2. 2. Disposition des poutres dans le bloc B.

➤ Bloc C

- ✓ Poutres principales (30*50).
- ✓ Poutres secondaires (30*35).
- ✓ Poutre noyée (25*30).

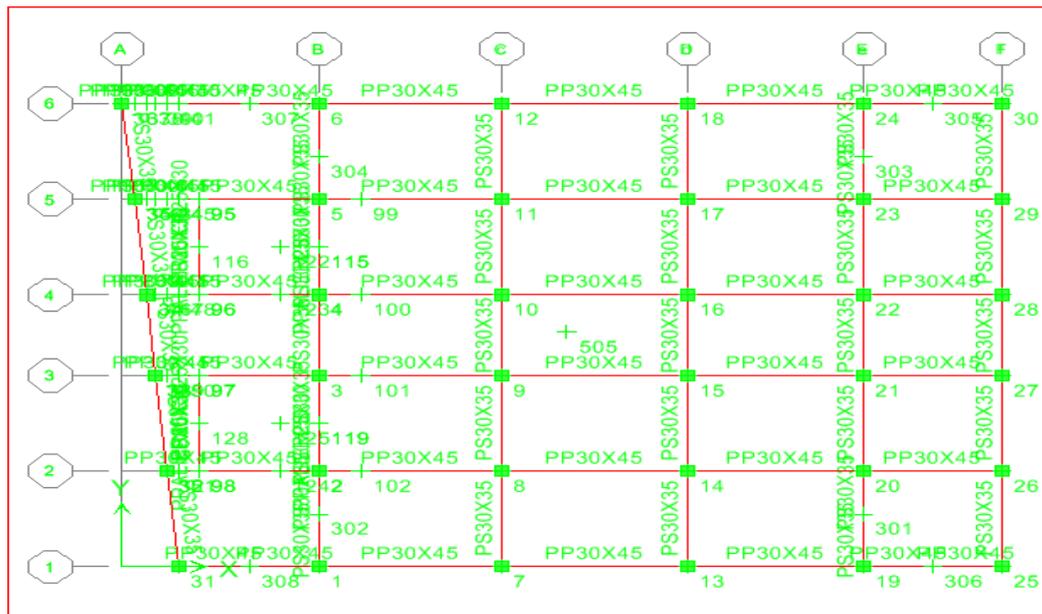


Figure V.2. 3. Disposition des poutres dans le bloc C.

V.2.2. Recommandation du R.P.A99/2003**a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2 .1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- ✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40Φ en zone IIa.
- ✓ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 - At = 0,003*St*b.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$ Dans la zone nodale.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone courante.
- ✓ La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et 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.

V.2.3. Condition de non fragilité du BAEL91/99 (Art A.4.2.1)

$$A_{\min} > \frac{0,23 * b * d * f_{t28}}{f_e} ; f_e = 400MPa$$

V.2.4. Vérification au cisaillement du BAEL91/99 (Art A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

Les fissurations est peu nuisible $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa\right) = 3,33 MPa$

V.2.5. Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d * \sum U} < \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28}$$

Avec : ΣU : la somme des périmètres utiles des barres (en travée).

Ψ_s : armature HA = 1,5

V.2.6. Vérification à l'ELS

La fissuration étant considérée peu nuisible, seule la contrainte du béton est vérifiée.

1. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y$

Position du centre de gravité de la section: $y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$

Le moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$

2. Vérification de la flèche : Selon BAEL 99 et le CBA 93

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

$$\frac{h_t}{l} > \frac{3}{80} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 * M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

V.2.7. Armatures longitudinales

V.2.7.1.Ferraillage des poutres :

Exemple de calcul :

Pour la poutre principale (30*50) plus défavorable du bloc 'A et B' :

Les moments de ferraillage sont donnés par logiciel de calcul des structures **ETABS**.

$M_a = 186,462 \text{ KN*m}$

$M_t = 152,864 \text{ KN*m}$

Tableau VI.2. 1. Hypothèses de calcul.

Situations	γ_b	γ_s	f_{bu} (MPa)	f_{c28} (MPa)	σ_{su} (MPa)
Durable	1,5	1,15	14,2	25	348
Accidentelle	1,15	1,00	18,48	25	400

✓ **En appuis:** $M_a=186,462 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{186,462 \cdot 10^3}{30 \cdot 47^2 \cdot 18,48} = 0,152$$

$$\mu_b = 0,152 \Rightarrow \beta = 0,917 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{186,462 \cdot 10^3}{0,917 \cdot 47 \cdot 348} = 12,43 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée:** $M_t=152,864 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{152,864 \cdot 10^3}{30 \cdot 47^2 \cdot 14,2} = 0,162$$

$$\mu_b = 0,162 \Rightarrow \beta = 0,911 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{su}} = \frac{152,864 \cdot 10^3}{0,911 \cdot 47 \cdot 348} = 10,26 \text{ cm}^2$$

❖ **La section minimale de RPA 99/2003 :**

$$A_{\min RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h \Rightarrow A_{\min RPA} = 0,005 \cdot 30 \cdot 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 30 \cdot 47 \cdot 2,1}{400} = 1,7 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage des poutres est résumé dans le tableau suivant : [Annexe II]

Tableau V.2. 1. Ferraillage des poutres principales.

Blocs	Niveau	Section (cm ²)	position	M (KN·m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{min CNF} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Barres
A, B	S/sol (1,2 et 3)	30*50	Travée	76.023	4,85	7,50	1,70	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	105.85	6,88			7,98	3HA12+3HA14
	RDC	30*50	Travée	107.78	7,02	7,50	1,70	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	114.81	7,51			7,98	3HA12+3HA14
	Service (1 et 2)	30*50	Travée	135.19	8,97	7,50	1,70	9,24	6HA14
			Appui	152.74	10,25			10,65	3HA14+3HA16
	Courant (1 à 9)	30*50	Travée	152.86	10,26	7,50	1,70	10,65	3HA14+3HA16
			Appui	186.46	12,43			15,45	3HA16+3HA20
	Terrasse	30*50	Travée	113.63	7,42	7,50	1,70	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	168.76	11,46			12,06	6HA16
C	S/sol (1,2 et 3)	30*50	Travée	74,320	4,74	7,50	1,70	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	117,20	7,64			7,98	3HA12+3HA14
	RDC	30*50	Travée	101,38	6,58	7,50	1,70	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	147,21	9,84			10,65	3HA14+3HA16
	Terrasse	30*50	Travée	116,72	7,64	7,50	1,70	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	158,42	10,81			12,06	6HA16

Tableau V.2. 2. Ferraillage des poutres secondaires.

Blocs	Niveau	Section (cm ²)	position	M (KN*m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{min CNF} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Barres
A, B	S/sol (1,2 et 3)	30*45	Travée	69.578	5,00	6,75	1,52	6,79	6HA12
			Appui	74.168	5,35			6,79	6HA12
	RDC	30*45	Travée	90.865	6,64	6,75	1,52	6,79	6HA12
			Appui	115.45	8,62			9,24	6HA14
	Service (1 et 2)	30*45	Travée	76.528	5,53	6,75	1,52	6,79	6HA12
			Appui	118.59	8,88			9,24	6HA14
	Courant (1 à 9)	30*45	Travée	88.800	6,48	6,75	1,52	6,79	6HA12
			Appui	122.04	9,17			9,24	6HA14
	Terrasse	30*45	Travée	77.012	5,57	6,75	1,52	6,79	6HA12
			Appui	116.77	8,73			9,24	6HA14
C	S/sol (1,2 et 3)	30*35	Travée	70,996	7,00	5,25	1,16	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	72,740	7,19			7,98	3HA12+3HA14
	RDC	30*35	Travée	75,399	7,48	5,25	1,16	7,98	3HA12+3HA14
			Appui	84,151	8,47			9,24	6HA14
	Terrasse	30*35	Travée	60,881	5,92	5,25	1,16	6,79	6HA12
			Appui	67,602	6,63			6,79	6HA12

Tableau V.2. 3. Ferraillage de la poutre noyée.

Blocs	Section (cm ²)	Position	M (KN*m)	A _{calculé} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{min CNF} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Barres
A, B	25*30	Travée	17,791	1,96	3,75	0,65	4,62	3HA14
		Appui	28,616	3,19			4,62	3HA14
C	25*30	Travée	6,61	0,71	3,75	0,65	4,62	3HA14
		Appui	8,475	0,91			4,62	3HA14

V.2.7.2. Vérification à l'ELU

❖ Vérification de la section maximale du RPA 99/2003 :

En zone courante : $A_{max} = 4\% * b * h > A_{adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\% * b * h > A_{adopté}$

Tableau V.2. 4. Vérification de la section d'armature des poutres.

Blocs	Zones	Poutres Principale		Poutres Secondaires		Poutres Noyées		Observation
		A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	
A, B	Courante	60	10,65	54	6,79	30	4,62	vérifiée
	Recouvrement	90	15,45	81	9,24	45	4,62	vérifiée
C	Courante	60	7,98	42	7,98	30	4,62	vérifiée
	Recouvrement	90	12,06	63	9,24	45	4,62	vérifiée

✓ Les longueurs de recouvrement :

Lr = 40Ø (zone IIa).

Ø= 20 mm → Lr = 80 cm

Ø= 16 mm → Lr = 64 cm

Ø= 14 mm → Lr = 56 cm

Ø= 12 mm → Lr = 48 cm

❖ Vérification du cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_{\max}}{b * d} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

Tableau V.2. 5. Vérification au cisaillement.

Blocs	Poutres	V _{max} KN	τ _u MPa	τ̄ _u MPa	Observation
A, B	Principales	204,77	1,37	3,33	Vérifiée
	Secondaires	195,89	1,45	3,33	Vérifiée
	Noyée	32,84	0,49	3,33	Vérifiée
C	Principale	194,25	1,30	3,33	Vérifiée
	Secondaire	153,56	1,46	3,33	Vérifiée
	Noyée	15,84	0,23	3,33	Vérifiée

❖ Vérification des armatures aux appuis :

- Appuis de rives: $A_s \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$

- Appuis intermédiaire: $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0,9 * d}) \dots\dots\dots(2)$

γ_s = 1,15 ; f_e = 400MPa.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau:

Tableau V.2. 6 . Vérification des armatures aux appuis.

Blocs	Poutres	A ₁ (cm ²)	M _u ^a (KN.m)	V _u (KN)	$\frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0,9 * d})$ (cm ²)
A, B	Principale	12,43	186,462	204,77	5,88	-6,79
	Secondair	9,17	122,048	195,89	5,63	-3,65
	Noyée	3,19	28,616	32,84	0,94	-2,44
C	Principale	10,81	158,423	194,25	5,58	-5,18
	Secondair	8,47	84,151	153,56	4,41	-3,99
	Noyée	0,91	8,475	15,84	0,46	-0,55

$$\frac{\gamma_s}{f_e} * (V_u - \frac{M_a}{0,9*d}) < 0 \Rightarrow \text{aucune vérification en ce qui concerne les armatures longitudinales}$$

à l'effort tranchant.

V.2.7.3. Vérification à L'ELS

1. Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau :

Tableau V.2. 7. Vérification des contraintes des poutres principales.

Blocs	Position	M_{ser} KN.m	A_s Cm^2	Y Cm	I Cm^4	σ_{bc} MPa	Observation
A et B	Travée	111,527	10,26	5,40	$2,68*10^5$	2,25	Vérifiée
	Appui	186,462	12,43	6,44	$3,09*10^5$	3,89	Vérifiée
C	Travée	84,605	7,64	4,14	$1,65*10^5$	2,12	Vérifiée
	Appui	150,423	10,81	5,64	$2,16*10^5$	4,14	Vérifiée

Tableau V.2. 8. Vérification des contraintes des poutres secondaires.

Blocs	Position	M_{ser} KN.m	A_s Cm^2	Y Cm	I Cm^4	σ_{bc} MPa	Observation
A et B	Travée	65,01	6,48	4,10	$1,80*10^5$	1,48	Vérifiée
	Appui	122,048	9,17	4,85	$2,46*10^5$	4,55	Vérifiée
C	Travée	53,868	7,48	3,99	$0,89*10^5$	2,41	Vérifiée
	Appui	84,151	8,47	4,46	$0,97*10^5$	3,87	Vérifiée

Tableau V.2. 9. Vérification des contraintes de la poutre noyée.

Blocs	Position	M_{ser} KN.m	A_s Cm^2	Y Cm	I Cm^4	σ_{bc} MPa	Observation
A et B	Travée	13,03	1,96	1,86	$1,86*10^4$	1,30	Vérifiée
	Appui	28,62	3,19	2,37	$2,91*10^4$	2,33	Vérifiée
C	Travée	6,12	0,71	1,89	$0,68*10^4$	1,70	Vérifiée
	Appui	6,61	0,91	1,77	$0,87*10^4$	1,34	Vérifiée

2. Vérification de la flèche : Selon BAEL 99 et le CBA 93

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiées.

$$\frac{h_t}{l} > \frac{3}{80} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{20 * M_0} \dots\dots\dots(2)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3)$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau:

Tableau V.2. 10. Vérification de la flèche.

Blocs	Poutres	L (m)	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
A, B	Principales (30*50)	5,48	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	Secondaires (30*45)	5,30	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	Noyée (25*30)	5,00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
C	Principales (30*50)	5,72	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	Secondaires (30*35)	3,64	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
	Noyée (25*30)	3,64	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.8. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right)$$

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) \quad \text{Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone courante.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant : [Annexe III]

Tableau V.2. 11. Vérification des armatures transversales.

Poutres	Φt (mm)	A _t (cm ²)	Espacement (cm)	
			Zone nodale	Zone courante
Principale	8	1,35	10	15
Secondaire	8	1,35	10	15
Noyée	8	1,35	10	15

V.2.9. Schéma de ferraillage

Bloc A et B :

poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferraillage	
		Appui	Travée
Principale	30*50	<p>3HA20</p>	<p>3HA16</p>
Secondaire	30*45	<p>3HA14</p>	<p>3HA14</p>
Noyée	25*30	<p>3HA14</p>	<p>3HA14</p>

Bloc C :

poutres	Section (cm ²)	Schéma de ferraillage	
		Appui	Travée
Principale	30*50	<p>3HA16</p> <p>3HA16</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA16</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>
Secondaire	30*35	<p>3HA14</p> <p>3HA14</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p> <p>3HA12</p> <p>3HA14</p>
Noyée	25*30	<p>3HA14</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p> <p>3HA14</p>

V.3. VOILES

Le **RPA99/version2003 (Art 3.4.A.1.a)**, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa** (zone de moyenne sismicité).

V.3.1. Définition

Les voiles ou murs de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile fonctionne comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de

voiles qui ont un comportement différent :

- Voiles élancés ($\frac{h}{l} > 1.5$).
- Voiles courts ($\frac{h}{l} < 1.5$).

Un voile est sollicité en flexion composée avec effort tranchant, on peut citer les principaux modes de ruptures dans un voile élancé causés par ces sollicitations :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.3.2. Recommandation du RPA99

3.2.1. Armatures verticales (Art 7.7.4.1)

Les Armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

1. L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0.20\% * L_t * e$

avec : L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

2. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur du voile).

3. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
4. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

3.2.2. Armatures horizontales (Art 7.7.4.2)

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_1$.

3.2.3. Armatures transversales (Art 7.7.4.3)

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

3.2.4. Armatures de coutures (Art 7.7.4.3)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 * \frac{V}{f_e} ; \text{ Avec : } V = 1.4 * v_u$$

3.2.5. Armature de potelet

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4\text{HA}10$.

3.2.6. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

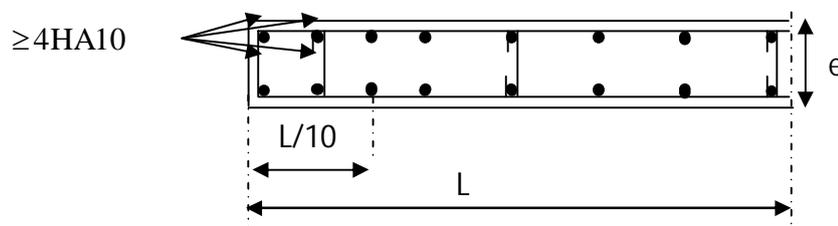


Figure V.3. 1. Disposition des armatures verticales dans le voile.

3.2.6. Règles communes (armatures verticales et horizontales) (Art 7.7.4.3)

- Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0,15\% \cdot e \cdot L$ dans la section globale du voile ;

$A_{\min} = 0,10\% \cdot e \cdot L$ dans la zone courante.

- $\phi_l \leq (1/10) \cdot e$ (exception faite pour les zones d'about).
- L'espacement : $S_t \leq \min(1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$;
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Longueurs de recouvrement :
 - 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

➤ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \Rightarrow \begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \Rightarrow \begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

V.3.3. Ferrailage

➤ Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad ; \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec : M : moment fléchissant appliqué.

N : Effort normal appliqué.

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{voile}}{2}$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) Section entièrement comprimée :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} * L_c * e$$

Avec : e : épaisseur du voile

L_c : la longueur de la zone comprimée ;

$$L_c = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} * L$$

b) Section partiellement comprimée :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_2}{2} * L_c * e$$

c) Section entièrement tendue :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} * L_t * e$$

Avec : L_t : longueur tendue ; $L_t = L - L_c$

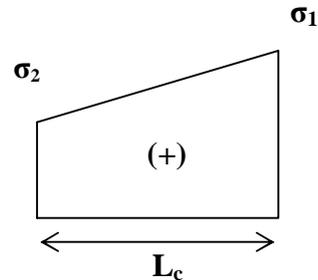


Figure V.3. 2. Diagramme d'une section entièrement comprimée.

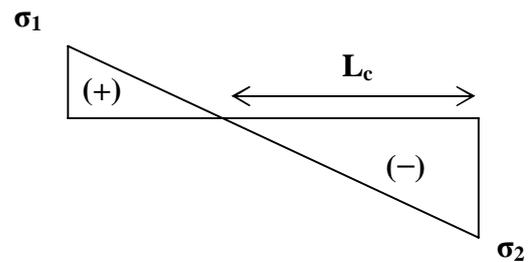


Figure V.3. 3. Diagramme d'une section partiellement comprimée.

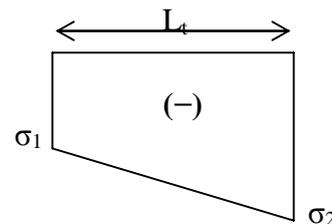


Figure V.3. 4. Diagramme d'une section entièrement tendue.

V.3.3.1. Armatures verticales

a) Section entièrement comprimée : $A_v = \frac{N_{u1} + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{su}}$

Avec : B : section du voile.

N_{u1} = l'effort normal.

$\sigma_{su} = 348$ MPa.

b) Section partiellement comprimée : $A_v = \frac{N_{u1}}{\sigma_{su}}$

c) Section entièrement tendue : $A_v = \frac{N_{u1}}{\sigma_{su}}$

V.3.3.2. Armatures minimales

a) Compression du béton :

$$A_{\min} \geq 0.23 * B * \frac{f_{t28}}{f_e} ; \text{ Avec : } B : \text{ section du béton comprimée.}$$

b) Traction simple :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_{1u}}{2\sigma_s} ; \frac{B * f_{t28}}{f_e} \right) ; \text{ Avec : } B : \text{ section du béton tendue}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

V.3.4. Vérification à L'ELS

V.3.4.1. Vérification des contraintes du béton

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 * A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec : N_{ser} : Effort normal appliqué ; $N_{ser} = G + Q$

B : Section du béton.

A : Section d'armatures.

V.3.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement

✓ D'après le RPA 2003 : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 * f_{c28}$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 * d} ; V = 1.4 * V_{u,calcul}$$

Avec : b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 * h$).

V : l'effort tranchant.

$$\checkmark \text{ D'après le BAEL : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement ; $\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right)$ Pour la fissuration préjudiciable.

V.3.5. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferrailage du voile 1 du Bloc A : $L = 3.86 \text{ m}$, $e = 20\text{cm}$
A partir du logiciel Etabs V9.7.0, on a : $M = 82.14 \text{ KN.m}$; $N = 456.88 \text{ KN}$

- Moment d'inertie du voile :

$$I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow \frac{0.2 * (3.86)^3}{12} \Rightarrow I = 0.96m^4$$

- La section du béton du voile :

$$B = e * L \Rightarrow 0.2 * 3.86 \Rightarrow B = 0.772m^2$$

- Bras de levier :

$$V = V' = \frac{L_{voile}}{2} \Rightarrow \frac{3.86}{2} \Rightarrow V = V' = 1.93m$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_{\max} = \frac{-456.88}{0.772} + \frac{82.14 * 1.93}{0.96} = -426.68 \text{ KN} / m^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} \Rightarrow \sigma_{\min} = \frac{-456.88}{0.772} - \frac{82.14 * 1.93}{0.96} = -756.95 \text{ KN} / m^2$$

⇒ La section est entièrement tendue

Donc : $L_c = 0$, $L_t = L = 3.86 \text{ m}$

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} * L_t * e \Rightarrow N_{u1} = \frac{-426.68 - 756.95}{2} * 3.86 * 0.2$$

$$\Rightarrow N_{u1} = 456.88 \text{ KN}$$

➤ Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_{u1}}{\sigma_{s2}} \Rightarrow A_v = \frac{456.88 * 10}{348}$$

$$\Rightarrow A_v = 13.13 \text{ cm}^2$$

- Armature minimales selon BAEL 91 :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_{lu}}{2\sigma_s}; \frac{B * f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_{\min} \geq \max(6.56cm^2; 40.53cm^2)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 40.53cm^2$$

- Armatures minimales selon RPA99/2003 :

$$A_{\min} = 0.20\% * L_t * e \Rightarrow A_{\min} = 0.002 * 3.86 * 0.2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 15.44cm^2$$

$$A_{adopté} = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) \Rightarrow A_{adopté} = 40.53cm^2$$

Le ferrailage a adoptée sur tout la surface de la bande du voile est A = 40.53

$$A = \frac{40.53}{2} = 20.26cm^2 / nappe$$

Soit : 14 HA 14 = 21.55 cm²/nappe/ml. ,S_t = 15 cm [Annexe II, III]

- Espacement :

$$\text{Longueur de la zone d'about : } l = \frac{L}{10} \Rightarrow l = \frac{386}{10} = 38.6cm \quad \text{Avec : } S_t = 7cm.$$

$$\text{Longueur de la zone courante : } l = 347.4cm \quad \text{Avec : } S_t = 15cm.$$

- Calcul des armatures horizontales :

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 3.28 cm^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15\% * L * e = 11.58cm^2$$

Soit : 6HA12 = 6.79cm²/ nappe/ml. [Annexe II]

- Calcul des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle par mètre carré soit HA8.

- Calcul des armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \Rightarrow A_{vj} = 1.1 * \frac{1.4 * 139.08}{400} \Rightarrow A_{vj} = 5.35cm^2$$

Soit : 8 HA 10 = 6.28 cm² [Annexe II]

Considérant qu'il n'y'a pas de reprise de bétonnage, on peut se passer des armatures de couture.

➤ Vérification des contraintes :

$$\text{BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{139.08 \cdot 10}{20 \cdot 0.9 \cdot 386} = 0.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA 2003 : } \tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_b = \frac{1.4 \cdot 139.08 \cdot 10}{20 \cdot 0.9 \cdot 386} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{332.6 \cdot 10}{77.2 + 15 \cdot 40.53} = 4.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.85 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

V.3.6. Conclusion de ferrailage

a. Sollicitation et contraintes :

Les sollicitations et le ferrailage de tous les voiles des trois blocs A, B et C sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. 1. Sollicitations et contraintes dans les voiles des deux blocs A et B.

Blocs	Voiles	L (m)	M;N	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	section	L_t (m)	A_s calculé (cm ²)
A et B	Voile 1	3.86	N _{max}	456.88	82.14	-426.43	-757.20	E.T	3.86	13.13
			N _{min}	-6988.73	-189.59	9434.49	8671.02	E.C	/	0.00
			M _{max}	-6074.73	175.95	8223.09	7514.55	E.C	/	0.00
	Voile 2	3.25	N _{max}	-45.47	-36.87	174.67	-34.77	P.C	0.54	0.27
			N _{min}	-6607.08	-355.65	11174.87	9154.61	E.C	/	0.00
			M _{max}	-45.47	-36.87	174.67	-34.77	P.C	0.54	0.27
	Voile 3	2.5	N _{max}	-207.05	-179.49	1275.65	-447.45	P.C	0.65	2.38
			N _{min}	-8509.52	1096.21	22280.85	11757.23	E.C	/	0.00
			M _{max}	-8509.52	1096.21	22280.85	11757.23	E.C	/	0.00
B	Voile 4	3.15	N _{max}	-238.26	-29.829	-288.00	-468.38	E.T	3.15	6.85
			N _{min}	-5209.39	1170.62	11808.16	4729.58	E.C	/	0.00
			M _{max}	-5095.41	1198.54	11711.66	4464.25	E.C	/	0.00
	Voile 5	2.46	N _{max}	-24.14	-68.81	390.18	-292.05	P.C	1.05	1.03
			N _{min}	-4887.57	1214.31	15953.87	3914.31	E.C	/	0.00
			M _{max}	-4368.27	132.59	9535.89	8221.30	E.C	/	0.00
	Voile 6	2.0	N _{max}	234.77	40.32	-284.53	-889.33	E.T	2.0	6.47
			N _{min}	-3754	242.27	11202.03	7567.98	E.C	/	0.00
			M _{max}	-328.43	254.3	2728.33	-1086.18	P.C	0.57	3.88

Tableau V.3. 2. Sollicitations et contraintes dans les voiles du bloc C.

Blocs	Voiles	L (m)	M;N	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	section	L_t (m)	A_s calculé (cm ²)
C	Voile 1	4.00	N _{max}	-562.38	30.01	759.24	646.71	E.C	/	0.00
			N _{min}	351.69	75.24	-298.54	-580.69	E.T	4,00	10.11
			M _{max}	-504.61	1891.58	4177.48	-2915.95	P.C	1.64	17.17
	Voile 2	4.07	N _{max}	655.84	323.08	1390.82	220.58	E.C	/	0.00
			N _{min}	310.84	13.76	-356.95	-406.79	E.T	4,07	8.93
			M _{max}	-649.3	1791.69	4042.52	-2447.19	P.C	1.53	15.51
	Voile 3	2.00	N _{max}	-764.08	382.01	4775.28	-954.88	P.C	0.33	3.98
			N _{min}	367.64	229.4	801.40	-2639.60	P.C	1.53	3.07
			M _{max}	-191.3	363.12	3201.65	-2245.15	P.C	0.82	6.60

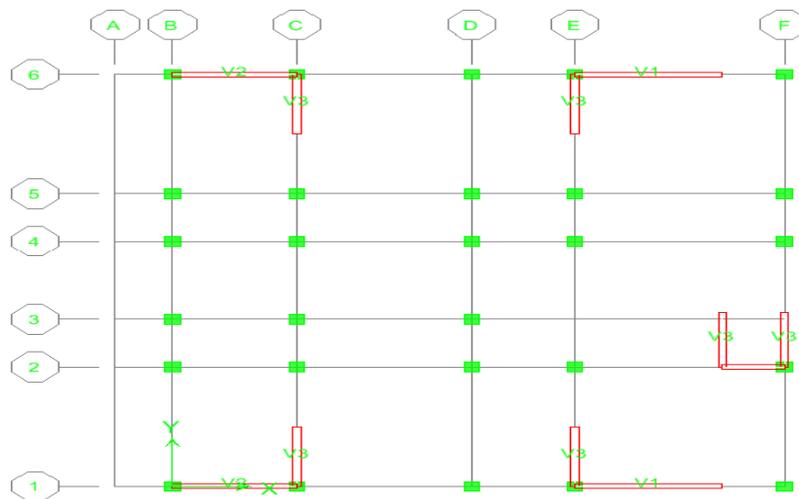


Figure V.3. 5. Disposition des voiles du Bloc A.

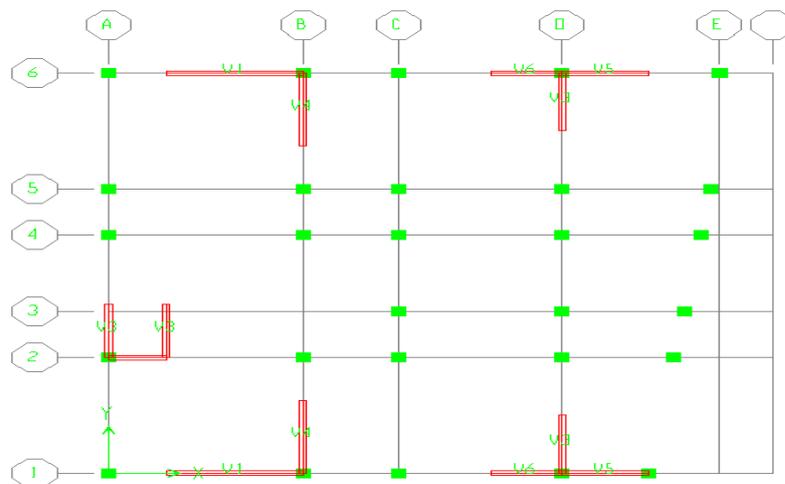


Figure V.3. 6. Disposition des voiles du Bloc B.

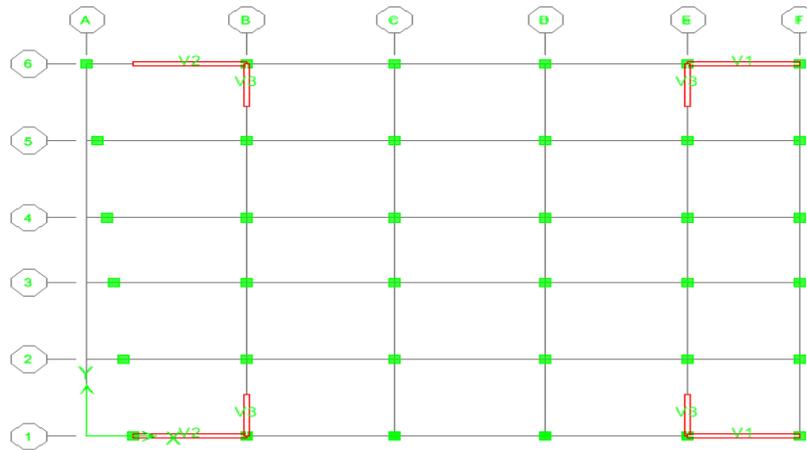


Figure V.3. 7 . Disposition des voiles du Bloc C.

b. Ferrillages et vérifications :

Tableau V.3. 3. Ferrillages et vérifications du bloc A et B.

Voiles		Voile 1	Voile 2	Voile 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.86	3.25	2.5	
	e (cm)	0.20	0.20	0.20	
	B (m ²)	0.772	0.65	0.50	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (MPa)	-426.43	174.67	1275.65	
	σ_{min} (MPa)	-757.20	-34.77	-447.45	
	Nature de la section	S.E.T	S.P.C	S.P.C	
	V _u (KN)	139.08	162.6	188.16	
	L _t (m)	3.86	2.72	1.85	
	L _c (m)	0	0.53	0.65	
Ferrailage	N (KN)	456.88	56.76	318.77	
	A _v (cm ²)	13.13	0.27	2.38	
	A _{min} BAEL (cm ²)	40.53	34.12	26.25	
	A _{min} RPA (cm ²)	15.44	10.88	7.4	
	A adoptée (cm ²)	43.1	36.94	27.14	
	Choix des barres /nappe/ml	14 HA 14	12 HA 14	12 HA 12	
	S _t Zone d'about (cm)	7	7	7	
	S _t Zone courante (cm)	15	15	15	
	A _H BAEL /nappe (cm ²)	3.28	0.067	0.59	
	A _H RPA /nappe (cm ²)	11.58	9.75	7.5	
	A adoptée (cm ²)	13.58	11.3	7.86	
	Choix des barres /nappe/ml	6 HA 12	5 HA 12	5 HA 10	
	A _{vj} (cm ²)	5.35	6.62	7.25	
	Choix des barres	8 HA10	10 HA 10	12 HA 10	
Vérifications des contraintes	Selon BAEL	τ_u	0.20	0.28	0.42
		$\overline{\tau_u}$	2.5	2.5	2.5
	Selon RPA	τ_b	0.28	0.39	0.59
		$\overline{\tau_b}$	5	5	5
	ELS	N _s	332.6	59.42	279
		σ_b	4.85	1.03	2.19
$\overline{\sigma_b}$		15	15	15	

Tableau V.3.4. Ferrailages et vérifications du Bloc B:

	Voiles		Voile 4	Voile 5	Voile 6
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.15	2.46	2.0
	e (cm)		0.20	0.20	0.20
	B (m²)		0.63	0.492	0.40
Sollicitation de calcul	σ_{max} (MPa)		-288.00	390.18	-284.53
	σ_{min} (MPa)		-468.38	-292.05	-889.33
	Nature de la section		S.E.T	S.P.C	S.E.T
	V_u (KN)		90	21.05	187.58
	L_t (m)		3.14	1.41	2.0
	L_c (m)		0	1.05	0
Ferrailage	N (KN)		-238.26	41.09	-234.77
	A_v (cm²)		6.85	1.03	6.75
	A_{min} BAEL (cm²)		33.07	25.83	21.00
	A_{min} RPA (cm²)		12.6	9.84	8.00
	A adoptée (cm²)		33.86	27.14	22.62
	Choix des barres /nappe/ml		11 HA 14	12 HA 12	10 HA 12
	S_t Zone d'about (cm)		7	7	7
	S_t Zone courante (cm)		15	15	15
	A_H BAEL /nappe (cm²)		1.72	0.25	1.69
	A_H RPA /nappe (cm²)		9.45	7.38	6.00
	A adoptée (cm²)		11	9.42	7.86
	Choix des barres /nappe/ml		7 HA 10	6 HA 10	5 HA 10
	A_{vi} (cm²)		3.47	0.81	7.22
	Choix des barres		5 HA 10	3 HA 10	10 HA 10
Vérifications des contraintes	Selon BAEL	τ_u	0.16	0.04	0.33
		$\overline{\tau_u}$	2.5	2.5	2.5
	Selon RPA	τ_b	0.22	0.05	0.46
		$\overline{\tau_b}$	5	5	5
	ELS	N _s	327.17	29.39	170.95
		σ_b	5.85	0.67	4.82
$\overline{\sigma_b}$		15	15	15	

Tableau V.3. 4. Ferrailages et vérifications du bloc C.

Voiles		Voile 1	Voile 2	Voile 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,00	4,07	2,00	
	e (cm)	0.20	0.20	0.20	
	B (m²)	0,80	0,81	0,4	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (MPa)	-298.54	-356.95	801.40	
	σ_{min} (MPa)	-580,69	-406,79	-2639,60	
	Nature de la section	S.E.T	S.E.T	S.P.C	
	V_u (KN)	497.93	420.48	51.33	
	L_t (m)	1,64	1,53	0,82	
	L_c (m)	2,36	2,54	1,18	
Ferrailage	N (KN)	-144.19	-116.85	-311.47	
	A_v (cm²)	17.17	15.51	6.60	
	A_{min} BAEL (cm²)	42	42,74	21	
	A_{min} RPA (cm²)	6,56	6,12	3,28	
	A adoptée (cm²)	43.1	43.1	22.62	
	Choix des barres /nappe	14 HA 14	14 HA 14	10 HA 12	
	S_t Zone d'about (cm)	7	7	7	
	S_t Zone courante (cm)	15	15	15	
	A_H BAEL /nappe (cm²)	4,29	3,79	1,65	
	A_H RPA /nappe (cm²)	12,00	12,21	6,00	
	A adoptée (cm²)	12.56	12.56	7.86	
	Choix des barres /nappe	8 HA 10	8 HA 10	5 HA 10	
	A_{vj} (cm²)	19.17	16.19	1.98	
Choix des barres	13 HA 14	11 HA 14	4 HA 8		
Vérifications des contraintes	Selon BAEL	τ_u	0.69	0.57	0.14
		$\overline{\tau_u}$	2.5	2.5	2.5
	Selon RPA	τ_b	0.91	0.80	0.20
		$\overline{\tau_b}$	5	5	5
	ELS	N_s	255.39	225.57	264.97
		σ_b	2.03	1.62	8.77
$\overline{\sigma_b}$		15	15	15	

c. Schéma de ferrailage :

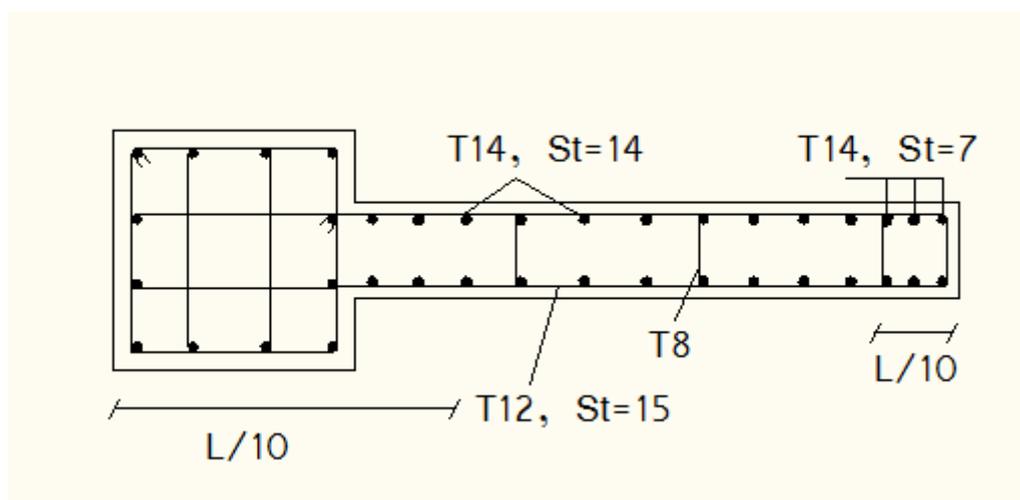
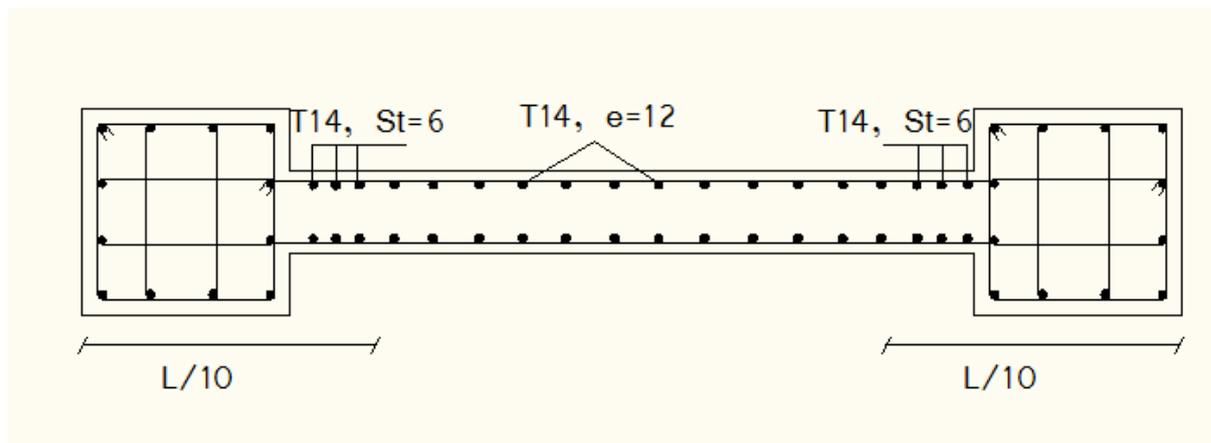


Figure V.3. 8. Ferrailage du voile.



CHAPITRE 6

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1 VOILE PERIPHERIQUE :

VI.1.1. Introduction

Selon le **RPA99**, les ossatures au dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 %B dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de 40Φ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

VI.1.2. Dimensionnement des Voiles

On considère le voile le plus défavorable : La hauteur $h = 4.08$ m.

La longueur $L = 5.48$ m

L'épaisseur $e = 20$ cm.

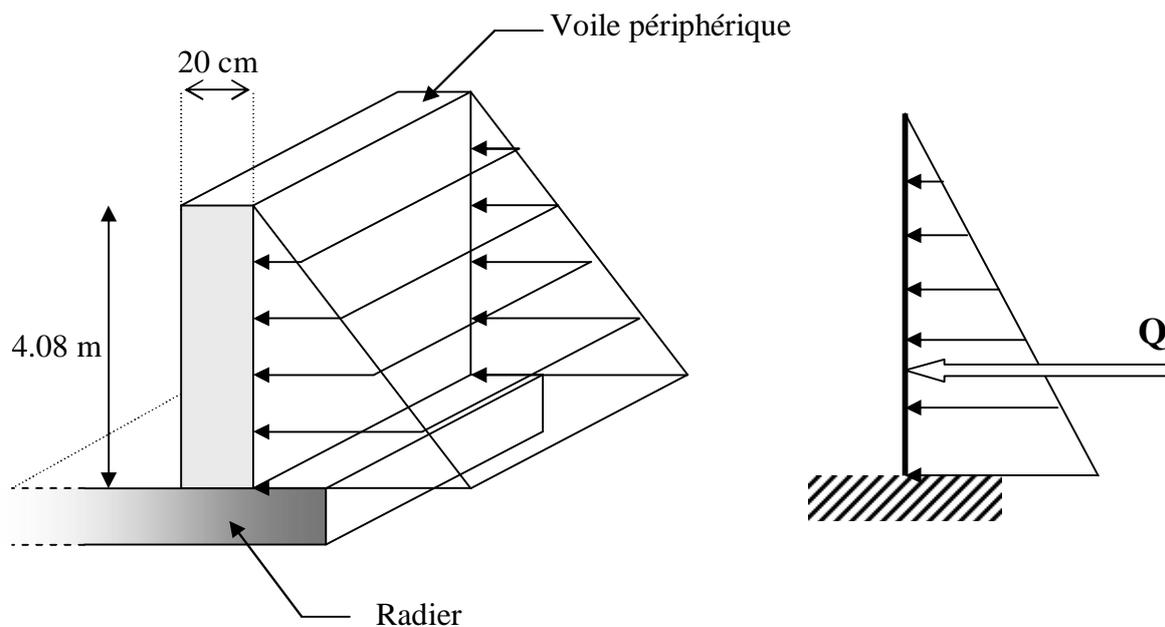


Figure VI. 1. Schéma statique du voile périphérique.

VI.1.3. Caractéristiques du Sol

Le poids spécifique $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.
 L'angle de frottement $\varphi = 22^\circ$.
 } Rapport du sol.

VI.1.4. Evaluation des Charges et Surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

a) **La poussée des terres :**

$$G = h * \gamma * K_a$$

K_a : coefficient de poussée (surface horizontale) ; $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$G = 4.08 * 20 * \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{22}{2}\right) = 37.12 \text{ KN/m}^2$$

b) **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right).$$

$$Q = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

VI.1.5 Ferrailage du Voile

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis en flexion simple, uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

a) **Ferrailage a l'ELU:**

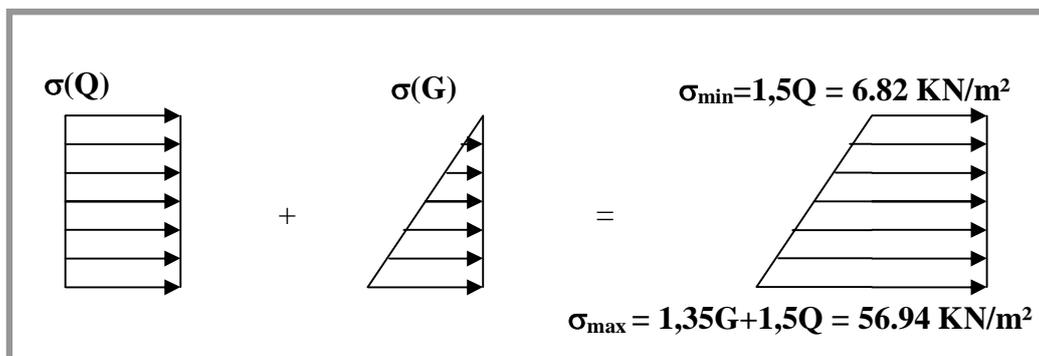


Figure VI. 2. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 56.94 + 6.82}{4} = 41.00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 41.00 \text{ KN/ml}.$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 5.00 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm}.$$

$$L_y = 5.48 \text{ m} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.91 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle est portée dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x L_x^2 q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \cdot \mu_y$$

$$\alpha = 0.91 \Rightarrow \text{ELU } v=0 : \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases} \quad [\text{Annexe IV}]$$

$$M_{0x} = 0.0448 * (5.00)^2 * 41.00 = 45.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 45.92 * 0.798 = 36.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 39.03 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 31.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{0x} = 13.78 \text{ KN}.$$

Le calcul se fera en flexion simple avec une section de $(b * h) = (100 * 20) \text{ cm}^2$.

❖ **En appuis :** $M_a = 13.78 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} \Rightarrow \mu_b = \frac{13.78 * 10^3}{100 * (18)^2 * 14,2} = 0,030$$

$$\mu_b = 0,030 < \mu_L = 0,391 \Rightarrow \text{La section est simplement armée } A_s' = 0.$$

$$\mu_b = 0,030 \Rightarrow \beta = 0,985 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \sigma_{st}} = \frac{13.78 * 10^3}{0,985 * 18 * 348} = 2.23 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée :** $M_t = 39.03 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{39.03 * 10^3}{100 * (18)^2 * 14,2} = 0.084$$

$$\mu_b < \mu_L \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0,084 \Rightarrow \beta = 0,956 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{39.03 * 10^3}{0,956 * 18 * 348} = 6.52 \text{ cm}^2$$

b) Vérification a l'ELS :

$$\sigma_{\min} = Q = 4.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 41.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 * 41.67 + 4.55}{4} = 32.39 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 32.39 \text{ KN/ml}.$$

$$\alpha = 0.91 \Rightarrow \text{ELS } v=0.2 : \begin{cases} \mu_x = 0.0519 \\ \mu_y = 0.861 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 42.03 \text{ KN.m}.$$

$$M_{0y} = 36.19 \text{ KN.m}.$$

$$M_{tx} = 0.85 * M_{0x} = 35.73 \text{ KN.m} ; M_{ty} = 0.85 * M_{0y} = 30.76 \text{ KN.m}.$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{0x} = 12.61 \text{ KN.m}.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Tableau VI.1. 1. Récapitulatif des résultats des contraintes de béton et de l'acier.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	x-x	35.73	5.95	1.74	23781.53	2.61	24.43	Vérifiée
	y-y	30.76	5.09	1.61	20654.99	2.39	24.41	Vérifiée
Appui		12.61	2.04	1.15	8738.81	1.66	24.31	Vérifiée

c) Vérification de section d'armatures minimales :

- Selon le **BAEL91** :

$$A_{\min} = 0.08\% * b * h = 1.60 \text{ cm}^2 < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Selon le **RPA99** :

$$A_{\min} = 0.1\% * b * h = 2.00 \text{ cm}^2 < A_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

d) **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12\text{cm}$. et $\alpha > 0.4$. La valeur minimale des armatures est :

$$\begin{cases} A_x = \frac{\rho_0 * (3 - \alpha) * b * e}{2} \leq A_s. \\ A_y = \rho_0 * b * e \leq A_s. \end{cases}$$

Pour des aciers de haute adhérence FeE400, $\rho_0 = 0.0008$.

$$\begin{cases} A_x = \frac{0.0008 * (3 - 0.91) * 1 * 0.20}{2} = 1.67 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_y = 0.0008 * 1 * 0.20 = 1.6 * 10^{-4} \text{ m}^2 \end{cases}$$

La condition de non fragilité est vérifiée.

e) **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que (B.A.E.L.91) : $\tau = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q_u * L_x}{3} \end{cases}$$

$$\bar{\tau} = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 * \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ MPa}$$

Tableau VI.1. 2. Vérification de l'effort tranchant du voile périphérique.

	L_x (m)	Q_u (KN/m ²)	α	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
Sens x-x	5.00	41.00	0.91	70.72	0.39	1.167	Vérifiée
Sens y-y	5.00	41.00	0.91	68.33	0.38	1.167	Vérifiée

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant : [Annexe II, III]

Tableau VI.1. 3. Récapitulatif des résultats des sections d'armatures.

		M (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min}	$A_{adopté}$	Choix/ml	St (cm)
Sens X-X	travée	35.73	5.95	2.00	7.92	7T12	15
	appui	12.95	2.04	2.00	3.14	4T10	15
Sens Y-Y	travée	30.76	5.09	2.00	7.92	7T12	15

VI.1.6 Schéma de ferrailage du Voile Périphérique

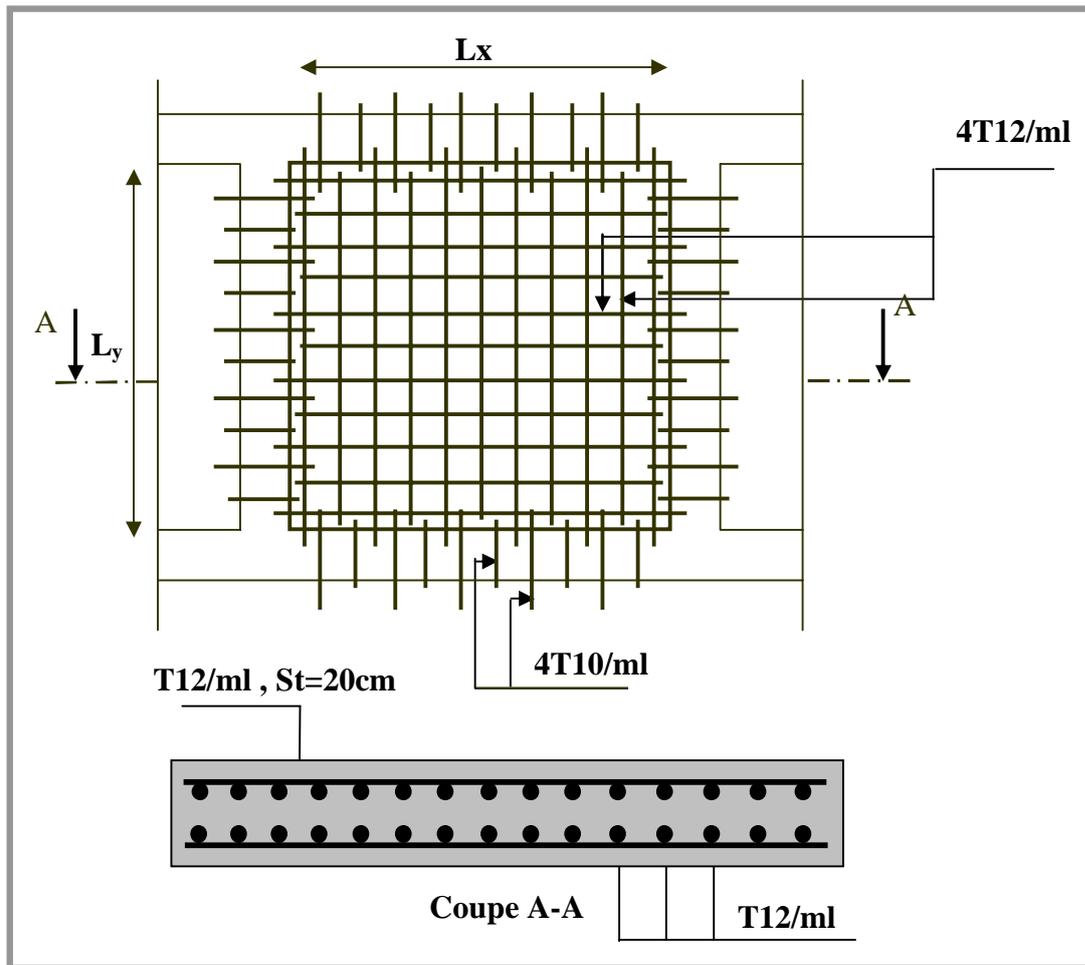


Figure VI. 3. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VI.2 FONDATIONS**VI.2.1 Introduction**

Les fondations sont les éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et de les transmettre au sol.

Elles constituent un ensemble rigide capable de satisfaire les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure ;
- Transmettre la totalité des charges apportées par la superstructure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.

VI.2.2 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend, essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- Le taux de charge transmise.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, puis les semelles filantes et si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier général.

Selon **RPA 99(Art 10.1.4)**, les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\mathbf{G + Q \pm E ;}$$

$$\mathbf{0.8*G \pm E.}$$

VI.2.3 Dimensionnement :**VI.2.3.1. Bloc A et B :**

Pour des raisons de similitude, prenons le bloc A. Nous proposons dans un 1^{er} temps des semelles isolées puis en cas de chevauchement on essayera les semelles filantes, si ces solutions s'avèrent insuffisantes on optera pour un radier (général ou nervuré).

2.3.1.1. Semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a*b$), donc les semelles sont carrées ($A*B$), considérons une semelle isolée sous le poteau 'C14' tel que :

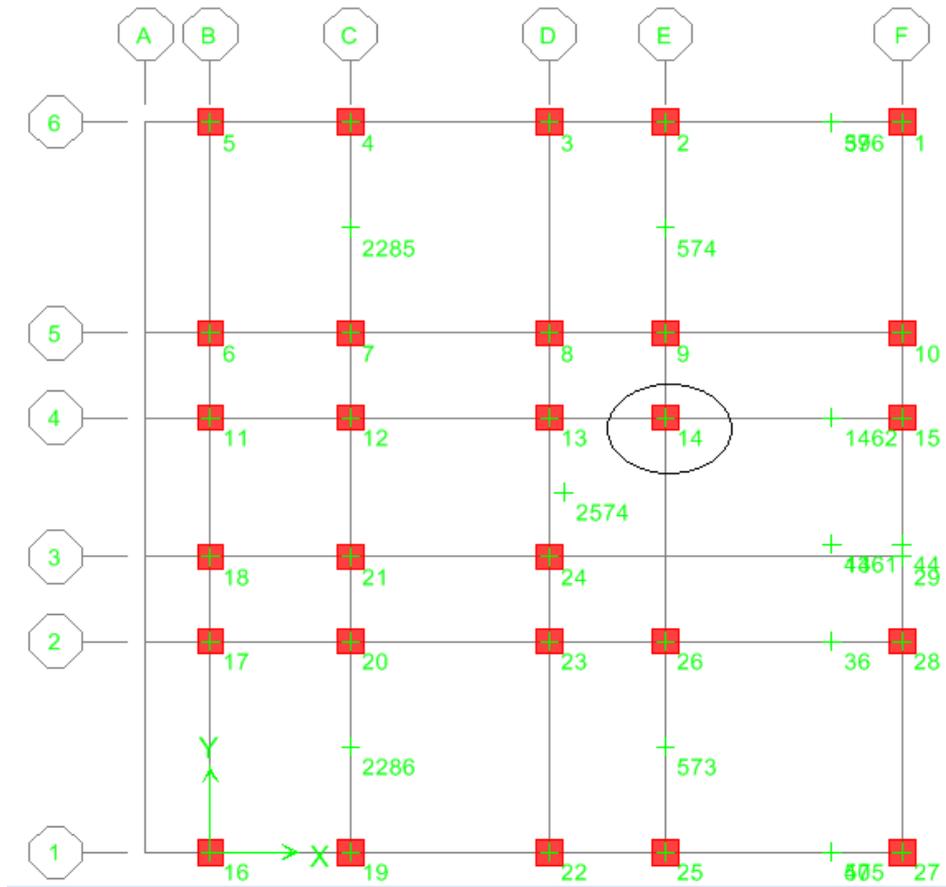


Figure VI. 4. Disposition des poteaux du bloc A.

Soit : $N_{ser} = 2265.91KN$; $\bar{\sigma}_s = 1.5bar$

Pré dimensionnement :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s = \frac{N}{A * B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \dots\dots(1). \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \dots\dots\dots(2). \end{aligned} \right\} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.60 * 2265.91}{0.60 * 150}} = 3.9m$$

Tenant compte des distances existantes entre les poteaux dans les deux directions. On peut conclure que l'emploi des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement de deux semelles voisines. Ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

2.3.1.2. Semelles filantes :

Choisissons une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique formée de 6 poteaux (file de l'axe E) tel que:

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B * L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} * L}$$

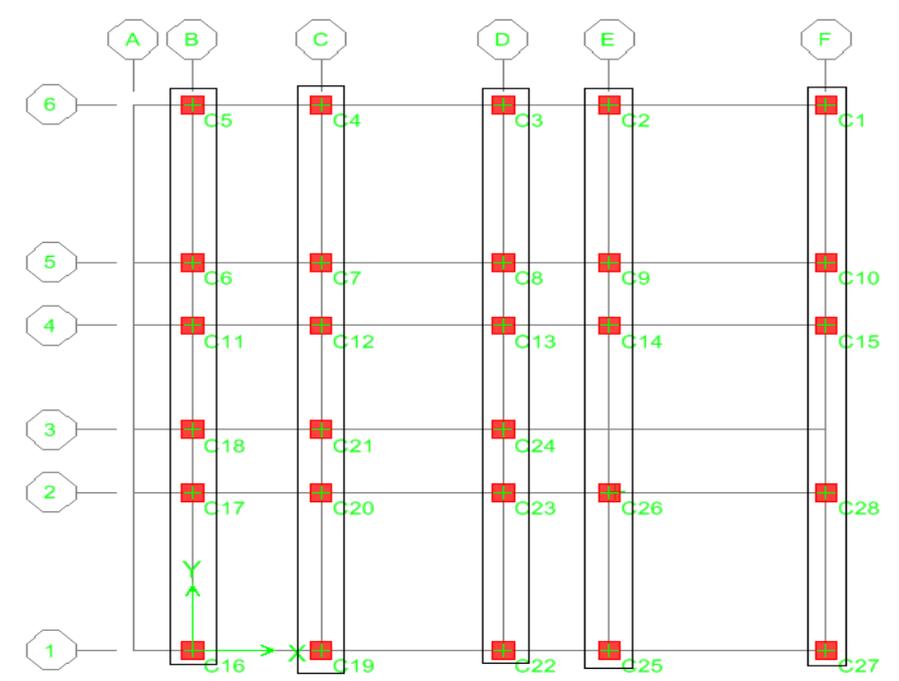


Figure VI. 5 . Disposition des semelles filantes sous poteaux du bloc A.

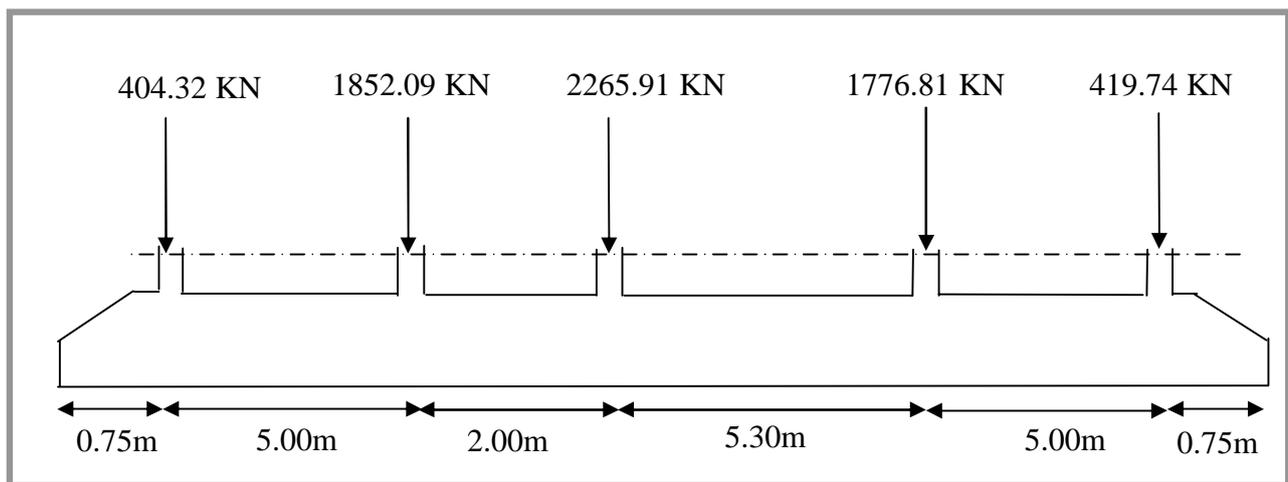


Figure VI. 6. Semelle filante sous poteau (file E).

$$N = \sum N_i = 6718.78KN .$$

$$B \geq \frac{6718.78}{150 * 18,8} = 2.38m$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $N = NG + NQ$

➤ **Calcul des surfaces revenant aux semelles :**

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants :

- **Sens longitudinal :**

Tableau VI.2. 2. Récapitulatif des surfaces des semelles filantes dans le sens longitudinal.

<i>FILE</i>	<i>NG+NQ (KN)</i>	<i>σ_{sol} (KN/m²)</i>	<i>Ss (m²)</i>
B	1462.48	150	9.75
C	8447.89	150	56.32
D	9006.35	150	60.04
E	6718.87	150	44.79
F	1751.56	150	11.68
Σ			182.58

- **Sens transversal :**

Tableau VI.2. 3. Récapitulatif des surfaces des semelles filantes dans le sens transversal.

<i>FILE</i>	<i>NG+NQ (KN)</i>	<i>σ_{sol} (KN/m²)</i>	<i>Ss (m²)</i>
1	1836.84	150	12.25
2	6561.07	150	43.74
3	4203.87	150	28.03
4	6800.62	150	45.34
5	6294.99	150	41.97
6	1689.76	150	11.27
Σ			182.58

Surface totale des semelles = 365.16 m² : (Ss).

Surface total du bâtiment = 297.5 m² (Sb).

➤ **Vérification :**

$$Ss / Sb = 365.16 / 297.5 = 122.7\%$$

$$Ss / Sb = 123 \% > 50 \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ceci qui nous amène à envisager un radier général comme fondation.

2.3.1.3. Radier :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé; c'est une très bonne solution car il permet une transmission des charges au sol.

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour le radier à nervures supérieures.

1- Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :** $h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$.

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{\max} = 5.48 \text{ m.} \Rightarrow h_r \geq 0.548\text{m.}$$

On prend $h_r = 0.55 \text{ m.}$

- **La condition de rigidité :** $\frac{\pi}{2} * L_e \geq L_{\max}$

L_e : est la longueur élastique qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.21642 * 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 * 10^4 \text{ KN/m}^3$.

b : la largeur de la semelle.

$$\text{On a:} \quad I = \frac{b * h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{\max}^4 * K}{\pi^4 * E}}$$

$$\text{Donc:} \quad h \geq 0.82\text{m}$$

A partir des deux conditions on prend :

$h_t = 85 \text{ cm.}$ Pour les nervures.

$h_r = 55 \text{ cm.}$ Pour la dalle du radier.

- **La surface du radier :**

Poids de la dalle du radier : $G_{\text{dalle}} = 298.00 * 0.55 * 25 = 4097.5 \text{ KN.}$

Poids de la nervure : $G_{\text{nervure}} = 0.50 * 0.3 * 25 * (17.9 * 5 + 16.62 * 4 + 8.31) = 616.09 \text{ KN}$

Poids du radier : $N_{\text{radier}} = 4713.6 \text{ KN}$

Poids du bâtiment : $N_{\text{ser bâtiment}} = G_T + Q_T = 27387.15 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{27387.15 + 4713.6}{150} = 214m^2$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 214.00m^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bat} = 298.00m^2$. La surface de bâtiment est **suffisante**, Donc le **radier est sans débord**.

2- Les vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement sous poteau :

D'après le **CBA93 (Art A 5.2.4.2)**, on doit vérifier que : $N_u \leq 0,045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

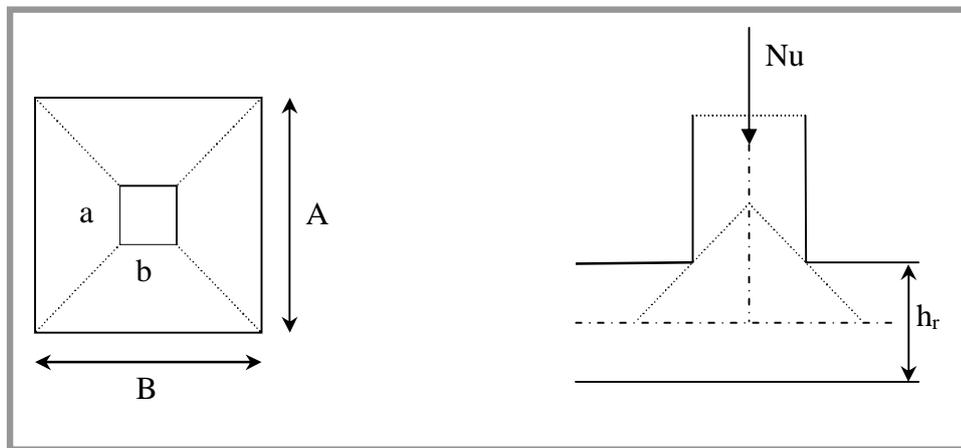


Figure VI. 7. Zone de contact poteau radier.

N_u : l'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier ; $U_c = 2 * (A + B)$.

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h = 0.6 + 0.85 \\ B = b + h = 0.6 + 0.85 \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.8m$$

Nous avons : $N_u = 2.266MN \Rightarrow N_u \leq 0.045 * 5.8 * 0.85 * \frac{25}{1,5}$

Donc : $N_u = 2.266MN \leq 3.70MN$ Cette condition est vérifiée. Il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier sous poteau.

b) Vérification au poinçonnement du radier sous voile :

D'après les règles BAEL91, la vérification au poinçonnement doit se faire sous le voile le plus sollicité. Dans notre cas, le voile le plus sollicité est le voile de longueur 5.48m :

$$U_c = 2 * (L + b + 2 * h)$$

Avec :

h : L'épaisseur du radier.

L, b : Dimensions de voile.

$$U_c = 2 * (5.48 + 0.2 + 2 * 0.85) = 14.76m$$

$$\text{Nous avons : } N_u = 2.266MN \Rightarrow N_u \leq 0.045 * 14.76 * 0.85 * \frac{25}{1.5}$$

Donc : $N_u = 2.266MN \leq 9.41MN$ Cette condition est vérifiée. Il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier sous voile.

➤ **Caractéristiques géométriques du radier :**

- Centre de gravite du radier (infrastructure) :

$$\begin{cases} X_G = \frac{L_x}{2} = \frac{16.62}{2} = 8.31m \\ Y_G = \frac{L_y}{2} = \frac{17.9}{2} = 8.95m \end{cases}$$

- Centre de gravité des masses du bâtiment (superstructure) :

$$\begin{cases} X_G = 8.31m \\ Y_G = 8.95m \end{cases}$$

➤ **Détermination de l'excentricité :**

$$e_x = |X_G \text{ batiment} - X_G \text{ radier}| \Rightarrow e_x = 0.00 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_G \text{ batiment} - Y_G \text{ radier}| \Rightarrow e_y = 0.00 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inerties du radier :**

$$I_{xx} = \frac{L_x * L_y^3}{12} \Rightarrow I_{xx} = \frac{16.62 * (17.9)^3}{12} = 7943.45m^4$$

$$I_{yy} = \frac{L_y * L_x^3}{12} \Rightarrow I_{yy} = \frac{17.9 * (16.62)^3}{12} = 6848.02m^4$$

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3Mpa) = 2.5 \text{ Mpa.}$$

On considère une bande de largeur $b=1m$, de $5.48m$ de longueur, $d=0.9 * h_t = 0.765m$.

$$V_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S} * b \quad \text{avec : } N_u = 1.35 * G_T + 1.5 * Q_T$$

$$V_u = \frac{3111.36 * 5.48}{2 * 297.5} * 1 \Rightarrow V_u = 28.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28.66 * 10^3}{1 * 0,765 * 10^6} = 0.037 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

Donc Cette condition est vérifiée. Il n'y a pas de risque de cisaillement du radier.

d) Vérification au soulèvement des fondations :

Les contraintes sous le Radier sont données par :

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} * y \leq 1.5 * \overline{\sigma_{sol}} \\ \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}} \end{cases}$$

N_u : l'effort normal du aux charges verticales.

M : moment sismique à la base de la structure.

I : moment d'inertie.

Y : centre de gravité du radier.

Tableau VI.2. 4. Vérification au soulèvement du radier.

	<i>G+Q+E</i>		<i>0.8*G+E</i>	
	<i>Sens X-X</i>	<i>Sens Y-Y</i>	<i>Sens X-X</i>	<i>Sens Y-Y</i>
<i>N (KN)</i>	27387.15	27387.15	18770.15	18770.15
<i>M (KN.m)</i>	60.27	20.19	44.73	16.02
<i>Y (m)</i>	9.00	8.31	9.00	8.31
<i>I (m⁴)</i>	7943.45	6848.02	7943.45	6848.02
<i>S_{rad} (m²)</i>	298.00	298.00	298.00	298.00
<i>σ₁ (KN/m²)</i>	91.97	91.93	63.04	63.01
<i>σ₂ (KN/m²)</i>	91.83	91.88	62.94	62.97
<i>σ_{moy} (KN/m²)</i>	91.94	91.92	63.01	63.00
<i>σ_{adm} (KN/m²)</i>	150	150	150	150

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'y a pas de risque au soulèvement.

e) Vérification de la stabilité au renversement:

Selon le RPA99 (Art 10.1.5), On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$.

N : L'effort normal résultant a la base de la structure. $N = 0.8 \cdot G_{tot} + E$ ou bien $N = G_{tot} + Q_{tot} + E$

M : Moment du renversement du au séisme à la base. $M = M_0 + T_0 \cdot h$

M_0 : Moment du au séisme a la base.

T_0 : Effort tranchant a la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure.

Tableau VI.2. 5. Vérification de la stabilité au renversement.

	$G+Q+E$		$0.8 \cdot G+E$	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	27387.15	27387.15	18770.15	18770.15
M_0 (KN.m)	60.27	20.19	44.73	16.02
T_0 (KN)	122.24	193.02	89.18	143.2
h (m)	0.85	0.85	0.85	0.85
M (KN.m)	164.17	184.26	120.53	137.74
e (m)	0.0060	0.0067	0.0064	0.0073
$L/4$ (m)	4.16	4.50	4.16	4.50

Les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas de risque de renversement.

f) Vérification des contraintes sous charges verticales :

Tableau VI.2. 6. Vérification des contraintes sous charges verticales.

	ELS		ELU	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	27387.15	27387.15	37561.3	37561.3
M (KN.m)	60.27	20.19	82.02	27.27
Y (m)	9.00	8.31	9.00	8.31
I (m ⁴)	7943.45	6848.02	7943.45	6848.02
S_{rad} (m ²)	298.00	298.00	298.00	298.00
σ_1 (KN/m ²)	91.97	91.93	126.14	126.08
σ_2 (KN/m ²)	91.83	91.88	125.95	126.01
σ_{moy} (KN/m ²)	91.94	91.92	126.09	126.06
σ_{adm} (KN/m ²)	150	150	150	150

Les conditions sont vérifiées.

g) Vérification à la poussée hydrostatique :

Il faut assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

F_s : Coefficient de sécurité égale a 1.5.

γ_w : Poids volumique de l'eau égale a 10 KN/m³.

S_{rad} : Surface de radier égale a 298.00 m².

H : La hauteur de la partie entrée du bâtiment égale a 12.24 m.

N : Poids propre du bâtiment à la base du radier égale a :

$$N = G_{\text{bâtiment}} + G_{\text{radier}} = 52420.66 + 4713.6 = 57134.26 \text{ KN}$$

$$N = 57134.26 \text{ KN} > F_s * H * S_{rad} * \gamma_w = 54712.8 \text{ KN} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

h) Ferrailage du radier :**❖ Ferrailage de la dalle a l'ELU :**

Le radier sera calculé comme une dalle pleine inversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol ; il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

➤ Calcul des sollicitations :

$$\text{A l'ELU : } Q_u = \frac{N_u}{S_{total}} = \frac{P_{\text{bâtiment}} + P_{\text{radier}}}{S_{radier}} = \frac{1.35 * G_{tot} + 1.5 * Q_{tot} + 1.35 * G_{radier}}{S_{radier}}$$

$$Q_u = \frac{101725.55 + (1.35 * 4713.6)}{298.00} = 362.71 \text{ KN/m}^2.$$

N_u est l'effort ultime (sans oublier d'ajouter le poids propre du radier).

$$N_{ru} = 1.35 * 4713.6 = 6363.36 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } Q_s = \frac{N_s}{S_{total}} = \frac{P_{\text{bâtiment}} + P_{\text{radier}}}{S_{radier}} = \frac{G_{tot} + Q_{tot} + G_{radier}}{S_{radier}}$$

$$Q_s = \frac{74355.09 + 4713.6}{298.00} = 265.33 \text{ KN/m}^2.$$

Pour facilité l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité 'P9', et se fait pour une section $h*b = (1* 0.55) \text{ m}^2$.

$$L_x = 5.30 \text{ m.} \quad ; \quad L_y = 5.48\text{m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.30}{5.48} = 0.97 \quad \Rightarrow \quad 0.4 \leq \alpha = 0.97 \leq 1 \quad \text{Le panneau porte dans deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } \nu = 0 : \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases} \\ \text{ELS: } \nu = 0.2 : \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0467 \\ \mu_y = 0,954 \end{cases} \end{array} \right. \quad \text{[Annexe IV]}$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_u$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

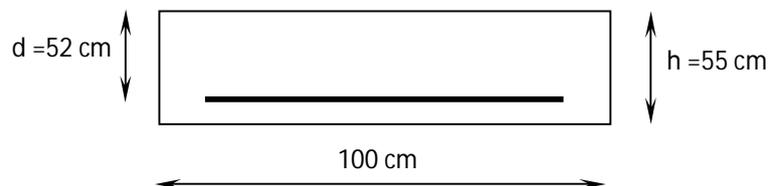
Sachant que : En travée: $M_{t_x} = 0.75 M_x$; $M_{t_y} = 0.75 M_y$

En appui : $M_{a_x} = 0.5 M_x$

Tableau VI.2. 7. Calcul des sollicitations.

	$q \text{ (KN.m)}$	μ_x	μ_y	<i>les moments (KN.m)</i>				
				M_x	M_y	M_x^t	M_y^t	M^a
ELU	362.71	0.0393	0.934	400.4	373.97	300.31	280.48	200.2
ELS	265.33	0.0467	0.954	348.06	332.05	261.04	249.04	174.03

➤ calcul du ferrailage a l'ELU :



❖ En appuis : $M_a = 200.2 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu_b = \frac{81.36 * 10^3}{100 * (52)^2 * 14,2} = 0,052$$

$\mu_b = 0,052 < \mu_L = 0,391 \Rightarrow$ La section est simplement armée $A_s' = 0$. [Annexe I]

$$\mu_b = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{200.2 * 10^3}{0,973 * 52 * 348} = 11.37 \text{ cm}^2$$

❖ **En travée :** $M_t = 300.31 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{300.31 * 10^3}{100 * (52)^2 * 14,2} = 0.078$$

$\mu_b < \mu_L \Rightarrow$ La section est simplement armée, $A_s' = 0$.

$$\mu_b = 0,078 \Rightarrow \beta = 0,959 \quad [\text{Annexe I}]$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{300.31 * 10^3}{0,959 * 52 * 348} = 17.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$. et $\alpha > 0.4$. La valeur minimale des armatures est :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = \frac{\rho_0 * (3 - \alpha) * b * e}{2} \\ A_y = \rho_0 * b * e \end{array} \right.$$

Pour des aciers de haute adhérence FeE400, $\rho_0 = 0.0008$.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = \frac{0.0008 * (3 - 0.97) * 1 * 0.55}{2} = 4.5 * 10^{-4} \text{ m}^2 \\ A_y = 0.0008 * 1 * 0.55 = 4.4 * 10^{-4} \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

Nous aurons le tableau suivant qui résume les résultats du calcul du ferrailage : [Annexe II, III]

Tableau VI.2. 8. Section des armatures du radier.

		<i>M (KN.m)</i>	<i>A_{calculé} (cm²)</i>	<i>A_{min}</i>	<i>A_{adopté}</i>	<i>Choix/ml</i>	<i>St (cm)</i>
<i>Sens X-X</i>	<i>travée</i>	300.31	17.30	4.5	22	7T20	15
	<i>appui</i>	200.2	11.37	4.5	14.07	7T16	15
<i>Sens Y-Y</i>	<i>travée</i>	280.48	16.11	4.4	22	7T20	15

Conclusion :

- Nappe supérieur : En ferraille en **7T20/ml** parallèle à x-x et en **7T16/ml** dans le sens perpendiculaire.
- Nappe Inferieur : En ferraille en **7T20/ml** parallèle à x-x et en **7T16/ml** dans le sens perpendiculaire.

Schéma de ferrailage :

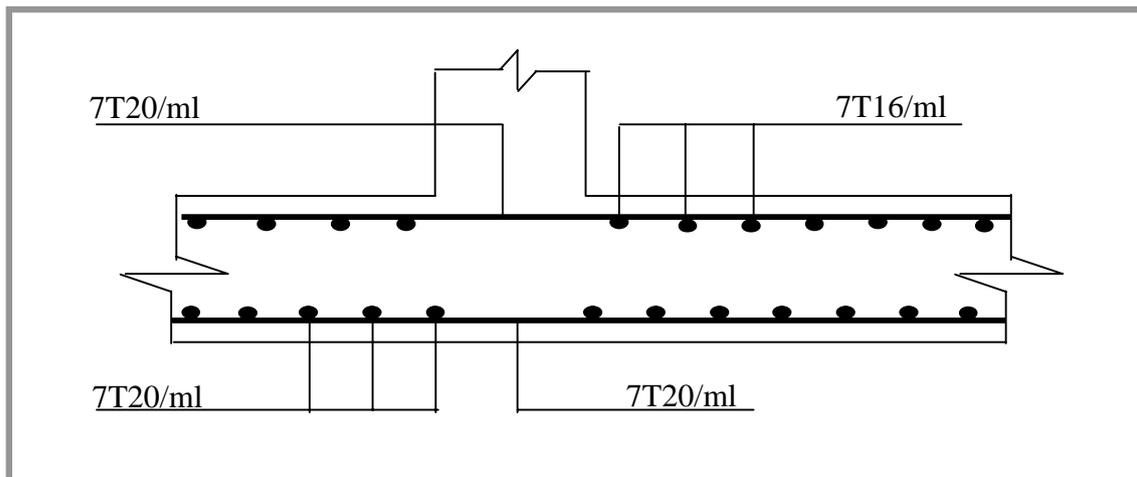


Figure VI. 8. Ferrailage de la dalle du radier.

❖ Vérification des contraintes de la dalle a l'ELS :

On doit vérifier que :

La contrainte dans le béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte dans l'acier : $\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I_G} (d - y) \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$

Position du centre de gravité de la section y:

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} + \left[\sqrt{1 + \frac{dA_s + d'A'_s}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right]$$

Tableau VI.2. 9. Récapitulatif des résultats des contraintes de béton et de l'acier dans la dalle.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Travée	x-x	300.31	17.30	4.41	5.91*10 ⁵	2.24	24.20	Vérifiée
	y-y	280.48	16.11	4.23	5.54*10 ⁵	2.14	24.19	Vérifiée
Appui		200.2	11.37	3.52	4.02*10 ⁵	1.75	24.13	Vérifiée

i) Ferrailage des nervures :

On ferraille une section en T, dont les dimensions sont les suivantes :

$$h_t = 85\text{cm} ; h_r = 55\text{cm} ; d = 76.5\text{cm}$$

Calcul b:

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{200}{2}; \frac{269}{10}\right) = 25\text{ cm}$$

Donc : $b = 25 * 2 + 50 = 100\text{ cm}$

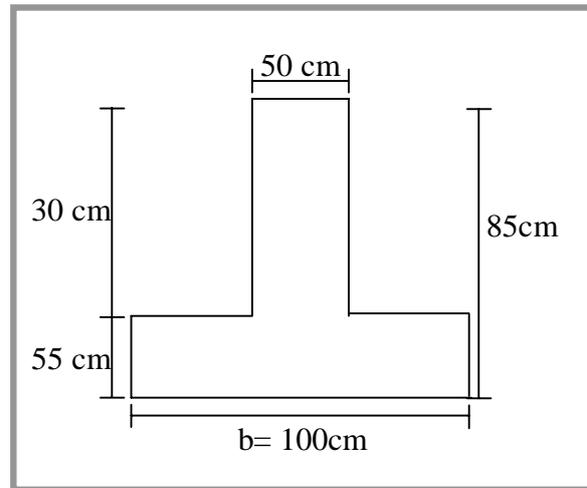


Figure VI. 9. Section de la nervure.

Les nervures servent d'appuis au radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties comme suit :

Les charges trapézoïdales : $P_u = \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) * Q_u * \frac{L_x}{2}$ et $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Les charges triangulaires : $P_u = Q_u * \frac{L_x}{3}$.

$$Q_u = 362.71\text{KN} / \text{m}^2$$

Le calcul des sollicitations se fera par la méthode de Caquot ($Q \geq 5\text{KN/m}^2$).

- Appui intermédiaire :

$$M_0 = \frac{P * L_g'^3 + P * L_d'^3}{8.5(L_g' + L_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L' = L \Rightarrow \text{Travée de rive.} \\ L' = 0.8L \Rightarrow \text{Travée intermédiaire.} \end{cases}$

- Appui de rive : $M_a = 0.15 * M_0$

- Travée : $M_t = \frac{P \cdot x}{2}(L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right)$

Tel que : $x = \frac{L}{2} + \frac{M_g - M_d}{P * L}$

- **Armatures longitudinales :**

- **Sens x-x : (Longitudinal) Axe 1-2-4-5 et 6**

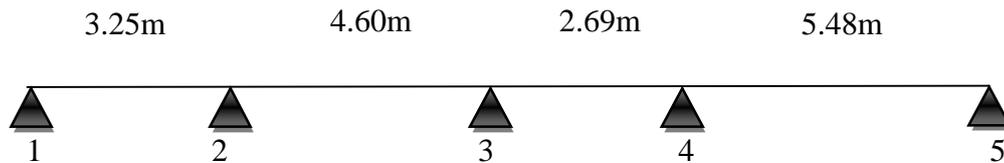


Figure VI.2.7: Le schéma de la travée dans le sens longitudinal.

Les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. 10. Répartition du moment et du ferrailage dans le sens longitudinal.

- En travée :

Travée	E-F	D-E	C-D	B-C
$L(m)$	5.48	2.69	4.60	3.25
$L'(m)$	5.48	2.152	3.68	3.25
$P(KN)$	682.13	334.84	572.59	404.55
$x(m)$	2.39	1.11	2.28	1.19
$M_t(KN.m)$	1975.27	520.27	846.59	60.81
$A_t(cm^2)$	86.08	20.21	33.62	2.29

- En appuis :

Appuis	1	2	3	4	5
$M_a(KN.m)$	-197.2	-900.9	-690.7	-644.5	-71.83
$M_g(KN.m)$	-197.2	-900.9	-690.7	-644.5	-71.83
$M_d(KN.m)$	-900.9	-690.7	-644.5	-71.83	
$A_a(cm^2)$	7.88	38.63	28.54	26.46	2.72

Conclusion :

En travée : $A_s = 89.3 \text{ cm}^2$, soit 5T32+10T25 avec $St = 10\text{cm}$.

[Annexe II, III]

En appuis : $A_s = 40.21 \text{ cm}^2$, soit 5T32 avec $St = 10\text{cm}$.

• **Schéma de ferrailage :**

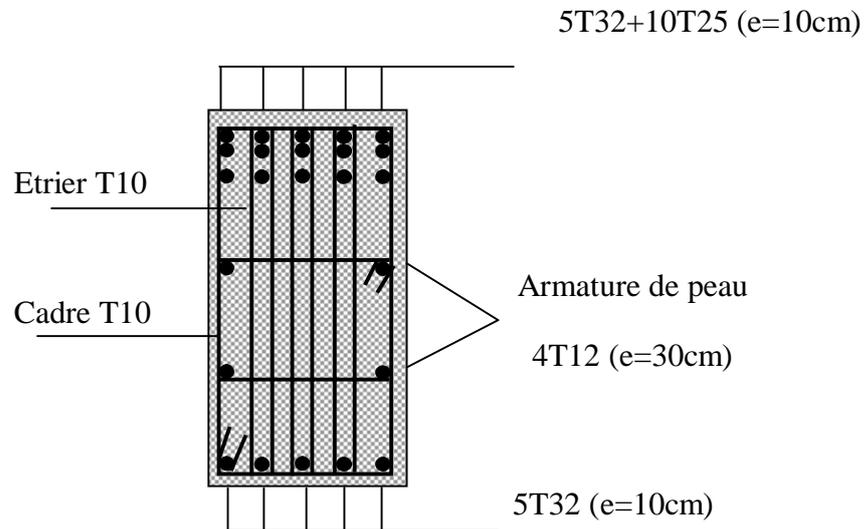


Figure VI. 10. Ferrailage de la nervure dans le Sens X-X.

b) Sens y-y : (Transversale) Axe E

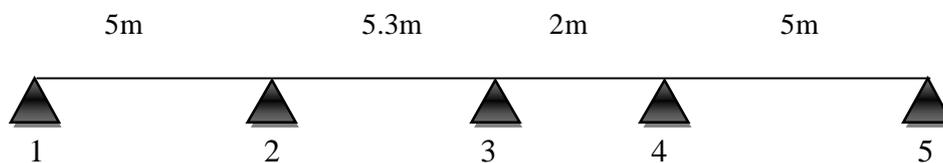


Figure VI. 11. Le schéma de la travée à ferrailer.

En procédant de la même manière que le cas précédant, on aura les résultats suivants :

Tableau VI.2. 11. Répartition du moment et du ferrailage dans le sens transversal.

➤ En travée :

Travée	E-F	D-E	C-D	B-C
$L(m)$	5.00	2.00	5.30	5.00
$L'(m)$	5.00	1.6	4.24	5.00
$P(KN)$	622.38	248.95	659.72	622.38
$x(m)$	2.63	1.99	2.72	2.13
$M_t(KN.m)$	1560.30	1064.19	1119.53	1076.70
$A_t(cm^2)$	65.49	42.94	45.36	43.49

➤ En appuis :

Appuis	1	2	3	4	5
$M_a (KN.m)$	-170.02	-572.88	-1067.48	-1316.34	-164.20
$M_g (KN.m)$	-164.20	-572.88	-1067.48	-1316.34	-164.20
$M_d (KN.m)$	-572.88	-1067.48	-1316.34	-164.20	-170.02
$A_a (cm^2)$	6.52	23.26	47.28	61.65	6.52

Conclusion :

En travée : $A_s = 73.63 \text{ cm}^2$, soit 15T25 avec St = 10cm.

[Annexe II, III]

En appuis : $A_s = 63.81 \text{ cm}^2$, soit 13T25 avec St = 10cm.

Schéma de ferrailage :

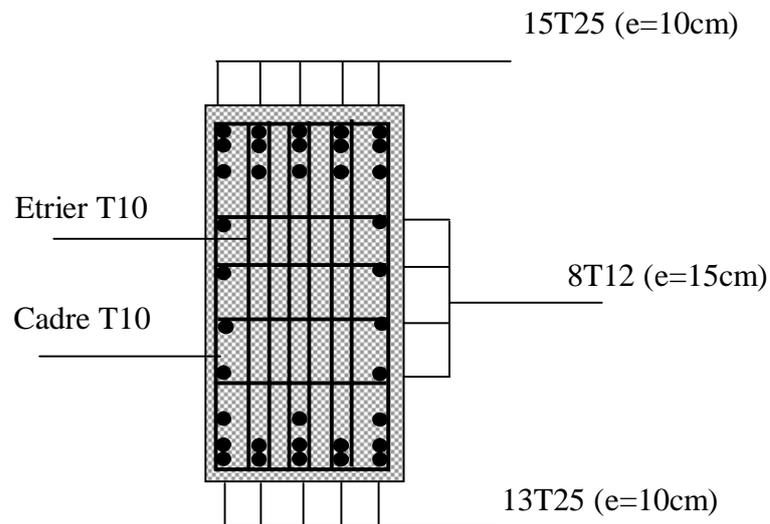


Figure VI.2.10 : Ferrailage de la nervure dans le Sens Y-Y.

➤ **Vérfications à l'effort tranchant :**

D'après le CBA 93 (Art A.5.1.1) la contrainte de cisaillement doit être inférieure à la contrainte admissible de cisaillement.

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = \frac{Q_u * L}{2} - \frac{M_g - M_d}{L} = 837.03 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 * f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

Tableau VI.2. 12. Vérification de l'effort tranchant des nervures dans le sens X-X.

	<i>L</i> (m)	<i>Q_u</i> (KN/m ²)	<i>M_g</i> (KN.m)	<i>M_d</i> (KN.m)	<i>V_u</i> (KN)	<i>τ_u</i> (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
F-E	5.48	362.71	-197.24	-900.86	993.83	1.30	2.5	Vérifiée
D-E	2.69	362.71	-900.86	-690.75	487.84	0.64	2.5	Vérifiée
C-D	4.60	362.71	-690.75	-644.53	834.23	1.09	2.5	Vérifiée
B-C	3.25	362.71	-644.53	-71.83	589.40	0.77	2.5	Vérifiée

Tableau VI.2. 13. Vérification de l'effort tranchant des nervures dans le sens Y-Y.

	<i>L</i> (m)	<i>Q_u</i> (KN/m ²)	<i>M_g</i> (KN.m)	<i>M_d</i> (KN.m)	<i>V_u</i> (KN)	<i>τ_u</i> (MPa)	$\bar{\tau}_u$	Observation
4-5	5.00	362.71	-170.02	-572.88	906.78	1.19	2.5	Vérifiée
3-4	2.00	362.71	-572.88	-1067.48	362.71	0.47	2.5	Vérifiée
2-3	5.30	362.71	-1067.48	-1316.34	961.18	1.26	2.5	Vérifiée
1-2	5.00	362.71	-1316.34	-170.02	906.78	1.19	2.5	Vérifiée

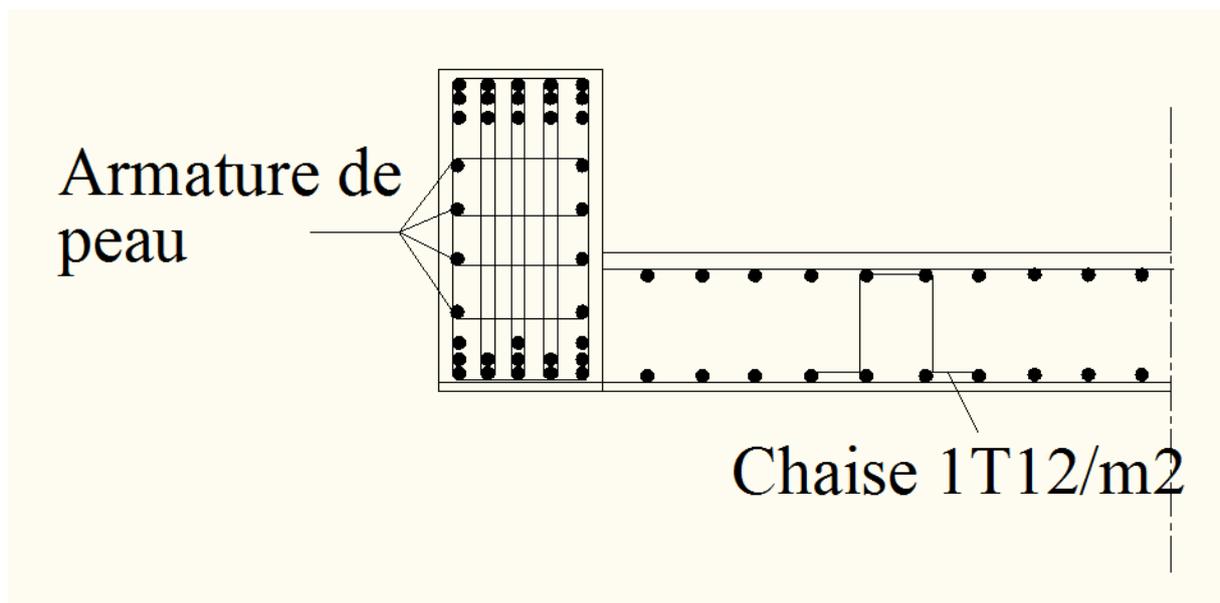


Figure VI. 12. Ferrailage de raider et de la nervure.

VI.1.3.2. Bloc C :

a) **Semelles isolées :**

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base (a*b), donc les semelles sont carrées (A*B).

$$N_{ser} = 1092.71KN \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = 1.5bar$$

Pré dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A * B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad \dots\dots\dots(1) \\ \frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow A = B \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{1092.71}{150}} = 2.70m$$

Tenant compte des distances existantes entre les poteaux dans les deux directions. On peut compléter que l'emploi des semelles isolées est impossible à cause de chevauchement de deux semelles voisines. Ce qui nous conduit à vérifier les semelles filantes.

b) **Semelles filantes sous poteaux:**

Les semelles filantes doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Les armatures principales sont les aciers transversaux, les armatures secondaires servent de chaînages et d'aciers de répartition.

Le calcul du ferrailage est obtenu pour un mètre de longueur de la semelle, la hauteur est calculée de la même manière que pour une semelle isolée.

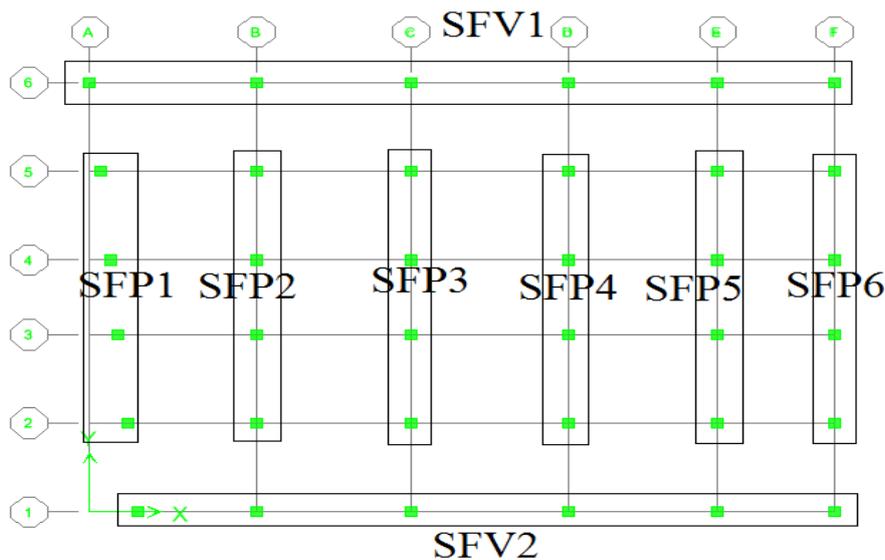


Figure VI. 13. La disposition des semelles filantes.

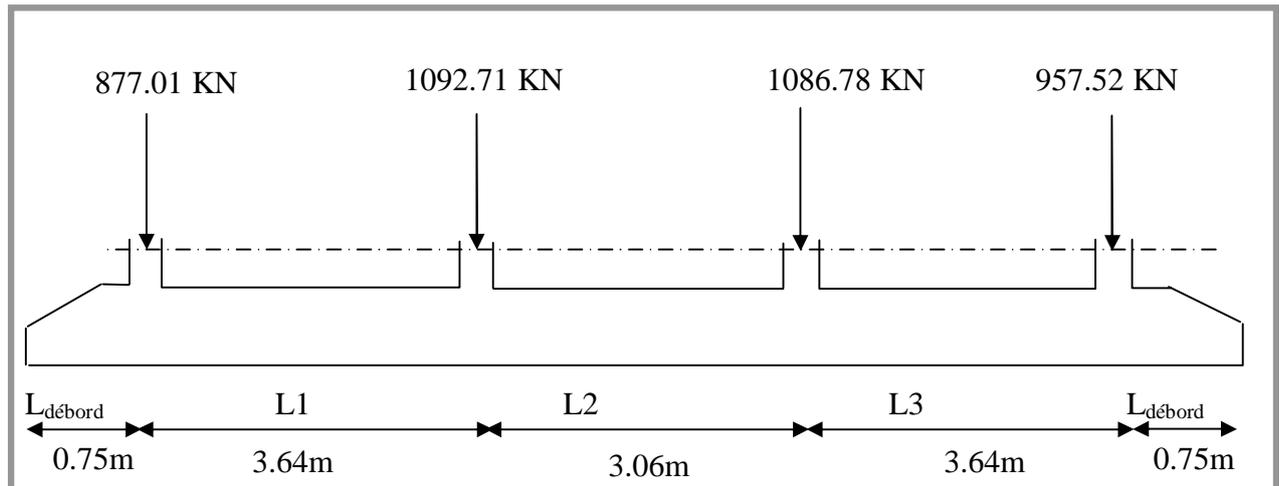


Figure VI. 14. Semelle filante SFP2.

❖ Dimensionnement de la semelle filante sous poteau SFP2:

La surface nécessaire de la semelle filante pour reprendre la totalité des efforts lui revenant

$$\text{est : } S_{\text{semelle}} = \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{semelle}} = \frac{4014.02}{150} = 26.76 \text{ m}^2$$

La longueur totale de la semelle filante est donnée par :

$$L = L1 + L2 + L3 + (2 * L_{\text{débord}})$$

Nous avons prévu un débord de 0,75 m à partir du nu du poteau.

$$L = (2 * 3,64) + 3,06 + (2 * 0,75) \Rightarrow \mathbf{L = 11.84 \text{ m}}$$

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante : $B \geq \frac{S_{\text{semelle}}}{L}$

$$\text{Donc : } B \geq \frac{26.76}{11.84} = 2.26\text{m} \Rightarrow \text{on prend } B = 2,50 \text{ m}$$

Hauteur de la semelle filante h : La hauteur de la semelle est donnée par la relation suivante :

$$h = d + 0,05 \quad \text{Avec: } d = \frac{B-b}{4}$$

B : la largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$d = \frac{2,50 - 0,40}{4} = 0,53\text{m} \Rightarrow \text{on prend } h = 0,60 \text{ m}$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. 14. Dimensions des semelles filantes.

N(KN)	L(m)	B(m)	h(m)
4014.02	11.84	2,50	0,60

❖ *Vérification des semelles filantes*

➤ **Vérification au poinçonnement :** CBA 93 (Art A.5.2.4.2)

$$N_u \leq 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime sous le poteau le plus sollicité.

h : l'épaisseur totale de la dalle.

U_c : le périmètre $\Rightarrow \mu_c = (a + b + 2h) * 2$

Avec : a et b : les dimensions du poteau.

h : la hauteur de la semelle.

Le tableau suivant résume les résultats t :

Tableau VI.2. 15. Vérification de la semelle filante au poinçonnement.

a(m)	b(m)	h(m)	μ_c (m)	$0,045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	N_u (KN)	Condition
0,40	0,40	0,60	4,00	1800	1511,04	vérifiée

❖ *Vérification des contraintes à ELS :*

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{max, min} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} * \frac{L}{2}$$

$$N = \sum N_i$$

$$M = \sum N_i * e_i + \sum M_i$$

e_i : Distance entre l'axe du poteau et le centre de gravité de la semelle filante.

σ_{moy} : Contrainte moyenne du sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$

S : Section de la semelle filante.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau

Tableau VI.2. 16. Vérification des contraintes de la semelle filante.

N (KN)	S (m ²)	M (KN*m)	I (m ⁴)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	Condition
4014.02	29.60	447.19	345.79	143.26	127.95	139.43	150	vérifiée

❖ **Ferraillage Des Semelles Filantes sous poteaux :**

➤ **Calcul des armatures sens transverses :**

Le ferraillage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU :

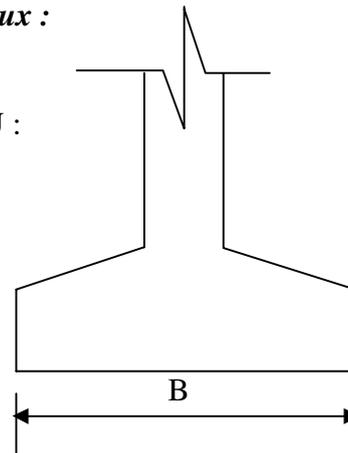
$$A_x = \frac{N_u (A - a)}{8 d \overline{\sigma}_{su}}$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} * B$$

$$N_u = \sum N_i = 5725,61 \text{ KN.}$$

$$A_x = \frac{N_u (A - a)}{8 d \overline{\sigma}_{su}} = \frac{5725,61 * (250 - 40)}{8 * 55 * 348 * 10^{-1}} = 78,53 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} * B = \frac{78,53}{4} * 2,50 = 49,08 \text{ cm}^2$$



1. **Vérification condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 2(\text{cm}^2 / \text{ml}) * A(\text{m}) \text{ , Avec } A: \text{ la largeur de la semelle}$$

$$A_{\min} = 2(\text{cm}^2 / \text{ml}) * 2,50 = 5,00 \text{ cm}^2$$

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. 17. Récapitulatif du ferraillage des semelles filantes.

$A_x (\text{cm}^2) / \text{ml}$	Choix	$A_x \text{ adopté} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$	$A_y (\text{cm}^2) / \text{ml}$	choix	$A_y \text{ adopté} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
31.41	10HA20	31.42	10	19.63	10HA16	20.11	10

❖ **Dimensionnement de la nervure :**

On ferraile une section en T, dont les dimensions sont les suivantes :

$$e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \quad \Rightarrow e = 7,5 \text{ cm}$$

$$h_t = 60 \text{ cm} ; e = 7,5 \text{ cm} ; d = 55 \text{ cm}$$

Calcul de b_0 :

$$b_0 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

$$b_0 \leq \left(\frac{400}{2}; \frac{306}{10}\right) = 30,6 \text{ cm}$$

Donc $b_0 = 30 \text{ cm}$

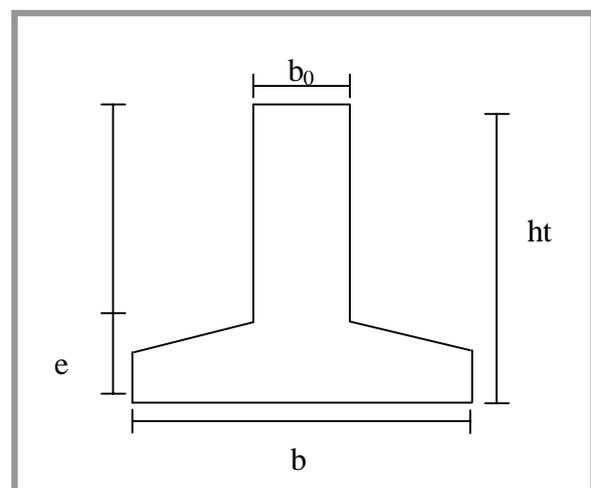


Figure VI. 15. Section de la nervure.

❖ Calcul des armatures du libage (nervure) :

Le longitudinale se fait en considérant une poutre en T renversée appuyée sur les poteaux et sollicitée par la réaction du sol.

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal sur appuis et en travée.

- Calcul de la charge uniforme :

$$q_u = \sigma_{moy} * B \Rightarrow q_u = 139.43 * 2.5 = 348.58KN / ml$$

➤ Détermination des moments (RDM6) :

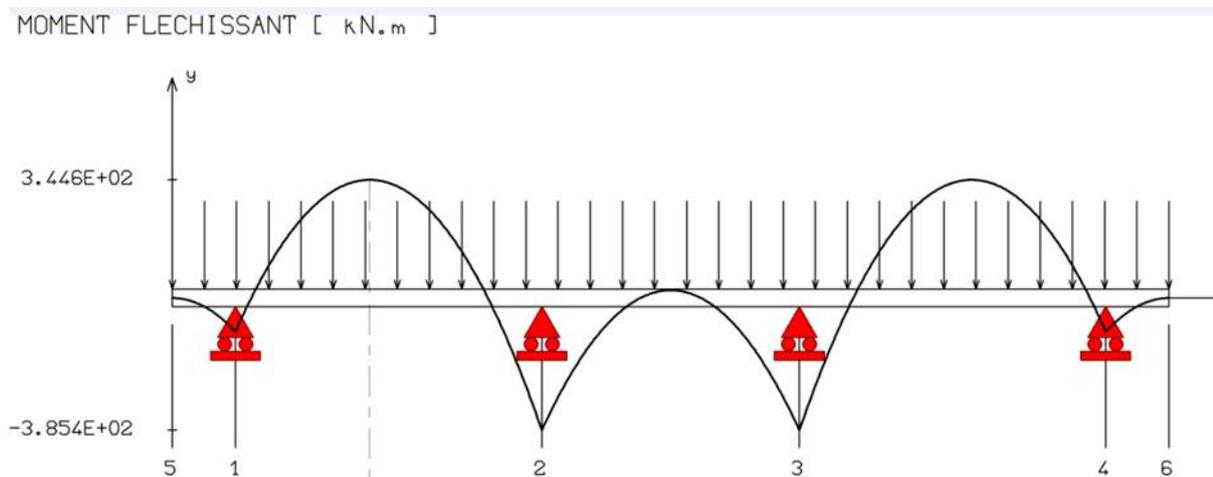


Figure VI. 16. Diagramme des moments fléchissant des semelles filantes sous poteaux.

➤ Calcul à l'ELU :

La position de l'axe neutre α_0 :

$$\alpha_0 = \frac{e}{d} \Rightarrow \alpha_0 = \frac{7.5}{55} = 0.136$$

- Le moment réduit μ_0 ; Si :

$$0 \leq \alpha_0 \leq 0,166 \Rightarrow \mu_0 = \frac{5\alpha_0^2(4-12\alpha_0+3\alpha_0^2)}{4(1-\alpha_0)^2}$$

$$0,167 \leq \alpha_0 \leq 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 1,14\alpha_0 - 0,57\alpha_0^2 - 0,07$$

$$\alpha_0 \geq 0,259 \Rightarrow \mu_0 = 0,8\alpha_0(1-0,4\alpha_0)$$

Dans notre cas on a : $0 \leq \alpha_0 = 0,136 \leq 0.166$

$$\mu_0 = \frac{5 * (0.136)^2 * (4 - (12 * 0.136) + (3 * 0.136^2))}{4 * (1 - 0.136)^2} = 0.075 \Rightarrow \mu_0 = 0,075$$

– Le moment repris par la table de compression M_t :

$$M_t = \mu_0 * b * d^2 * f_{bc} \Rightarrow M_t = 0,075 * 2.5 * (0,55)^2 * 14,2 * 10^3 = 805.41KN.m$$

$M_t = 805.41KN.m > M_u = 344.60KN.m \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Le calcul se fait comme une section rectangulaire (b*h).

Moment fléchissant en travée $M_t = 344.60KN * m$

Moment fléchissant en appui $M_a = -385.40KN * m$

✓ **Calcul en travée:** $M_t = 344.60KN * m$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{344.60 * 10^3}{100 * 55^2 * 14,2} = 0.08 \qquad \mu_b = 0,08 \Rightarrow \beta = 0,958$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{344.60 * 10^3}{0,958 * 55 * 348} = 18.79 cm^2$$

✓ **Calcul en appuis:** $M_a = -385.40KN * m$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{385.40 * 10^3}{30 * 55^2 * 14,2} = 0.30 \qquad \mu_b = 0,30 \Rightarrow \beta = 0,816$$

$$\mu_b < 0,391 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta * d * \bar{\sigma}_{st}} = \frac{385.40 * 10^3}{0,816 * 55 * 348} = 24.68cm^2$$

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau.

Tableau VI.2. 18. Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

	$M (KN.m)$	$A_{calculé} (cm^2)$	$A_{adopté}$	Choix/ml	St (cm)
<i>travée</i>	344.60	18.79	18.90	6HA20	10
<i>appui</i>	385.40	24.68	31.40	15HA16	10

Schéma de ferrailage :

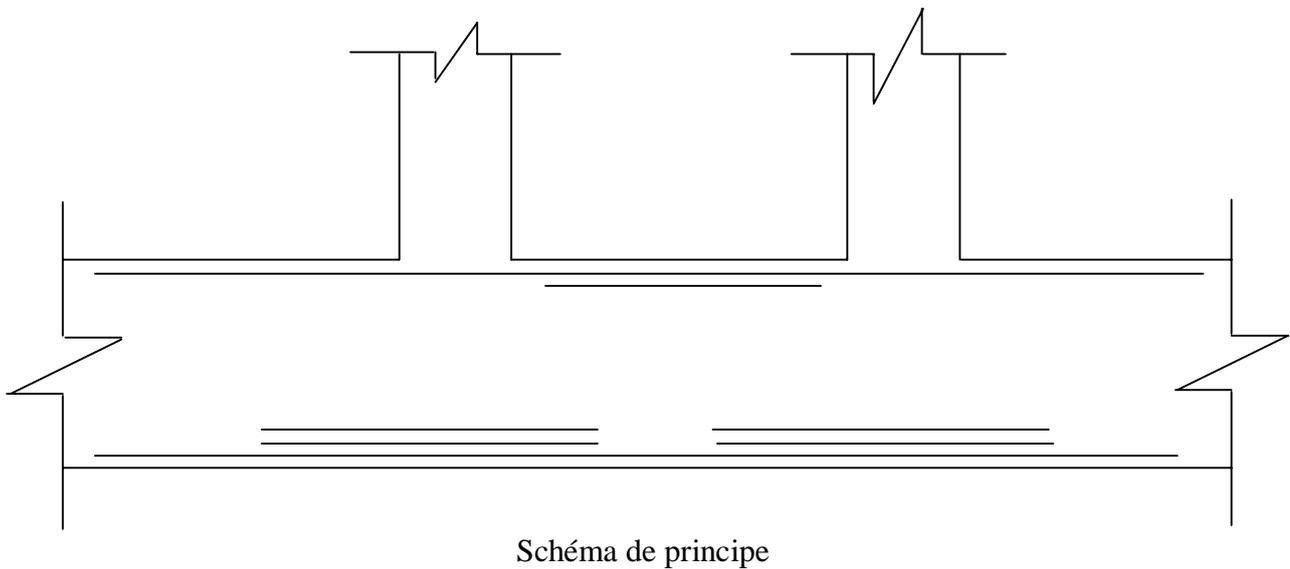
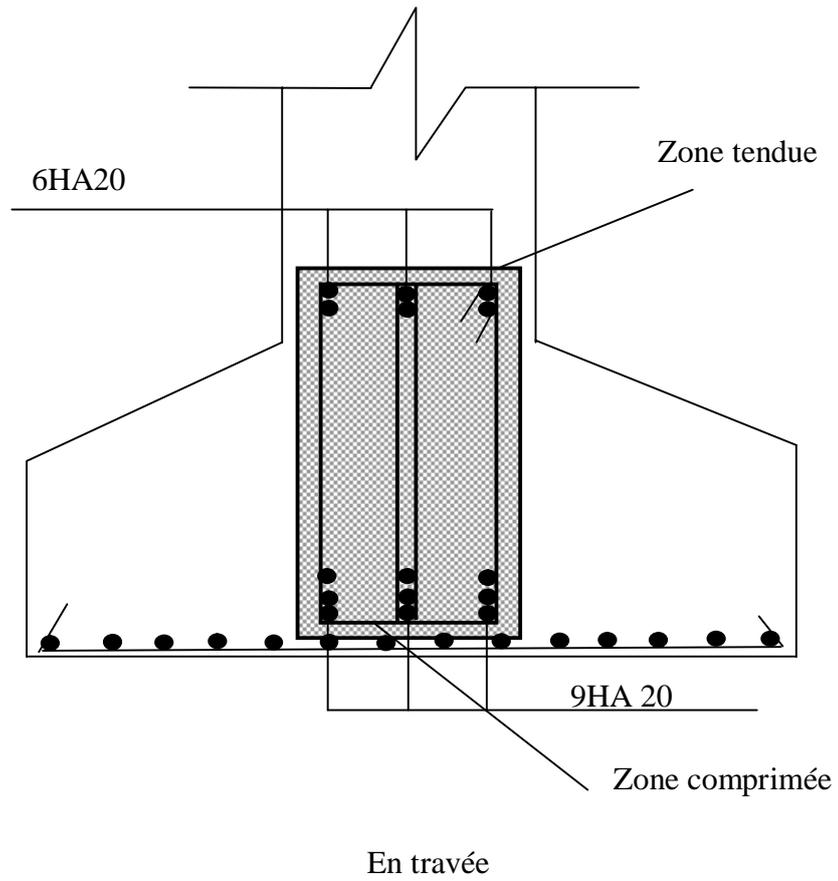


Figure VI. 17. Ferrailage semelle filante sous poteaux.

c) Semelles filantes sous voiles SFV1:

$$M_u = 28.82KN * m \quad ; \quad N_u = 2658.69KN$$

$$M_{ser} = 20.73KN * m \quad ; \quad N_{ser} = 1943.19KN$$

❖ **Dimensionnement de la semelle:**

✓ **Largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{1943.19}{150 * 27.02} = 0.48m$$

Donc on prend $B = 2.50 m$

✓ **Hauteur de la semelle filante h :**

La hauteur de la semelle est donnée par la relation suivante :

$$h = d + 0,05 \quad \text{Avec:} \quad d = \frac{B-b}{4}$$

B : la largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$d = \frac{2.50 - 0,40}{4} = 0.53m \quad \Rightarrow \quad \text{on prend } h = 0.60 m$$

Les résultats sont mentionnés dans le tableau:

Tableau VI.2.18. Dimensions des semelles filantes

N(KN)	L(m)	B(m)	h(m)
1943.19	27,02	2.50	0.60

❖ **Vérification des semelles filantes**

➤ **Vérification au poinçonnement :** CBA 93 (Art A.5.2.4.2)

$$\tau = \frac{P_1}{2h} \leq \tau_{lim} = 0.045 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec: } P_1 = N_u \left(1 - \frac{\left(a + \frac{5h}{3} \right)}{B} \right)$$

N_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h : l'épaisseur de la semelle.

B : largeur de la semelle.

a : l'épaisseur de voile.

Le tableau suivant résume les résultats pour l'ensemble des semelles filantes :

Tableau VI.2.19. Vérification des semelles filantes au poinçonnement.

$a(m)$	$h(m)$	$N_u (KN)$	$P_1 (KN/m)$	$\tau (MPa)$	$\tau_{lim} (MPa)$	Condition
0.20	0.60	521.48	271.17	225.97	750	vérifiée

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{A * B} \left(1 - \frac{6e_0}{L} \right)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A * B} \left(1 + \frac{6e_0}{L} \right)$$

Avec $e_0 = \frac{M}{N}$

σ_{moy} : Contrainte moyenne du sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2$

A : Largeur de la semelle filante.

Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2.20. Vérification des contraintes de la semelle filante.

N (KN)	A (m)	M (KN*m)	L (m)	e (m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	Condition
381.03	2.5	20.73	27.0	0.05	61.69	60.23	61,34	150	vérifiée

❖ **Ferraillage Des Semelles Filantes :**

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferraillage se calcul par la méthode des bielles à l'ELU :

$$\begin{cases} A_x = \frac{N_u (A - a)}{8d \sigma_{su}} & \text{Perpediculairement au mur.} \\ A_y = \frac{A_x}{4} * B & \text{Parrallelement au mur.} \end{cases}$$

$$N_u = 2658.69 \text{ KN}$$

$$A_x = \frac{N_u (A - a)}{8 d \sigma_{su}} = \frac{2658.69 * (250 - 20)}{8 * 55 * 348 * 10^{-1}} = 39.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_y = \frac{A_x * B}{4} = \frac{39.94}{4} * 2,50 = 24.96 \text{ cm}^2$$

1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 2(\text{cm}^2 / \text{ml}) * A \text{ , Avec } A : \text{la largeur de la semelle}$$

$$A_{\min} = 2(\text{cm}^2 / \text{ml}) * 2,00 = 4,00 \text{ cm}^2$$

Les résultats calculés sont représentés dans le tableau:

Tableau VI.2.21. Récapitulatif du ferrailage des semelles filantes.

$A_x (\text{cm}^2) / \text{ml}$	Choix	$A_{x \text{ adopté}} (\text{cm}^2) / \text{ml}$	$S_t (\text{cm})$	$A_y (\text{cm}^2)$	choix	$A_{y \text{ adopté}} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
39.94	13HA20	44.18	7.5	9.98	5HA16	10.05	20

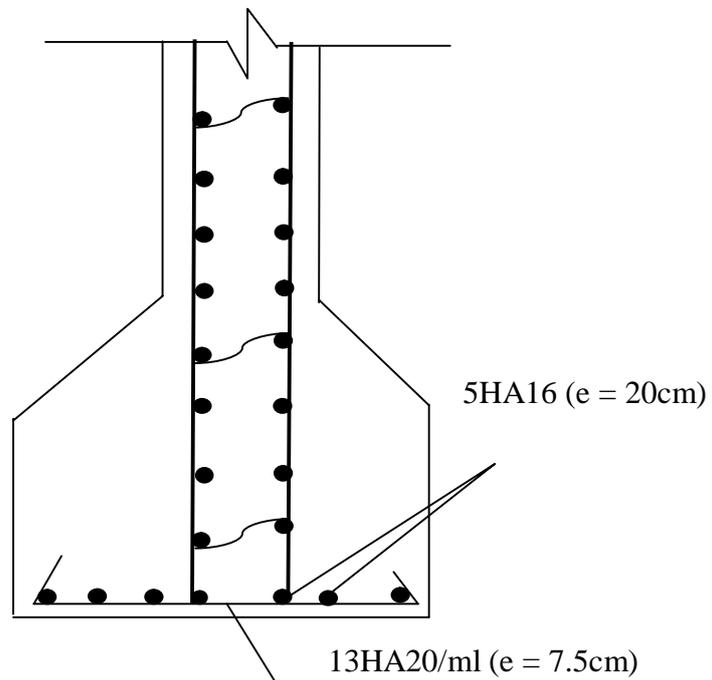


Figure VI. 18. Ferrailage semelle sous voile.

❖ Etude de la longrine :

a) Introduction :

Les longrines ont pour rôle de :

- chaîner les semelles entre elles.
- empêcher le déplacement des semelles les unes par rapport aux autres.

D'après le **R.P.A 99 V2003**, le minimum pour les longrines est :

(25*30) cm² Site de catégorie S2, S3.

(30*30) cm² Site de catégorie S4.

Donc on va adopter une longrine de **(30*35) cm²**.

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force est égale à:

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN \quad RPA99/2003 \text{ (Art 10.1.1.b)}$$

N_u^{\max} : L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité ; $N_u^{\max} = 1511,04KN$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Site	Zone		
	I	II	III
S1	/	/	/
S2	/	15	12
S3	15	12	10
S4	12	10	8

Pour notre cas on a un site meuble (S3) et zone moyenne sismicité (IIa) donc on prend $\alpha = 12$.

$$F = \frac{1511,04}{12} = 125,92KN > 40KN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Calcul du ferrailage :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{su}} = \frac{125,92 * 10}{348} = 3,62cm^2$$

D'après RPA99/2003 : $A_{\min} = 0,6\% * b * h$

$$A_{\min} = 0,6\% * 35 * 35 = 6,3cm^2$$

Soit : **4HA12+4HA14 ; $A_s = 8,01cm^2$**

➤ **Armatures transversales :**

Elles doivent être telles que : $\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right) \Rightarrow \phi \leq \min\left(\frac{350}{35}, \frac{300}{10}, 14\right) \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm}$

On adoptera un cadre et une épingle en ($\phi 8$).

L'espacement entre les armatures transversales est :

$$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi_l) \Rightarrow S_t = (20\text{cm}, 21\text{cm})$$

On adoptera : $S_t = 15\text{cm}$.

1) **Schéma de ferrailage :**

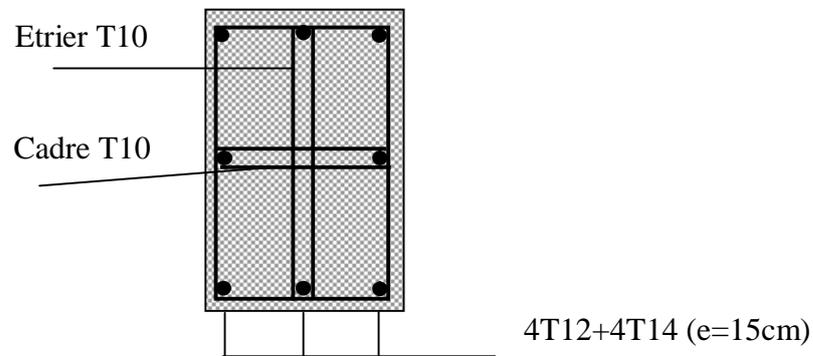


Figure VI. 19. Ferrailage de la longrine de la semelle filante.



CONCLUSION



Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidés à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de **Master**, d'approfondir nos connaissances nous basant sur les documents techniques, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Pour avoir un bon comportement de la structure et limiter les effets de la torsion accidentelle, **plusieurs dispositions** de voiles de contreventement ont été testées (avec introduction des escaliers dans la modélisation de la structure) dans le but d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant, et une bonne répartition des charges entre portiques et voiles (interaction).

L'étude de la **réponse sismique**, particulièrement la recherche du **comportement dynamique** nous a conduit à dégager un certains nombres de conclusions dont les plus importantes sont :

- ☞ Le rôle très important que joue les dispositions constructives dans le comportement dynamique de la structure.
- ☞ L'emplacement des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations ; ils peuvent engendrer des modes de torsions non négligeables.
- ☞ La vérification de l'effort normal réduit conduit à l'augmentation de la section de certains poteaux (celle des poteaux centraux).
- ☞ La vérification des moments résistants en zones nodales évite le risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux (assurer leurs continuités et le maintien de la structure).
- ☞ La justification de l'interaction voiles-portiques quantifie l'effort tranchant repris par les voiles et ceux repris par les portiques. Elle permet de justifier le choix du système de contreventement mixte. Une bonne disposition peut s'avérer très économique.
- ☞ La vérification de la condition $P-\Delta$ (effets du second ordre) contribue à assurer la stabilité globale vis-à-vis des déplacements horizontaux.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.



BIBLIOGRAPHIE



DTR-BC.2. 41, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93).
.OPU,1994

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L. 91).Edition Eyrolles.

DTR-BC, 2.48, Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A. 99) OPU, 2000 et (R.P.A. 99/version2003).

Jean Pierre Mougin « Cours de béton armé ».Edition Eyrolles, 1997

M. Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ».Edition OPU, 1996

Albert FUENTES « Bâtiments en zone sismique ».

VICTOR DAVIDOVICI « Génie parasismique ».

Pierre CHARON « Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL83 ». Edition Eyrolles, 1986

DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU, 1989

DTR B.C.2.33.1 «Règles de calcul des fondations superficielles ». OPU, 1992

[*] : Jean Marie Husson « Etude des structures en béton ». Edition Casteilla.

Autres documents consultés :

- Cahiers de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.



ANNEXES



ANNEXE I

diagramme rectangulaire. Valeurs de α , β et $1000 \epsilon_s$ en fonction de μ
voir deuxième partie, chapitre II, section II.

μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$
0,240	0,3486	0,361	6,54	0,320	0,5000	0,809	3,500	0,400	0,6910	0,724	1,565				
0,242	0,3521	0,359	6,44	0,322	0,5041	0,798	3,443	0,402	0,6966	0,721	1,524				
0,244	0,3556	0,358	6,34	0,324	0,5083	0,797	3,385	0,404	0,7023	0,719	1,484				
0,246	0,3591	0,356	6,25	0,326	0,5126	0,795	3,328	0,406	0,7080	0,717	1,444				
0,248	0,3626	0,355	6,15	0,328	0,5169	0,793	3,271	0,408	0,7138	0,714	1,403				
0,250	0,3661	0,354	6,06	0,330	0,5211	0,792	3,214	0,410	0,7196	0,712	1,364				
0,252	0,3696	0,353	5,97	0,332	0,5254	0,790	3,162	0,412	0,7256	0,710	1,324				
0,254	0,3732	0,352	5,88	0,334	0,5297	0,788	3,107	0,414	0,7316	0,707	1,284				
0,256	0,3768	0,351	5,79	0,336	0,5341	0,786	3,053	0,416	0,7376	0,705	1,245				
0,258	0,3804	0,350	5,70	0,338	0,5385	0,785	3,000	0,418	0,7438	0,702	1,205				
0,260	0,3840	0,349	5,62	0,340	0,5429	0,783	2,947	0,420	0,7500	0,700	1,166				
0,262	0,3876	0,348	5,53	0,342	0,5474	0,781	2,894	0,422	0,7562	0,697	1,126				
0,264	0,3913	0,347	5,45	0,344	0,5518	0,779	2,843	0,424	0,7626	0,695	1,090				
0,266	0,3949	0,346	5,36	0,346	0,5563	0,777	2,792	0,426	0,7691	0,692	1,051				
0,268	0,3985	0,345	5,28	0,348	0,5608	0,776	2,741	0,428	0,7756	0,690	1,013				
0,270	0,4022	0,344	5,20	0,350	0,5654	0,774	2,690	0,430	0,7822	0,687	0,974				
0,272	0,4059	0,343	5,12	0,352	0,5699	0,772	2,641	0,432	0,7889	0,684	0,936				
0,274	0,4096	0,342	5,04	0,354	0,5745	0,770	2,592	0,434	0,7959	0,682	0,898				
0,276	0,4134	0,341	4,97	0,356	0,5791	0,768	2,544	0,436	0,8028	0,679	0,860				
0,278	0,4171	0,340	4,89	0,358	0,5838	0,766	2,495	0,438	0,8099	0,676	0,822				
0,280	0,4209	0,339	4,82	0,360	0,5885	0,765	2,447	0,440	0,8170	0,673	0,784				
0,282	0,4246	0,338	4,74	0,362	0,5933	0,763	2,399	0,442	0,8242	0,670	0,746				
0,284	0,4284	0,337	4,67	0,364	0,5981	0,761	2,352	0,444	0,8316	0,667	0,708				
0,286	0,4322	0,336	4,60	0,366	0,6029	0,759	2,305	0,446	0,8393	0,664	0,670				
0,288	0,4361	0,335	4,53	0,368	0,6078	0,757	2,258	0,448	0,8469	0,661	0,633				
0,290	0,4399	0,334	4,46	0,370	0,6126	0,755	2,212	0,450	0,8547	0,658	0,595				
0,292	0,4437	0,333	4,39	0,372	0,6175	0,753	2,168	0,452	0,8627	0,655	0,557				
0,294	0,4476	0,332	4,32	0,374	0,6225	0,751	2,123	0,454	0,8709	0,652	0,519				
0,296	0,4516	0,331	4,25	0,376	0,6275	0,749	2,078	0,456	0,8792	0,648	0,481				
0,298	0,4555	0,330	4,18	0,378	0,6325	0,747	2,034	0,458	0,8877	0,645	0,443				
0,300	0,4595	0,329	4,12	0,380	0,6376	0,745	1,990	0,460	0,8965	0,641	0,404				
0,302	0,4634	0,328	4,05	0,382	0,6427	0,743	1,946	0,462	0,9054	0,638	0,366				
0,304	0,4674	0,327	3,99	0,384	0,6479	0,741	1,902	0,464	0,9146	0,634	0,327				
0,306	0,4714	0,326	3,92	0,386	0,6531	0,739	1,859	0,466	0,9240	0,630	0,288				
0,308	0,4754	0,325	3,86	0,388	0,6584	0,737	1,816	0,468	0,9337	0,626	0,248				
0,310	0,4795	0,324	3,80	0,390	0,6637	0,735	1,773	0,470	0,9438	0,622	0,208				
0,312	0,4835	0,323	3,74	0,392	0,6691	0,733	1,731	0,472	0,9542	0,618	0,168				
0,314	0,4876	0,322	3,68	0,394	0,6745	0,730	1,689	0,474	0,9650	0,614	0,127				
0,316	0,4918	0,321	3,62	0,396	0,6799	0,728	1,648	0,476	0,9761	0,610	0,086				
0,318	0,4959	0,320	3,56	0,398	0,6854	0,726	1,607	0,478	0,9877	0,605	0,044				

Tableau 5 : Section rectangulaire en flexion simple, sans armatures comprimées,
Pour l'utilisation du tableau dans le cas de la section en T,

μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$	μ	α	β	$1000 \epsilon_s$
0,060	0,0000	1,000	10	0,160	0,2193	0,912	10	0,260	0,3840	0,846	10
0,062	0,0025	0,999	10	0,162	0,2223	0,911	10	0,262	0,3876	0,845	10
0,064	0,0050	0,998	10	0,164	0,2253	0,910	10	0,264	0,3913	0,843	10
0,066	0,0075	0,997	10	0,166	0,2284	0,909	10	0,266	0,3949	0,842	10
0,068	0,0100	0,996	10	0,168	0,2314	0,907	10	0,268	0,3985	0,841	10
0,070	0,0126	0,995	10	0,170	0,2345	0,906	10	0,270	0,4022	0,839	10
0,072	0,0151	0,994	10	0,172	0,2376	0,905	10	0,272	0,4059	0,838	10
0,074	0,0176	0,993	10	0,174	0,2406	0,904	10	0,274	0,4096	0,836	10
0,076	0,0201	0,992	10	0,176	0,2438	0,902	10	0,276	0,4134	0,835	10
0,078	0,0227	0,991	10	0,178	0,2469	0,901	10	0,278	0,4171	0,833	10
0,080	0,0252	0,990	10	0,180	0,2500	0,900	10	0,280	0,4209	0,832	10
0,082	0,0279	0,989	10	0,182	0,2531	0,899	10	0,282	0,4246	0,830	10
0,084	0,0304	0,988	10	0,184	0,2562	0,898	10	0,284	0,4284	0,829	10
0,086	0,0330	0,987	10	0,186	0,2594	0,896	10	0,286	0,4322	0,827	10
0,088	0,0355	0,986	10	0,188	0,2626	0,895	10	0,288	0,4361	0,826	10
0,090	0,0381	0,985	10	0,190	0,2658	0,894	9,67	0,290	0,4399	0,824	10
0,092	0,0406	0,984	10	0,192	0,2689	0,892	9,52	0,292	0,4437	0,823	10
0,094	0,0432	0,983	10	0,194	0,2721	0,891	9,36	0,294	0,4476	0,821	10
0,096	0,0459	0,982	10	0,196	0,2753	0,890	9,21	0,296	0,4516	0,819	10
0,098	0,0485	0,981	10	0,198	0,2785	0,889	9,07	0,298	0,4555	0,818	10
0,100	0,0510	0,980	10	0,200	0,2818	0,887	8,92	0,300	0,4595	0,816	10
0,102	0,0536	0,979	10	0,202	0,2850	0,886	8,78	0,302	0,4634	0,815	10
0,104	0,0562	0,978	10	0,204	0,2882	0,885	8,64	0,304	0,4674	0,813	10
0,106	0,0589	0,976	10	0,206	0,2915	0,883	8,51	0,306	0,4714	0,811	10
0,108	0,0615	0,975	10	0,208	0,2948	0,882	8,37	0,308	0,4754	0,810	10
0,110	0,0641	0,974	10	0,210	0,2980	0,881	8,24	0,310	0,4795	0,808	10
0,112	0,0667	0,973	10	0,212	0,3013	0,879	8,12	0,312	0,4835	0,807	10
0,114	0,0694	0,972	10	0,214	0,3046	0,878	7,99	0,314	0,4876	0,805	10
0,116	0,0721	0,971	10	0,216	0,3079	0,877	7,87	0,316	0,4918	0,803	10
0,118	0,0747	0,970	10	0,218	0,3112	0,876	7,75	0,318	0,4959	0,802	10
0,120	0,0774	0,969	10	0,220	0,3146	0,874	7,63	0,320	0,4995	0,801	10
0,122	0,0801	0,968	10	0,222	0,3179	0,873	7,51	0,322	0,5035	0,800	10
0,124	0,0828	0,967	10	0,224	0,3212	0,872	7,40	0,324	0,5076	0,799	10
0,126	0,0854	0,966	10	0,226	0,3246	0,870	7,28	0,326	0,5118	0,797	10
0,128	0,0881	0,965	10	0,228	0,3280	0,869	7,17	0,328	0,5161	0,796	10
0,130	0,0907	0,964	10	0,230	0,3315	0,867	7,06	0,330	0,5204	0,795	10
0,132	0,0935	0,963	10	0,232	0,3349	0,866	6,95	0,332	0,5248	0,794	10
0,134	0,0962	0,962	10	0,234	0,3383	0,865	6,85	0,334	0,5293	0,793	10
0,136	0,0989	0,960	10	0,236	0,3417	0,863	6,74	0,336	0,5338	0,792	10
0,138	0,1016	0,959	10	0,238	0,3451	0,862	6,64	0,338	0,5384	0,791	10

ANNEXE II

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^3 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.47	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE III

Tableau 3 : Sections des barres (en cm²) en fonction de l'écartement et du diamètre, pour 1 m de largeur de dalle.

Ecartement des barres (cm)	Diamètre nominal des barres (mm)						
	6	8	10	12	14	16	20
7,0	4,04	7,18	11,22	16,16	21,99	28,73	44,87
7,5	3,77	6,70	10,47	15,08	20,52	26,81	41,88
8,0	3,53	6,28	9,82	14,14	19,24	25,14	39,26
8,5	3,33	5,91	9,24	13,31	18,11	23,66	36,95
9,0	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	34,90
9,5	2,98	5,29	8,27	11,90	16,20	21,17	33,06
10,0	2,83	5,02	7,85	11,31	15,39	20,10	31,41
10,5	2,69	4,79	7,48	10,77	14,66	19,15	29,91
11,0	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	28,55
11,5	2,46	4,37	6,83	9,84	13,39	17,49	27,31
12,0	2,36	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76	26,17
12,5	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13
13,0	2,17	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	24,16
13,5	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	14,90	23,27
14,0	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	22,44
14,5	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	21,66
15,0	1,89	3,35	5,24	7,54	10,26	13,41	20,94
15,5	1,82	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97	20,27
16,0	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	19,64
16,5	1,71	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19	19,04
17,0	1,66	2,96	4,62	6,65	9,05	11,83	18,48
17,5	1,62	2,87	4,49	6,46	8,79	11,49	17,95
18,0	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	17,46
18,5	1,53	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87	16,94
19,0	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58	16,54
19,5	1,45	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31	16,11
20,0	1,41	2,51	3,92	5,65	7,69	10,05	15,70

ANNEXE IV

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR.

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9176
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

ANNEXE V

Tableau 10-IX : Dimensionnement des aciers à l'ELS lorsque la contrainte de flexion est la plus défavorable

Perçage 45

$$u = \frac{30 M_{scr}}{b d^2 \sigma_s} - \alpha = \frac{y}{d} - \rho = \frac{\Lambda_s}{b d} - k = \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

u	α	1000 ρ	k	u	α	1000 ρ	k	u	α	1000 ρ	k
0,02	0,1346	0,698	0,0104	0,82	0,6240	34,51	0,1106	1,62	0,7434	71,79	0,1931
0,04	0,1863	1,422	0,0153	0,84	0,6284	35,42	0,1127	1,64	0,7454	72,74	0,1952
0,06	0,2243	2,162	0,0193	0,86	0,6327	36,33	0,1148	1,66	0,7474	73,69	0,1972
0,08	0,2552	2,915	0,0228	0,88	0,6369	37,24	0,1169	1,68	0,7493	74,64	0,1992
0,10	0,2816	3,679	0,0261	0,90	0,6410	38,15	0,1190	1,70	0,7512	75,60	0,2013
0,12	0,3047	4,452	0,0292	0,92	0,6450	39,07	0,1211	1,72	0,7531	76,55	0,2033
0,14	0,3255	5,235	0,0322	0,94	0,6489	39,98	0,1232	1,74	0,7549	77,50	0,2053
0,16	0,3443	6,025	0,0350	0,96	0,6527	40,90	0,1253	1,76	0,7567	78,46	0,2074
0,18	0,3615	6,822	0,0377	0,98	0,6565	41,82	0,1274	1,78	0,7585	79,41	0,2094
0,20	0,3774	7,626	0,0404	1,00	0,6601	42,74	0,1295	1,80	0,7603	80,37	0,2114
0,22	0,3922	8,436	0,0430	1,02	0,6637	43,66	0,1316	1,82	0,7620	81,32	0,2134
0,24	0,4060	9,252	0,0456	1,04	0,6672	44,58	0,1336	1,84	0,7637	82,28	0,2155
0,26	0,4190	10,07	0,0481	1,06	0,6706	45,51	0,1357	1,86	0,7654	83,24	0,2175
0,28	0,4313	10,90	0,0506	1,08	0,6739	46,43	0,1378	1,88	0,7671	84,19	0,2195
0,30	0,4428	11,73	0,0530	1,10	0,6772	47,36	0,1399	1,90	0,7687	85,15	0,2215
0,32	0,4538	12,57	0,0554	1,12	0,6804	48,28	0,1419	1,92	0,7703	86,11	0,2236
0,34	0,4642	13,41	0,0578	1,14	0,6835	49,21	0,1440	1,94	0,7719	87,07	0,2256
0,36	0,4742	14,25	0,0601	1,16	0,6866	50,14	0,1461	1,96	0,7735	88,03	0,2276
0,38	0,4837	15,10	0,0624	1,18	0,6896	51,07	0,1481	1,98	0,7750	88,99	0,2296
0,40	0,4927	15,95	0,0648	1,20	0,6926	52,01	0,1502	2,00	0,7765	89,95	0,2317
0,42	0,5014	16,81	0,0670	1,22	0,6955	52,94	0,1522	2,02	0,7780	90,91	0,2337
0,44	0,5098	17,67	0,0693	1,24	0,6983	53,87	0,1543	2,04	0,7795	91,87	0,2357
0,46	0,5178	18,53	0,0716	1,26	0,7011	54,81	0,1564	2,06	0,7810	92,83	0,2377
0,48	0,5255	19,40	0,0738	1,28	0,7039	55,74	0,1584	2,08	0,7824	93,80	0,2398
0,50	0,5329	20,27	0,0761	1,30	0,7065	56,68	0,1605	2,10	0,7839	94,76	0,2418
0,52	0,5401	21,14	0,0783	1,32	0,7091	57,62	0,1625	2,12	0,7853	95,72	0,2438
0,54	0,5470	22,01	0,0805	1,34	0,7117	58,56	0,1646	2,14	0,7867	96,69	0,2458
0,56	0,5536	22,89	0,0827	1,36	0,7142	59,50	0,1666	2,16	0,7880	97,65	0,2478
0,58	0,5601	23,77	0,0849	1,38	0,7167	60,44	0,1687	2,18	0,7894	98,61	0,2499
0,60	0,5663	24,65	0,0871	1,40	0,7191	61,38	0,1707	2,20	0,7907	99,58	0,2519
0,62	0,5724	25,54	0,0892	1,42	0,7215	62,32	0,1727	2,22	0,7920	100,5	0,2539
0,64	0,5782	26,43	0,0914	1,44	0,7239	63,27	0,1748	2,24	0,7933	101,5	0,2559
0,66	0,5839	27,32	0,0936	1,46	0,7262	64,21	0,1768	2,26	0,7946	102,5	0,2579
0,68	0,5894	28,21	0,0957	1,48	0,7285	65,15	0,1789	2,28	0,7959	103,4	0,2599
0,70	0,5948	29,10	0,0979	1,50	0,7307	66,10	0,1809	2,30	0,7971	104,4	0,2620
0,72	0,6000	30,00	0,1000	1,52	0,7329	67,05	0,1830	2,32	0,7984	105,4	0,2640
0,74	0,6051	30,90	0,1021	1,54	0,7351	67,99	0,1850	2,34	0,7996	106,3	0,2660
0,76	0,6100	31,80	0,1043	1,56	0,7372	68,94	0,1870	2,36	0,8008	107,3	0,2680
0,78	0,6148	32,70	0,1064	1,58	0,7393	69,89	0,1891	2,38	0,8020	108,3	0,2700
0,80	0,6194	33,61	0,1085	1,60	0,7414	70,84	0,1911	2,40	0,8032	109,2	0,2720

ANNEXE VI

$\rho = 0,9$

$\frac{y}{h}$ \ $\frac{2L}{h}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
<i>Valeurs de M_1</i>	0,0	—	0,254	0,187	0,154	0,131	0,115	0,102	0,090	0,081	0,073	0,067
	0,1	0,302	0,235	0,183	0,152	0,130	0,114	0,101	0,089	0,080	0,073	0,067
	0,2	0,260	0,214	0,175	0,148	0,128	0,112	0,099	0,088	0,079	0,072	0,066
	0,3	0,227	0,196	0,164	0,142	0,124	0,109	0,097	0,086	0,078	0,070	0,065
	0,4	0,202	0,178	0,153	0,134	0,118	0,105	0,093	0,083	0,075	0,068	0,063
	0,5	0,181	0,160	0,141	0,126	0,113	0,100	0,089	0,080	0,073	0,066	0,060
	0,6	0,161	0,146	0,130	0,118	0,106	0,095	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057
	0,7	0,144	0,133	0,121	0,110	0,098	0,088	0,079	0,072	0,065	0,058	0,054
	0,8	0,132	0,123	0,113	0,102	0,092	0,083	0,074	0,067	0,061	0,055	0,049
	0,9	0,122	0,114	0,103	0,093	0,084	0,076	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046
	1,0	0,112	0,102	0,093	0,084	0,075	0,068	0,062	0,057	0,051	0,046	0,042
<i>Valeurs de M_2</i>	0,0	—	0,310	0,200	0,167	0,149	0,134	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081
	0,1	0,253	0,208	0,173	0,151	0,136	0,123	0,110	0,099	0,089	0,081	0,074
	0,2	0,202	0,175	0,152	0,137	0,123	0,110	0,100	0,089	0,082	0,074	0,067
	0,3	0,167	0,150	0,135	0,123	0,110	0,099	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061
	0,4	0,143	0,132	0,122	0,110	0,098	0,088	0,081	0,074	0,067	0,061	0,056
	0,5	0,128	0,118	0,108	0,097	0,088	0,080	0,073	0,067	0,062	0,056	0,051
	0,6	0,114	0,106	0,096	0,087	0,079	0,073	0,067	0,062	0,056	0,052	0,047
	0,7	0,102	0,094	0,086	0,078	0,073	0,067	0,062	0,057	0,052	0,047	0,043
	0,8	0,090	0,083	0,077	0,072	0,066	0,062	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038
	0,9	0,081	0,076	0,071	0,066	0,061	0,056	0,052	0,047	0,043	0,038	0,034
	1,0	0,073	0,069	0,065	0,060	0,055	0,050	0,047	0,043	0,038	0,034	0,030

ANNEXE VII

PRESENTATION DE LOGICIEL ETABS

❖ Introduction

On dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F) et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif, la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est à dire en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

❖ Concept de base de la M.E.F

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans «la théorie des poutres » pour chaque type d'élément, (une fonction forme) fonction de déformation de la forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être divisée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnues les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

❖ Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

❖ Rappel (terminologie)

Nom du program: Extended Analysis of Building Systems

Version : 9.7.0

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Élément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed Loads: point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel: acier

Frame section : coffrage

Column: poteau

Beam : poutre

❖ Manuel d'utilisation de L'ETABS

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.7.0.

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



❖ Étapes de modélisation

Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

Choix des unités :

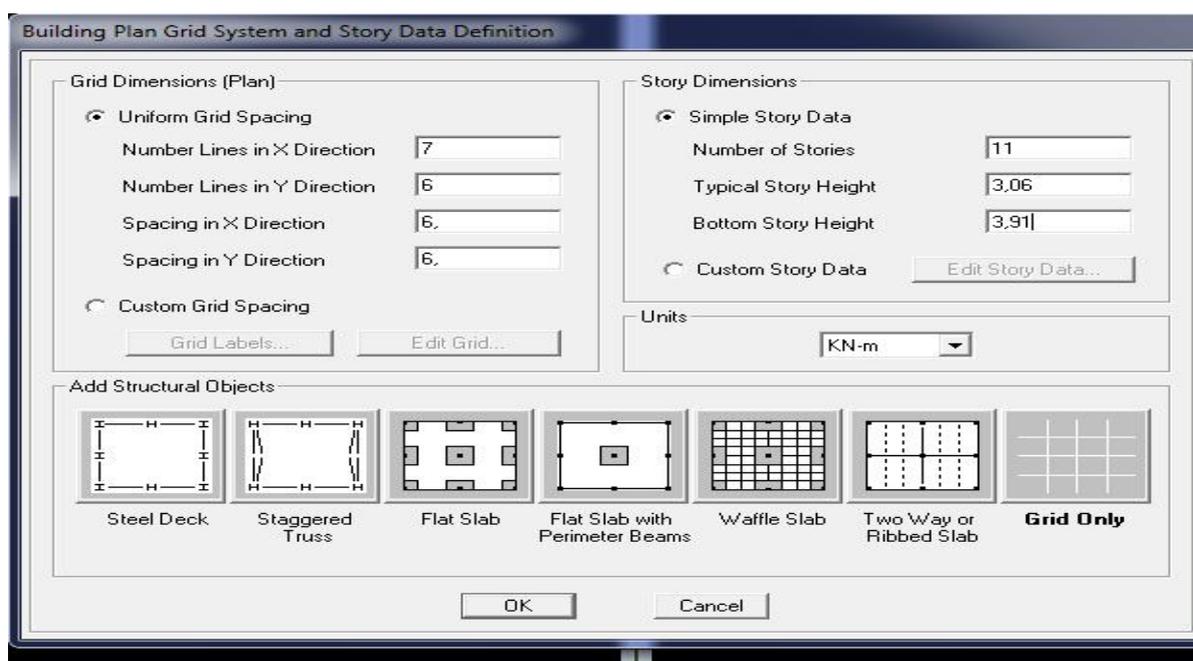
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements :



Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File puis New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.



Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On clique sur le bouton droit de la souris.
- On introduit les distances cumulées puis on clique sur ok
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit Story Data.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0,	Primary	Show	Top	
2	A'	0,95	Primary	Show	Top	
3	A''	1,25	Primary	Show	Top	
4	B	2,8	Primary	Show	Top	
5	B'	4,9	Primary	Hide	Top	
6	C	5,5	Primary	Show	Top	
7	BV	5,67	Primary	Hide	Top	
8	B2	6,1	Primary	Hide	Top	
9	B1	7,65	Primary	Hide	Top	
10	D	9,3	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1		-1,5	Primary	Hide	Left	
2	1	0,	Primary	Show	Left	
3	1'	1,3	Primary	Hide	Left	
4	1-1	1,475	Primary	Hide	Left	
5	1-2	2,275	Primary	Hide	Left	
6	2	3,75	Primary	Show	Left	
7	3	6,95	Primary	Show	Left	
8	3'	7,7	Primary	Hide	Left	
9	3''	8,	Primary	Hide	Left	
10	assy1	8,3	Primary	Hide	Left	

Units: KN-m

Display Grids as: Ordinates Spacing

Hide All Grid Lines

Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1,25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3,06	35,87	Yes		No	0,
11	STORY10	3,06	32,81	No	STORY11	No	0,
10	STORY9	3,06	29,75	No	STORY11	No	0,
9	STORY8	3,06	26,69	No	STORY11	No	0,
8	STORY7	3,06	23,63	No	STORY11	No	0,
7	STORY6	3,06	20,57	No	STORY11	No	0,
6	STORY5	3,06	17,51	No	STORY11	No	0,
5	STORY4	3,06	14,45	No	STORY11	No	0,
4	STORY3	3,74	11,39	No	STORY11	No	0,
3	STORY2	3,74	3500000000000	No	STORY11	No	0,
2	STORY1	3,91	3100000000000	No	STORY11	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height: 3,06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

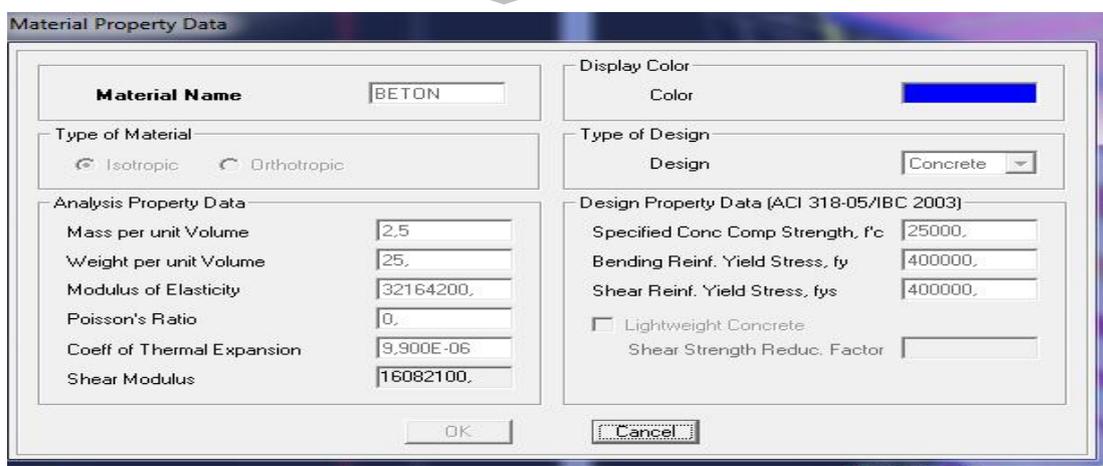
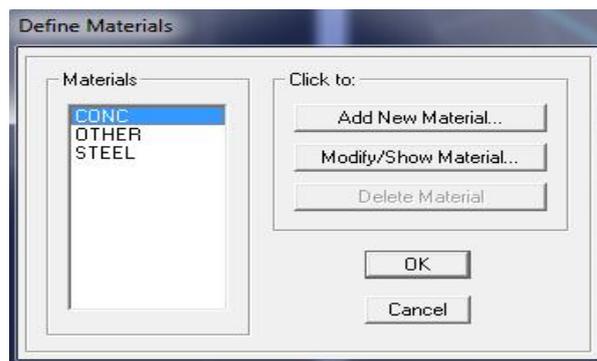
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

Deuxième étape

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** on sélectionne le matériau CONC et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

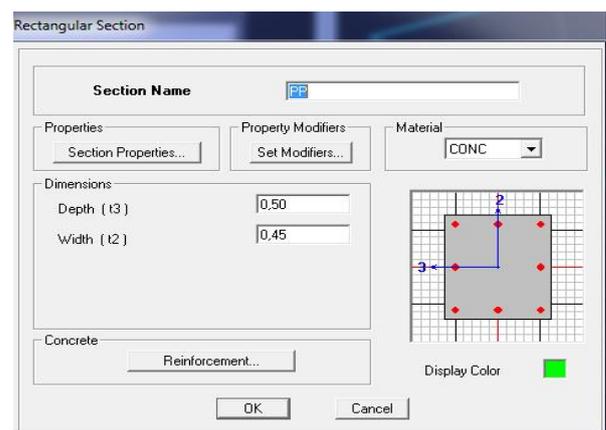
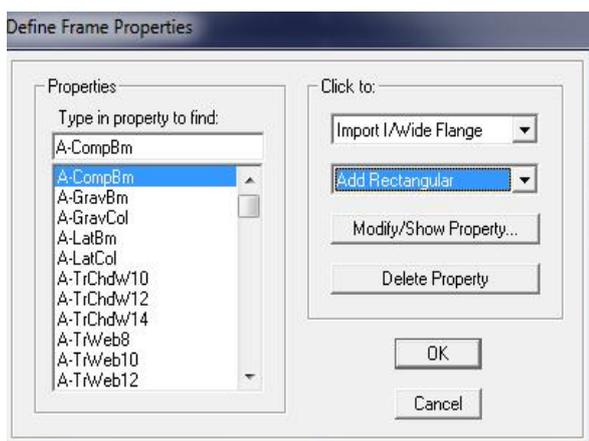


Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) et ceci de la manière suivante :

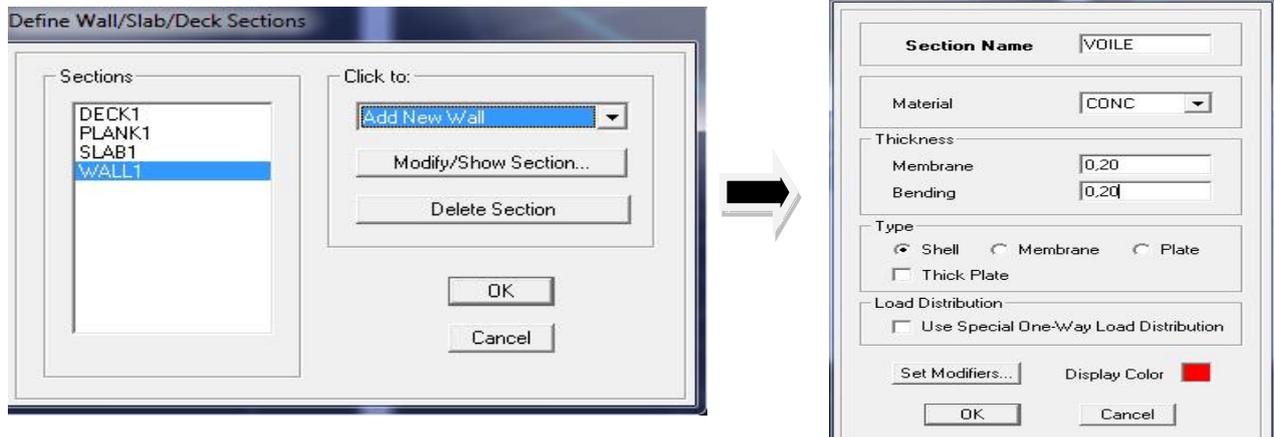
Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des barres d'armatures. Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments.

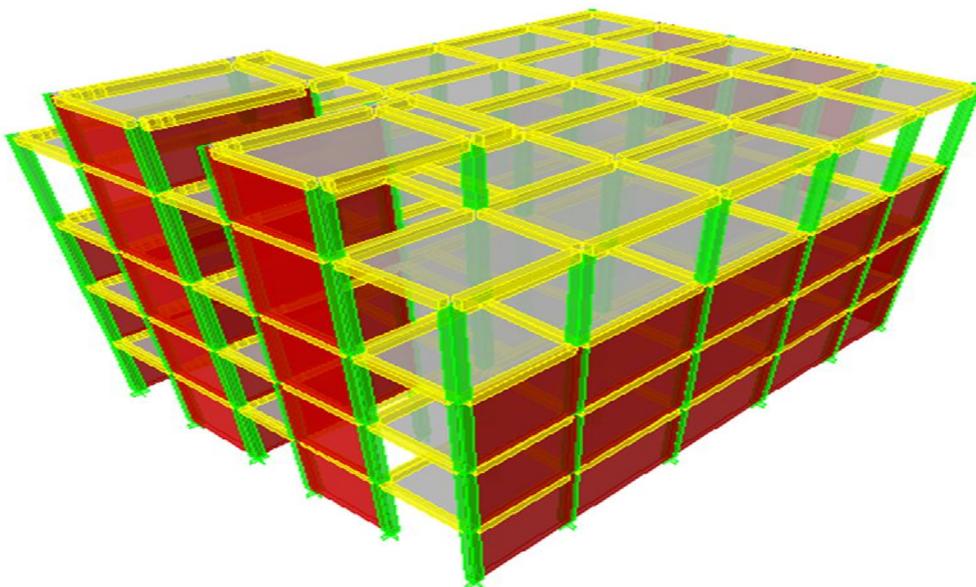
Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile). On choisit le menu **Define** et **wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur



NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 

Remarque :

Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de nœuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône **Set Display** **Options**.



Géométrie de base de la structure (vue en 3D).

Quatrième étape

a) Définir les charges

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

- Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes G, et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

➤ *Charges permanentes :*

Load Name (Nom de la charge): G

Type : **DEAD** (permanente)

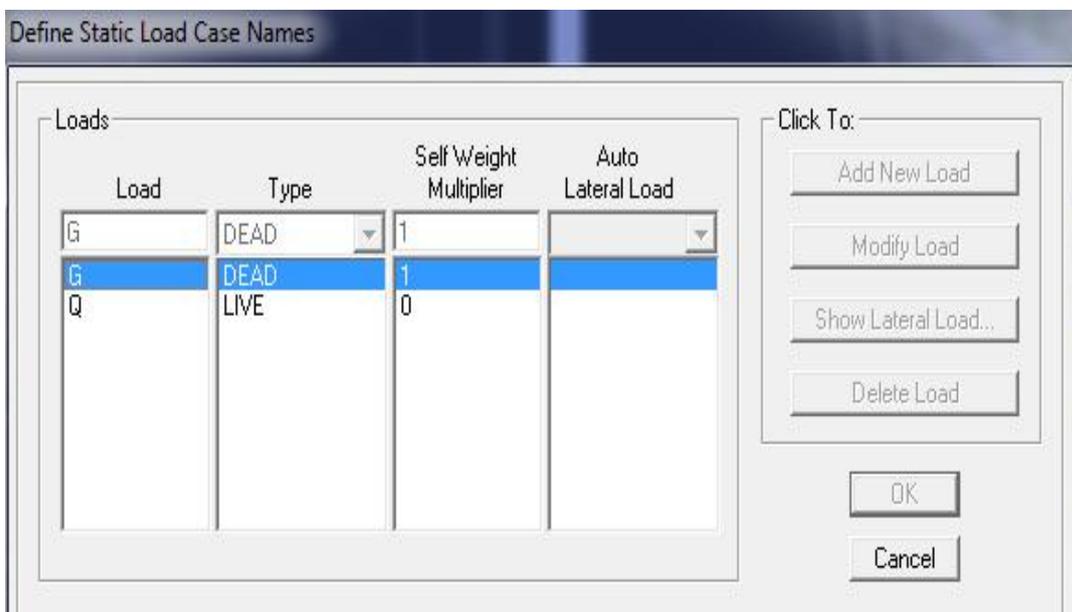
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

➤ *Surcharges d'exploitation :*

Load Name (Nom de la charge): Q

Type : **LIVE** (exploitation).

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



- Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .



Données à introduire dans le logiciel :

- ✓ Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- ✓ Groupe d'usage : 1B (bâtiments courants, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- ✓ Coefficient de comportement : voiles porteurs
- ✓ Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).
- ✓ Site : S3.
- ✓ Facteur de qualité (Q): 1,20.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone.

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.

Interface de Calcul de S_a/g selon le RPA 99 V2003 par Mr CHEKIRED . Abdenno...

Coefficients Dynamiques :

Coefficient d'accélération de zone A	A	0.20
Coef de comportement de la structure R	R	3.5
Facteur de qualité Q	Q	1.20
Coefficient d'amortissement (%)	ξ	7
Catégorie du Site (1 / 2 / 3 / 4)		3
Temps maximal de calcul (secondes)		2
Increment de Calcul (secondes)		0.1

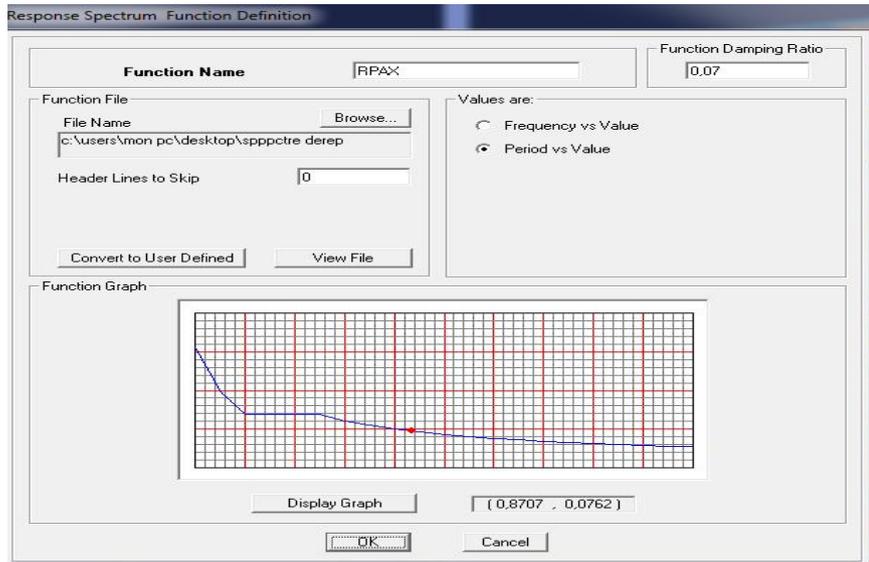
Nom du Fichier Résultats

Sauvegarde Fichier Format SAP2000 Sauvegarde Fichier Format ETABS

T	S_a/g
0	0.25
0.1	0.2093
0.2	0.1889
0.3	0.1889
0.4	0.1889
0.5	0.1889
0.6	0.1673
0.7	0.151
0.8	0.1381
0.9	0.1277
1	0.119
1.1	0.1117
1.2	0.1054
1.3	0.0999
1.4	0.0951
1.5	0.0908
1.6	0.087
1.7	0.0835
1.8	0.0804
1.9	0.0776

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define Response → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file.**

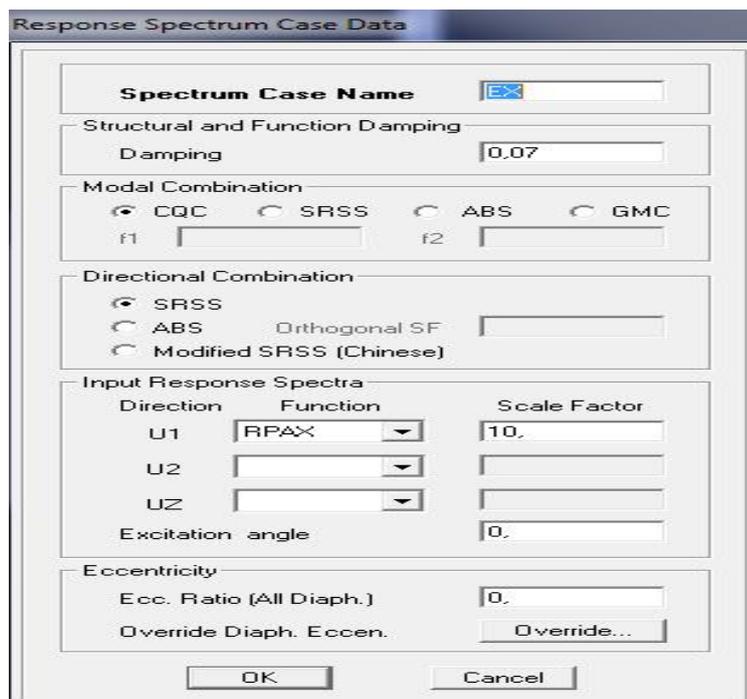


Function Name (nom du spectre): RPA.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Dans la partie Input réponse spectral, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

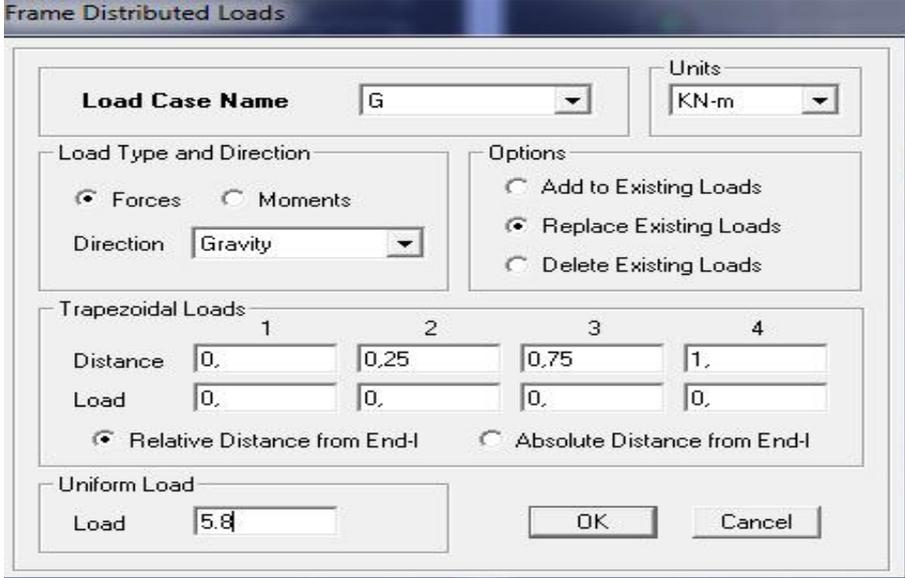


Cinquième étape

- Chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur .

Assign \longrightarrow Frame/line loads \longrightarrow Distributed.



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

VI.1.6.6. Sixième étape

- Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- *Combinaisons aux états limites :*

ELU : $1.35G+1.5Q$.

ELS : $G+Q$.

- *Combinaisons accidentelles du RPA :*

GQE : $G+Q\pm E$.

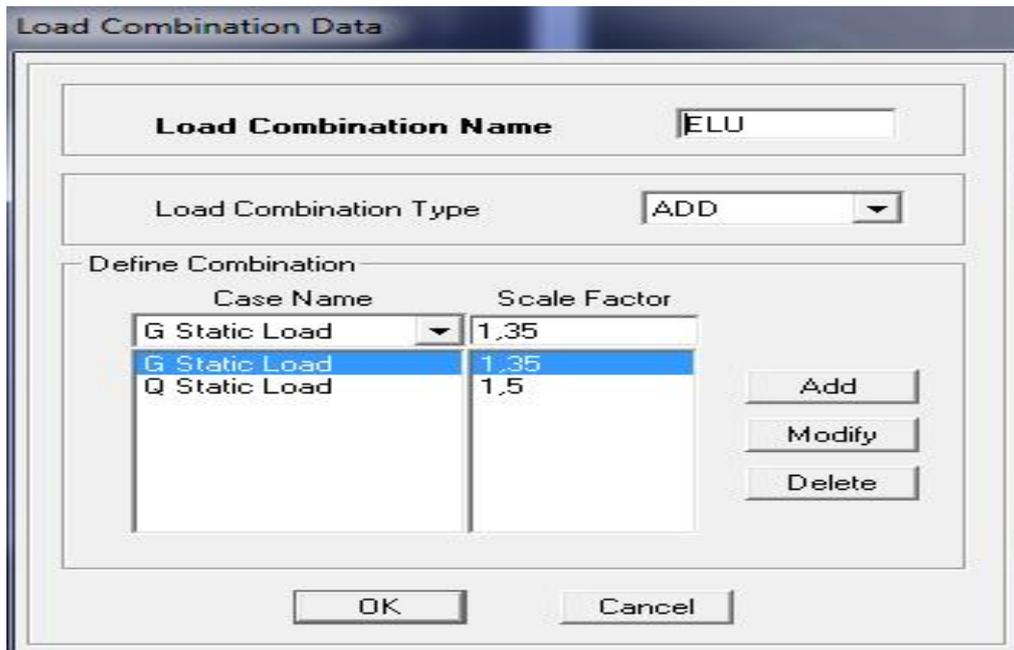
08GE : $0.8G\pm E$.

GQ1.2E: $G+Q\pm 1.2E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define load → **Combinations Add** → **New Combo**

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.



Septième étape

- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ Appuis :

Les poteaux sont supposés parfaitement encastré dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds à la base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** →  **Restraints (Supports)**

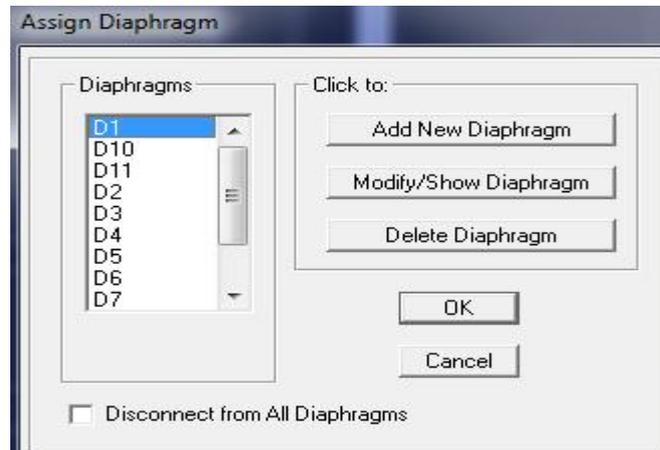


➤ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragm Add** → **New Diaphragm**.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case Diaphragme on clique sur OK pour valider. On refait la même opération pour tous les autres planchers.

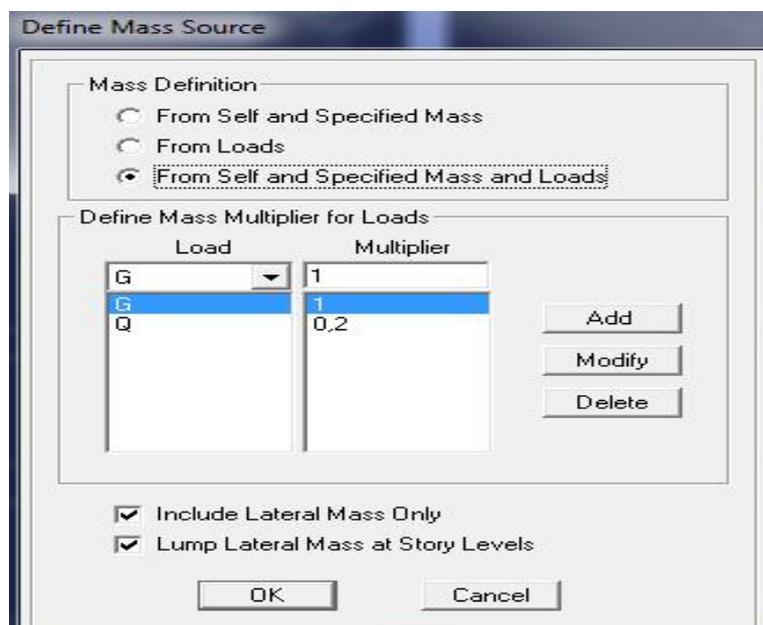
• Mass- Source :

Define → **Mass source**

Les masses des planchers est supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass Source**.

On donne la valeur **1** pour la charge permanente (**G**).

On donne la valeur de (**$\beta = 0,2$**) suivant la nature de la structure.



Huitième étape

- Analyse et visualisation des résultats :

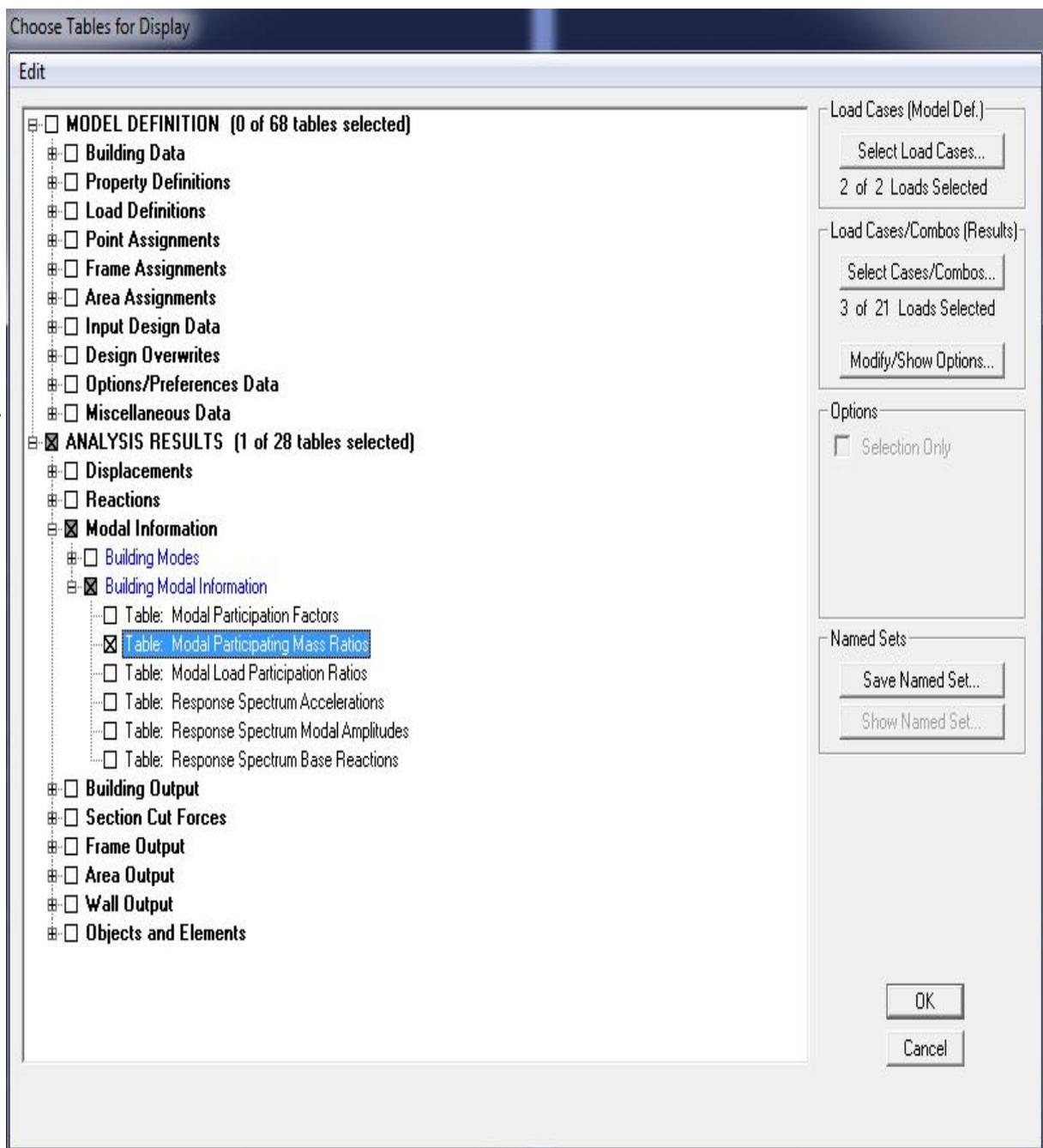
➤ *Lancement de l'analyse :*

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

➤ *Visualisation des résultats :*

Période et participation modale :

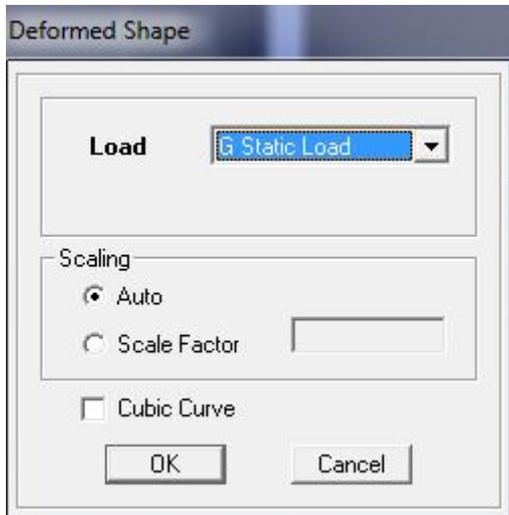
Dans la fenêtre **display** — **show tables**, on clique sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



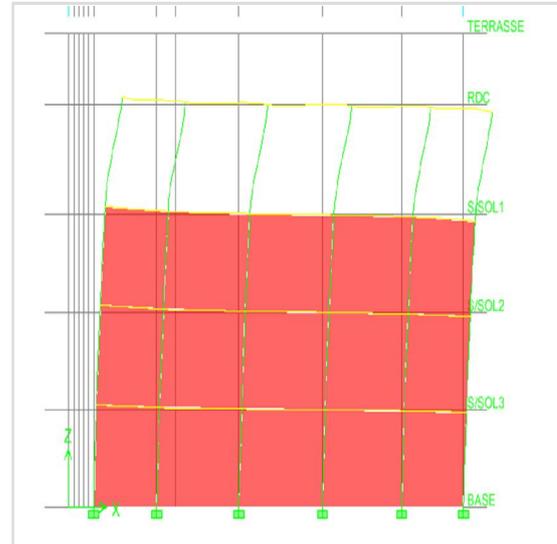
➤ Déformée de la structure :

Avec le menu **Display** il est possible de choisir Show **Deformed Shap** pour visualiser les déplacements. Le menu **Show deformed** conduit à la fenêtre suivante:

Il faut spécifier le cas de chargement (**G**).



Déformée de la structure

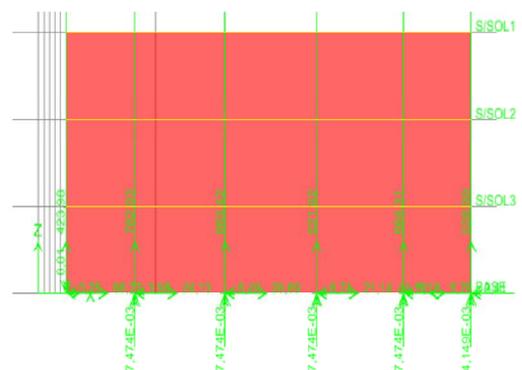


➤ Réaction:

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member forces /Stresses**

Diagram → **Support/Spring Reaction**. On aura la boîte de dialogue suivante:

- ❖ Sélectionner le cas de chargement.
- ❖ Cocher **Réactions**.
- ❖ Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



➤ Les réactions à la base de la structure :

➤ Les efforts internes :

Le menu **Disptay** permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses**

Diagram → **Frame/pier/Spandrel Forces**. Et aura la fenêtre suivante:

- ✓ Sélectionner le cas de chargement.
- ✓ L'option **Axial Force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN).
- ✓ L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants.
- ✓ L'option **Shear 3-3** affiche l'effort tranchant hors plans.
- ✓ L'option **Moment 3-3** affiche le diagramme de moments fléchissant (DMF).
- ✓ L'option **Torsion** et **Moment 2-2** affichent les moments autour d'axe.
- ✓ L'option **Scale Factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.
- ✓ Pour voir les valeurs dans les diagrammes on décoche **Fill Diagram** et on coche.

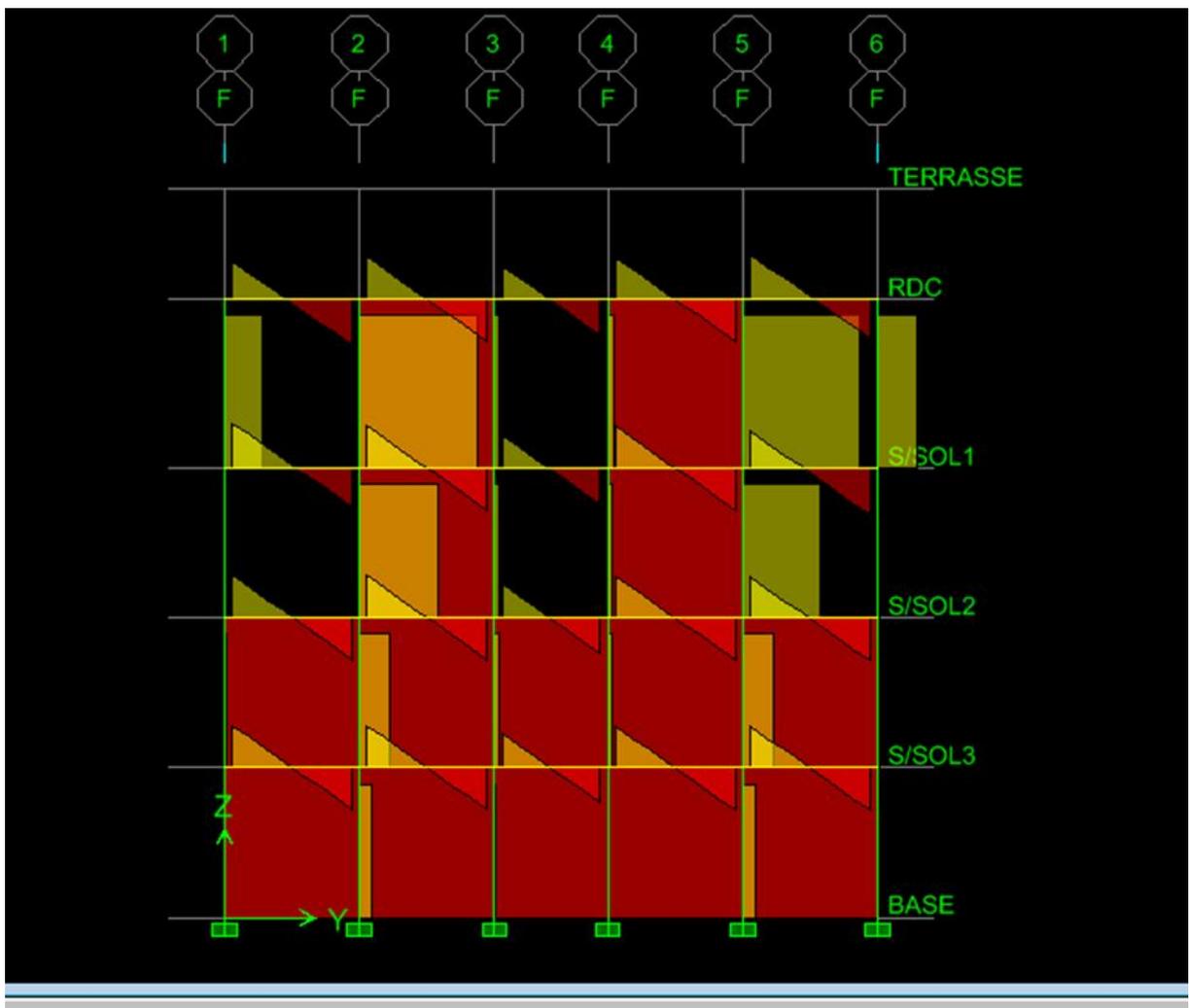
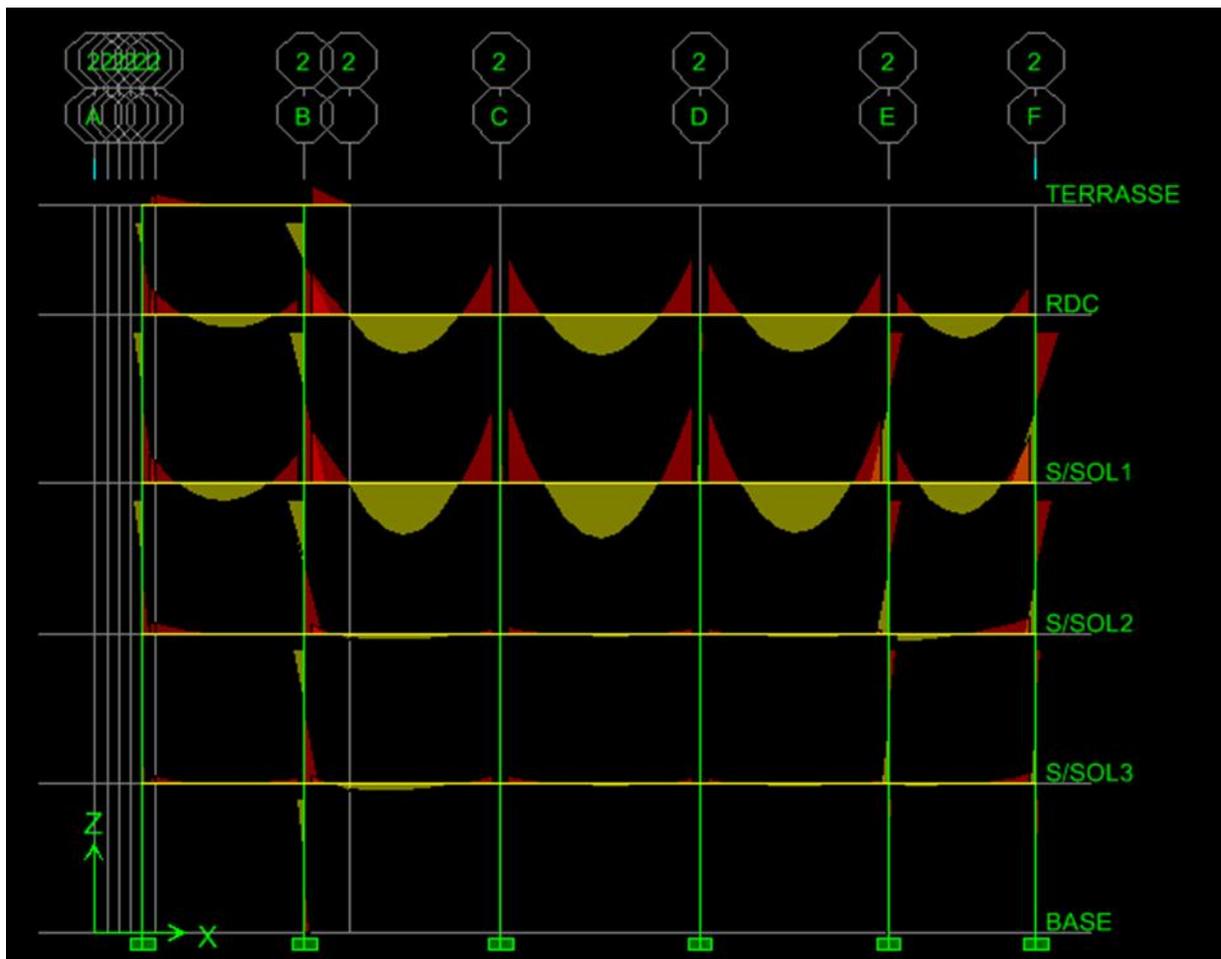


Diagramme des efforts tranchant



Diagrammes des moments fléchissant.

➤ Efforts internes dans les voiles :

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display** —> **Show tables**

Dans **Elément Output (Beam Forces)** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

➤ Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et ensuite clique sur : **Display** —> **Show tables**

Dans **Element Output (Column Forces)** on sélectionne « Frame Forces » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur OK.

Après la modélisation et l'analyse automatique par le logiciel ETABS, Nous passons à la vérification des exigences de RPA. Le fichier résultats est envoyé en annex.

