

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة سعيدة - د. مولاي الطاهر
UNIVERSITÉ DE SAÏDA - Dr MOULAY TAHAR



Faculté de technologie

Département de génie civil et de l'hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

Présenté pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structures

Etude et conception d'un bâtiment à usage d'habitation en RDC + 9 en béton armé implanté à Blida
(zone III)

Présenté par :

Étudiant ABDOUNE Safaa

Étudiant BOUKHARI Khadidja

Soutenu le 23 / 06 / 2024, devant le jury composé de :

M. BELIA Zohir		Président
M. YEGHENEM Redha		Encadreur
M. DERRAS Boumdiene		Examineur

Année universitaire 2023/2024



Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et Miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

On tient à remercier tout particulièrement notre encadrant Mr **YEGHENEM Redha pour nous avoir suivis et conseillés tout au long de la réalisation de ce mémoire.**

On tient à remercier Mr SARIA Ibrahim l'ingénieur de centre d'étude et de réalisation en urbanisme unité de SAIDA.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui sont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.



إهداء

"بسم خالقِي و مسير اموري و عصمتِ أمري لك كل الحمد و الإمتنان"

اهدي هذا النجاح لنفسي أولاً ثم الى كل من سعى معي لإتمام هذه المسيرة، دمت لي سنداً لا تُمر له .

الى من جعل الله الجنة تحت أقدامها و سهلت لي الشدائد بدعائها ، الى ملائكي في الحياة الانسانية العظيمة التي طالما ساندتني و تمننت ان تقر عينيها في يوم كهذا "أمي الحبيبة".

الى العزيز الذي حملت اسمه فخراً، الى الغالي الذي استمديت منه قوتي و اعتزازي بذاتي "والدي العزيز".

الى ضلعي الثابت و خيرة أيامي و صفوتها ، الى من شدت عضدي بهم فكانو لي ينابيع ارتوي منها ، الى مصدر قوتي الداعمين الساندين اخوتي " وفاء ، عبد الجليل".

إلى من حلبت بركة وجودهم في حياتي، ومن ملأت ضجكاتهم الجميلة عمري أولاد اختي " أنابيس، أنس".

الى رفقاء الروح الأصدقاء الوفياء و رفقاء السنين و أصحاب الشدائد و الأزمان
"عائشة، فردوس، إكرام، وسام، شيما، يمينة" الذين شاركوني خطوات هذا الطريق ممثلة لكم .آية

الى كل عائلتي التي راهنت علي نجاحي فرداً فرداً .



Safaa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui sont la source de mon inspiration et mon courage.

A ma très chère mère, qui me donne toujours l'espoir de vivre et qui n'a jamais cessé de prier pour moi.

A mon très cher père, pour ses encouragements et son soutien, Et surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études.

A ma sœur Ahlem et mon frère Mohamed.

A mes amies Hayet, Atika, Riham.

Et à ma binôme Safaa

Et à toute ma famille

Khadija

Résumé :

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment en béton armé, composé d'un RDC et de neuf (09) étages, à usage d'habitation, implanté à la wilaya de Blida, classée en zone III, de forte sismicité, selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

L'objectif de ce calcul est de déterminer, d'une part, le comportement statique et dynamique du bâtiment vis-à-vis des charges verticales et horizontales, et d'autre part, de calculer les sections de ferrailage des éléments structuraux et non structuraux par l'application des règlements de calcul en vigueur : BAEL 91 modifié 99, CBA, DTR B.C.2.2 et RPA 99 version 2003.

Les différents résultats obtenus sont traduits en plans d'exécution: plans de coffrage, de ferrailage et coupes, nécessaires pour le bon déroulement des travaux en chantier.

Mots clés: béton armé, Robot 2017, comportement dynamique, ferrailage.

هذا العمل عبارة عن دراسة تقنية لمبنى من الخرسانة المسلحة مكون من طابق أرضي وتسعة (09) طوابق، مخصص للاستعمال السكني، يقع بولاية البليدة، مصنف بالمنطقة الثالثة، ذو نشاط زلزالي مرتفع، حسب التنظيم الزلزالي الجزائري. آر بي إيه 99 نسخة 2003.

الهدف من هذا الحساب هو تحديد السلوك الساكن والديناميكي للمبنى بالنسبة للأحمال الرأسية والأفقية من ناحية، ومن ناحية أخرى حساب مقاطع التسليح للعناصر الإنشائية وغير الإنشائية بواسطة تطبيق لوائح الحساب المعمول بها: BAEL 91 المعدل 99، CBA، DTR BC.2.2 و RPA 99 إصدار 2003. يتم ترجمة النتائج المختلفة التي تم الحصول عليها إلى خطط تنفيذ: خطط صب الخرسانة، وخطط وأقسام التعزيز، اللازمة للتقدم السلس للعمل في الموقع. الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، روبوت 2017، السلوك الديناميكي، التسليح.

Smmary :

This work is a technical study of a reinforced concrete building, composed of a ground floor and nine (09) floors, for residential use, located in the wilaya of Blida, classified in zone III, with high seismicity, according to the Algerian seismic regulation RPA 99 version 2003.

The objective of this calculation is to determine, on the one hand, the static and dynamic behavior of the building with respect to vertical and horizontal loads, and on the other hand, to calculate the reinforcement sections of the structural elements and not structural by the application of the calculation regulations in force: BAEL 91 modified 99, CBA, DTR B.C.2.2 and RPA 99 version 2003.

The various results obtained are translated into execution plans: formwork plans, reinforcement plans and sections, necessary for the smooth progress of the work on site.

Keywords: reinforced concrete, Robot 2017, dynamic behavior, reinforcement

Sommaire

Introduction générale.....	24
Chapitre I: Généralité et Définitions	25
I.1. Introduction.....	26
I.2. Situation	26
I.3. Description de l'ouvrage	26
I.4. Caractéristique géométrique	27
I.4.1. Dimensions :	27
I.4.2. Ossature et système constructif adopté :	27
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux.....	28
I.5.1. BETON ARME	28
I.5.1.1. Avantages et inconvénients du béton armé:	29
I.5.1.2. Théorie Etats limites : (B.A.E.L) 91	30
B- Etat limite de service (E.L.S) :	30
I.5.1.3. Règlements Algériens : (R.P.A. 99 version 2003) et (R.N. V. 1999)	30
I.5.1.4. Actions et sollicitations :	30
I.6. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	31
I.6.1. Béton	31
I.6.2. L'acier :	35
I.6.2.1. Les armatures utilisées :	35
I.7. Principe de calcul du C.B.A.93	35
I.7.1. Etat limite ultime (E.L.U) de résistance	35
I.7.1.c. Contrainte ultime de cisaillement : [A.5.1.2.1.1] C.B.A.93	37
I.7.2. Etat limite de service (E.L.S) de résistance	37
I.8. Récapitulation	38
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux	40
II.1 Introduction.....	41
II.2 Les Planchers	41
II.2.1. Pré dimensionnement du plancher à corps creux	41
II.2.2. Pré dimensionnement du plancher en dalles pleine.....	42
II.2.3. Evaluation des charges et surcharges	44
II.2.3.1. Charges permanentes	44
II.3. Les escaliers	48

II.3.1. Introduction :	48
II.3.2. Définition des éléments d'un escalier :	48
II.3.3. Pré dimensionnement : On a un escalier de deux volées différentes pour chaque niveau ; les caractéristiques de notre escalier sont :	49
II.4. Les poutres	50
II.4.1. Prédimensionnement des poutres	51
II.5. Les voiles	52
II.5.1. Pré dimensionnement des voiles	52
II.6. Les poteaux	53
II.6.1. Procédure de pré dimensionnement :	53
II.6.2. Loi de dégression (DTR.BC 2.2) :	53
II.6.3. Charges et surcharges revenants au poteau	57
II.7. Conclusion :	62
Chapitre III : Etude des plancher	63
III.1. Introduction :	64
III.2. Etude du Plancher à corps creux	64
III.2.1 Type des poutrelles	64
III.2.2. Méthode de calcul :	65
III. Calcul du plancher corps creux :	66
III.4. Plancher en Dalle pleine :	114
III.4.1. Calcul les sollicitations de dalle pleine RDC :	117
III.Calcul du ferrailage de la dalle pleine rdc :	118
III.5.Conclusion :	123
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	125
IV.1.1. Introduction :	126
IV.1.2. Calcul de ferrailage :	126
IV.1.3.Determinations des sollicitations:	127
IV.1.4. Calcul de l'excentricité :	127
IV.1.5. Calcul du moment fictif :	128
IV.1.6. Détermination de ferrailage :	128
IV.1.7. Vérification de l'effort tranchant :	129
IV.1.8. Vérification au séisme	129
IV.1.9. Schéma de ferrailage	129
IV.2. Etude de balcon :	130
IV.3. Etude d'escalier :	135
IV.2.2. 5.Etude de la poutre brisée type 2 RDC	147

IV.4. étude d'ascenseur	150
IV.4.1.Introduction :	150
IV.4.2.Principe de fonctionnement :	150
IV.4.3.Etude de l'ascenseur :	150
IV.4.4.Descente de charge :	151
IV.4.4.1.Caractéristiques du câble:.....	153
IV.4.4.2.Combinaison fondamentale :.....	154
IV.4.4.3.Vérification de la dalle au poinçonnement :	154
IV.4.5.Calcul des sollicitations :	154
IV.4.6.Calcul des moments dus aux charges concentrées :	155
IV.4.7.Etude de la dalle sous la charge répartie:.....	157
Chapitre V : Etude sismique	161
V.1.Introduction :	162
V.2.Choix de la méthode de calcul :	162
V.2.1. Méthode statique équivalente :	162
V.2.2. La méthode modale spectrale :	162
V.3. Combinaisons :	163
V.3.1. Combinaisons d'actions accidentelles :	163
V.3.2.Combinaisons fondamentales :	163
V.4. Calcul la force sismique totale par la méthode statique équivalente :	163
V.4.1. Effort tranchant statique selon [RPA99 mod2003 art 4.2.3]	163
V.4.2. Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :	164
• V.4.3. Calcul de la force sismique :	165
V.5. Calcul La méthode modale spectrale :	166
.....	166
V.6. Vérification des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyse	169
V.6.1. Résultats et observations :	169
V.6.2. Vérification des résultats des forces sismiques [RPA99 mod2003 art 4.3.6.] :	171
V.6.3. Vérification de la période [RPA99 mod2003 art 4.2.4.4] :	171
V.6.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de l'étage [le RPA99 mod2003 (art 5.10)] :	172
• V.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) [RPA99 mod2003 art 5.9] :	173
• V.6.6. Vérification au renversement [RPA99 mod2003 art 4.4.1] :	174
V.6.7. Vérification de l'effort normal réduit [RPA99 mod2003 art 7.4.3.1] :	176
Chapitre VI : Etude thermique.....	178
VI.1 : Introduction	179

VI.2. EFFET DE LA TEMPERATURE.....	179
VI.3.APPLICATION DE L'ANALYSE THERMIQUE	179
VI.4 : Hypothèses et méthodes de calculs.....	179
VI.5. DETERMINATION DE LA TEMPERATURE	180
Alors : $\Delta t_1 = +25^{\circ}\text{C}$; $\Delta t_2 = -40^{\circ}\text{C}$	181
VI.6. ELEMENT EXPOSEE AUX EFFETS DE LA TEMPERATURE	181
VI.7. RESULTAT DE CALCUL.....	181
Chapitre VII : Etude des éléments principales.....	182
VII.1. Introduction :	183
VII.2. Les hypothèses :	183
VII.3. Etude de portique :	183
VII.2. Récapitulation du ferrailage des poutres :	188
VII.2.1. Etude des poteaux :	190
1-Définition.....	190
2-ferrailage	190
VII.4.Etude des voiles de contreventement :	194
VI.4.5 Vérification Contraintes limites de cisaillement :	200
Chapitre VIII : Etude d'infrastructure	202
VIII.1. Introduction :	203
• VIII.2. Calcul des semelles isolées:.....	203
Prédimensionnement :	204
VIII.3. Calcul du radier nervuré :	205
VIII.3.1.1. Calcul du radier :	213
VIII.3.1.1.1. Calcul des sollicitations du radier à ELU :	213
VIII.3.1.1.3. Vérification de l'effort tranchant selon les deux sens:	216
VIII.3.1.1.4. Vérification du radier à ELS :	216
VIII.3.1.2.Calcul de la nervure à ELU :	218
VIII.3.1.2.1. Calcul des sollicitations de la nervure à ELU :	218
VIII.3.1.2.2.Calcul du ferrailage de la nervure :	219
VIII.3.1.2.3.Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99mod2003 art.7.5.2.1]:	219
VIII.3.1.2.4. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1] :	219
• VIII.3.3. Calcul du débord :	222
VIII.3.3.1. Calcul des sollicitations :	222
VIII.3.3.2. Calcul du ferrailage à ELU :	222
VIII.3.3.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1]	222
VIII.3.3.4. Vérification de l'effort tranchant :	223

VIII.3.3.5. Vérification à l'ELS :.....	223
VIII.4. Conclusion :	224
Conclusion générale :	225
Références bibliographiques :.....	226
logiciels utilisée :	226
Les theses :	226
Annexe.....	227
Les Plans Architecturales.....	230

Liste des figures:

Chapitre I: Généralité et Définitions.

Fig.I.1: Armatures (le ferrailage c'est l'ensemble de toutes les armatures).....27

Figure I.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....32

Figure I.3: Diagramme contrainte –déformation du béton à l'ELS.....33

Figure I.4: Diagramme contrainte –déformation de l'acier à l'ELU.....35

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1. Dimensionnement du plancher corps creux.....41

Figure II.2. Dimensions du corps creux.....41

Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible.....44

Figure II.5. Étage courant en corps creux.....44

Figure II.6. Plancher en dalle pleine rdc.....44

Figure II.7. Mur extérieur.....45

Figure II.8. mur intérieure.....46

Figure II.9. Représentation d'un escalier.....47

Figure II.10. Dimensionnement de la poutre.....49

Figure II.11. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite).....51

Figure II.12. Surface afférente d'un poteau plus sollicité.....56

chapitre III : Etude des planchers.

FigureIII.1. Type de poutrelle (1) étage courant et terrasse accessible.....63

FigureIII.2. Dimensionnement des poutrelles.....75

FigureIII.3. centre de gravite.....80

Figure.III.4. Type de poutrelle (3).....99

Figure.III.5. Panneau de rive le panneau le plus sollicité dans RDC.....105

Figure.III.6. Panneau isolée terrasse inaccessible.....115

Figure.III.7. Dimension de la section homogène.....120

Chapitre IV: Etude des élément secondaires.

Figure IV.1. Les dimensions de l'acrotère.....124

Figure IV.2. Schéma ferrailage de l'acrotère.....128

Figure IV.3. Schéma statique du balcon.....	129
Figure IV.4. Schéma du balcon avec contre poids.....	132
Figure IV.5. Schéma de ferrailage du balcon.....	133
Figure IV.6. Schéma d'un escalier.....	133
Figure IV.7. Escalier de 3 volées.....	134
Figure IV.8. Volé 1 et 3.....	134
Figure IV.9. Volé 2	134
Figure IV.10. Palier de repos.....	135
Figure IV.11. Les diagrammes des efforts tranchants volés 1 et 3.....	136
Figure IV.12 : Les diagrammes des moments fléchissant volés 1 et 3.....	138
Figure IV.13. Diagrammes effort tranchant de palier.....	141
Figure IV.14. Diagrammes des moments max de palier étage courant.....	141
Figure IV.15. Les diagrammes des efforts tranchants volés 2.....	144
Figure IV.16. Les diagrammes des moments fléchissant volés 2 RDC.....	144
Figure IV.17. Schéma statique.....	145
Figure IV.18. Dimensionnement de l'ascenseur.....	148
Figure IV.19. Abaque de détermination de suspente.....	150
Figure IV.20. Schéma de dalle pleine d'ascenseur.....	154
Figure IV.21. Les 4 cas du chargement de panneau.....	154

Chapitre V: Etude sismique

Figure V.1. Représentation graphique du spectre de réponse.....	164
Figure V.2.Représentation de modélisation par logiciel Robot Structural en 3D.....	165
Figure V.3.Disposition des voiles 1 « $T=0,54S$ $W=2107,922T$ ».....	165
Figure V.4.Disposition des voiles 2 « $T=0,54S$ $W=2143,437T$ ».....	166
Figure V.5.Disposition des voiles 3 « $T= 0,59$ $W=3370,864T$ ».....	166
Figure V.8. Mode de translation selon y (1er mode).....	167
Figure V.9. Mode de translation selon x (2eme mode).....	168
Figure V.10. Mode de rotation selon z (3eme mode).....	168

Chapitre VII : Etude des éléments structuraux

Figures VII.1. Figure la zone nodale.....	190
Figures VI.2. Schéma de ferrailage des voiles.....	200
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
FigureVIII.1. Schéma de semelle isolée.....	201
FigureVIII.2. Schéma d'un radier général.....	204
Figure.VIII.3. Panneau le plus sollicité de radier.....	211
Figure VIII.4.Ferrailage du radier.....	216
Figure VIII.5.Nervure sur la dalle de radier.....	216
FigureVIII.7. Ferrailage des nervures.....	220
Figure VIII.8. Schéma statique du débord.....	220

Listes des tableaux :

Chapitre I: Généralité et Définitions

Tableau I.1 : Caractéristique de l'ouvrage	26
Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier.....	34

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1. Plancher terrasse accessible	43
Tableau II.2. Plancher terrasse inaccessible	43
Tableau II.3. Plancher étage courant	44
Tableau II.4. plancher RDC.....	45
Tableau II.5. Mur extérieur	45
Tableau II.6. Mur intérieur.....	46
Tableau II.7. Résumé le prédimensionnement de poutre	50
Tableau II.8. l'épaisseur des voile.....	51
Tableau II.9. Dégression des surcharges d'exploitation.....	53
Tableau II.10. Dégression des surcharges d'exploitation.....	58
Tableau II.11. Dimensions des poteaux prises en compte.	58
Tableau II.12. Tableau résumé Vérification à ELS selon BAEL 91 MODIFIE 99.....	59
Tableau II.13. Vérification au flambement	60
Tableau II.14. Choix de pré dimensionnement de poteau.....	61

Chapitre III: Etude des planchers

Tableau III.1. Choix de méthode utilisé.....	63
Tableau III.2. Évaluation des charges.....	65
Tableau III.3. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour plancher terrasse ELU...	69
Tableau III.4. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour plancher terrasse ELS....	71
Tableau III.5. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour étage courant ELU.....	72
Tableau III.6. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour étage courant.....	74
Tableau III.7. résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour étage courant et terrasse ELS.	84
Tableau.III.8. Résumé résultat pour type.....	85
Tableau III.9. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour plancher terrasse ELU.....	85

Tableau.III.10. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour plancher terrasse ELS...	87
Tableau III.11. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant ELU.....	88
Tableau III.12. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant ELS.....	89
Tableau.III.13 Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant et terrasse ELS	98
Tableau. III.14. Résumé calcul type poutrelle 2 « terrasse accessible » ELU	101
Tableau.III.15. Résumé calcul type poutrelle 2 « terrasse accessible » ELS.....	102
Tableaux.III.16. Résumé calcul type poutrelle 2 « étage courante » ELU	103
Tableaux.III.17. Résumé calcul type poutrelle 2 « étage coutant » ELS.....	104
Tableau.III.18. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant et terrasse ELS.	
.....	112
Tableaux.III.19. Schéma ferrailage des poutrelles	113
Tableau.III.20. Evaluation des charges.....	114
Chapitre IV: Etude des éléments secondaires.	
Tableaux.IV.1. Charge permanente.....	129
Tableaux.IV.2. La charge du mur type.....	129
Tableaux.IV.3. Descente des charges de Paillasse.....	135
Tableaux.IV.4. Descente des charges de Palier.....	136
Tableau.IV.5. Récapitulatif donnant les sollicitations volé 1 et 3.....	138
Tableau.IV.6. Vérification de la contrainte 'volé 1 et 3 'ELS pour le béton.....	140
Tableau.IV.7. Calcul des sections d'armatures volées 1 et 2.....	140
Tableau.IV.8. Récapitulatif donnant les sollicitations de palier.....	141
Tableau.IV.9. Les sollicitations maximales de palier étage courant.....	142
Tableau.IV.10. Vérification de la contrainte 'palier' ELS pour le béton.....	143
Tableau.IV.11. Les sollicitations maximales volé 2.....	144
Tableau.IV.12. Calcul des sections d'armatures volées 2.....	144
Tableau.IV.13. Vérification de la contrainte volé 2 ELS pour béton.....	144
Tableau.IV.14. Calcul de ferrailage poutre brise.....	145
Tableau.IV.15. Vérification de la contrainte poutre brisé RDC ELS pour béton.....	146

Tableau.IV.16. Les caractéristiques des câbles	151
Tableau.IV.17. Les moments en appuis et en travée.....	157
Tableau.IV.18. Résumé le calcul de sens X_X 'dalle machine'	157
Tableau.IV.19. Résumé le calcul de sens Y_Y'dalle machine'	158
Tableau.IV.20. Vérification de la contrainte dalle machine ELS pour le béton x_x.....	158
Tableau.IV.21. Vérification de la contrainte dalle machine ELS pour le béton y_y.....	158
Chapitre V : Etude sismique	
Tableau V.1. Valeurs des pénalités Pq [RPA99 mod2003 tab 4.4.].....	163
Tableau V.2 Périodes et taux de participation massique de la structure.....	167
Tableau V.3. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	169
Tableau V.4. Vérification des déplacements de l'étage selon sens x_x	170
Tableau V.5. Vérification des déplacements de l'étage selon sens y_y.....	171
Tableau V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens x_x.....	171
Tableau V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens y_y.....	172
Tableau V.8. Vérification au renversement selon le sens x_x	173
Tableau V.9. Vérification au renversement selon le sens y_y.....	173
Tableau V.10. Vérification de l'effort normal réduit sous la combinaison G+Q.....	174
Tableau V.12. Dimensions finales des éléments porteurs verticaux (poteaux).....	175
Tableau V.13. Dimensions finales pour les éléments porteurs horizontaux (poutres).....	175
Chapitre VI : Etude thermique.	
Tableau VI.1 : L'implantation et les dimensions maximales des bâtiments.....	177
Tableau VI.2. Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS.....	178
Tableau VI.3. La variation saisonnière de la température dans le cas courant.....	178
TableauVI.4. Les sollicitations thermique et dynamique max dans poutres principales.....	179
Chapitre VII : Etude des élément structuraux.	
Tableaux VII.1. Evaluation des sollicitations des poutres.....	182
Tableau.VII.2. Récapitulation du ferrailage des poutres.....	186
Tableaux.VII.3. Les sollicitations pour les différents poteaux.....	190
Tableaux. VII.4. Récapitulation de calcul des armatures longitudinales.....	192

Tableau VII.4.1. Les sollicitations des voiles	193
Tableau VI.4.2. Les résultats des Contraintes aux extrémités.....	194
Tableau VI.4.3. Vérification Contrainte limite ultime.....	194
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure.	
TableauVIII.1. Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens x_x	213
Tableau VIII.2. Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens y_y	214
Tableau VIII.3. Récapitulatif du ferrailage des nervures.....	217

LISTE DES SYMBOLES :

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- A_a : Section d'armature en appui.
- A_l : Section d'armature longitudinale .
- A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- A_r : Section d'armature de répartition.
- A_{ser} : Section d'armature d'état limite de service.
- A_t : Section d'armature de travée ou transversale.
- A_u : Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
- A' : Section d'armature comprimée.
- B_r : Section réduite du béton.
- C_p : Facteur de force horizontal.
- C_s : Coefficient de sécurité.
- C_r : Charge de rupture.
- D : Coefficient d'amplification dynamique.
- E : Module de déformation longitudinale.
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée.
- E_{vj} : Module de déformation longitudinale différée.
- G : charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- H : Hauteur.
- HA : Armature à haute adhérence.
- I : Moment d'inertie.
- I_f : Moment d'inertie fictif.
- L : Longueur.
- L_e : Longueur en élévation.
- L_n : Longueur en élévation.
- L_p : Longueur en plan.

M : Moment fléchissant.

M_a : Moment fléchissant en appui.

M_c : Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console.

M_d : Moment fléchissant de la droite

M_e : Masse du câble ; moment au centre de la section

M_f : Moment fléchissant .

M_g : Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde Corps.

M_j : Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons.

M_l : Masse linéaire.

M_{ser} : Moment fléchissant d'état limite de service.

M_t : Moment fléchissant de travée.

M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.

M_v : Moment fléchissant de la gauche.

M_x : Moment fléchissant du sens x-x.

M_y : Moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.

M_2 : Moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.

: coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3.

N : Effort normal.

N_e : Effort normal au centre de la section.

N_{pp} : Effort normal dû au poids des poutres principales.

N_{ps} : Effort normal dû au poids des poutres secondaires.

N_{ser} : Effort normal d'état limite de service.

N_u : Effort normal d'état limite ultime.

P : Poids propre ; périmètre

P_r : Poids propre du radier.

Q : Action variable quelconque ; facteur de qualité.

R : Rayon ; coefficient de comportement de la structure.

S : Surface.

S_r : Surface du radier.

T : Effort tranchant.
 T_x : Période fondamentale dans le sens x-x.
 T_y : Période fondamentale dans le sens y-y.
 U_c : Périmètre du contour.
 W : Poids total de la structure.
 W_p : Poids de l'élément en considération.
 a : Longueur ; distance ; dimension.
 b : Largeur.
 b_0 : Largeur de la nervure.
 C : Enrobage.
 d : Hauteur utile.
 e : Excentricité .
 e_a : Excentricité additionnelle.
 f : Flèche.
 f_c : Contrainte caractéristique du béton à la compression.
 f_e : Limite élastique d'acier.
 f_t : Contrainte caractéristique du béton à la traction.
 g : Giron de la marche
 h_c : Hauteur du corps creux .
 h_d : Hauteur de la dalle.
 h_t : Hauteur totale.
 h' : Hauteur de la zone nodale.
 J : Nombre des jours.
 l_f : Longueur de flambement.
 q_b : Charge linéaire induite par les marches.
 q_{eq} : Charge linéaire équivalente.
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service.
 q_u : Charge linéaire d'état limite ultime.
 q_p : Charge linéaire du palier.
 s_t : Espacement

t : période.

X : Abscisse.

Notations en minuscules :

α : Angle, coefficient sans dimension.

γ_s : coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : coefficient de sécurité dans le béton.

ε : déformation relative.

ε_{bc} : raccourcissement relatif du béton comprimé.

ε_s : allongement relatif de l'acier tendue.

η : coefficient de fissuration relatif à une armature.

ν : coefficient de poisson.

σ : contrainte normale en général.

λ : Élancement.

τ : contrainte tangente (de cisaillement).

σ_{bc} : contrainte de compression.

σ_t et σ_c : contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s .

φ : Angle de frottement.

σ_c : Contrainte de consolidation.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton.

β : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_{moy} : Contrainte moyenne.

Σ : Sommation.

ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Introduction générale

L'étude de structure est une étape essentielle et nécessaire dans le processus de construction. Cette étude vise à appliquer les connaissances acquises au cours des années précédentes, dans cette étude le logiciel de calcul par ROBOT 2017 a été utilisé et il est particulièrement efficace dans la modélisation de bâtiment à plusieurs étages. Cela nous a permis de définir en plus les propriétés dynamiques de la structure, ainsi que les forces internes qui exigent chaque élément de la structure.

Notre projet consiste à mener une étude complète d'un bâtiment en béton armé de neuf étages au rez-de-chaussée (RDC+9), exécuté à BLIDA , conformément à la réglementation construction Algérienne.

Dans ce projet, nous avons procédé l'étude d'un bâtiment RDC+9 à usage (habitation) avec un système de contreventement, le bâtiment est implanté à wilaya de Blida classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de forte sismicité (Zone III). Ce mémoire est constitué de 8 chapitres.

Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).

Le 3ème chapitre étude de plancher

Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et le balcon, L'ascenseur).

Le 5ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de sa vibration. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot 2017.

Le 6ème chapitre portera sur l'étude thermique.

Le calcul des ferraillages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est présenté dans le 7ème chapitre.

Pour le dernier chapitre on présente l'étude de l'infrastructure suivie par une conclusion générale.

Chapitre I: Généralité et Définitions

I.1. Introduction

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligé dans le processus de construction des ouvrages. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas s'endommager par des événements, tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister pour des degrés de fiabilité à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard du coût d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (pour nous en Algérie, on se référant au RPA99/version 2003, CBA 93et DTR).

I.2. Situation

Notre projet est implanté à BLIDA, Qui est une Zone forte sismique (zone III) d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 / version 2003).

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

- Le règlement de Béton Armé "CBA93"
- Le règlement "Charges Permanentes et Charges d'Exploitation"
- Le règlement parasismique "RPA99 version 2003"

I.3. Description de l'ouvrage

Ce bâtiment est composé d'un rez-de-chaussée et de 9 niveaux de logements F4 et F3

L'accès aux étages supérieures s'effectue au moyen d'escalier et d'un ascenseur

La cage d'escalier et la cage d'ascenseur sera entièrement réalisée en voile béton armé.

I.4. Caractéristique géométrique

I.4.1. Dimensions :

Tableau I.1 : Caractéristique de l'ouvrage

Dimensions en plans	Dimensions en évaluation
- Longueur totale du bâtiment $L_o = 28,38$ m - Largeur total du bâtiment : $L_a = 20,48$ m	- Hauteur du bâtiment : $H = 30,60$ m - Hauteur du bâtiment+Acrotaire: $H = 31,20$ m - Hauteur du rez-de-chaussée et étage courant : $H = 3,06$ m

I.4.2. Ossature et système constructif adopté :

► Ossature :

Le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles exigés par le RPA 99 / version 2003, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

► **Les planchers dans notre structure sont deux types :**

Vu la forme géométrique du bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour deux types de plancher :

- Plancher en corps creux,
- Plancher dalle pleine.

► **Les circulation verticales dans ntre structure sont assurées par :**

La structure comporte une seule cage d'escalier du rez-de-chaussée au 9^{ème} étage. L'escalier est composé de trois volées et deux paliers. Et équipé par un ascenseur entouré par des murs voiles.

► **Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs sont réalisé en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

►Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

►Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

►L'infrastructure :

C'est la partie d'interaction structure sol, elle forme un ensemble rigide assurant l'encastrement de la structure dans le sol d'assise ainsi que la transmission des efforts apportés par la structure au sol.

Le choix de types de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Les caractéristiques géologiques et géométriques du sol.
- La structure de l'ouvrages (bâtiments haut ou bas, rigide ou souple ...).

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux

I.5.1. BETON ARME

- Le béton arme est un élément mélangé par plusieurs matériaux. Il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple; c'est le béton et l'acier, disposés d'une façon à utiliser d'une manière économique la résistance de chacun d'eu on appelle béton : le mélange dans des proportions convenable des éléments suivants:

- Liant hydraulique (ciment)
- béton granulats (agrégats) (sable, gravier, ...)
- l'eau

On appelle béton armé le matériau obtenu en ajoutant au béton des barres en acier. Ces barres en acier sont généralement appelées **armatures**.

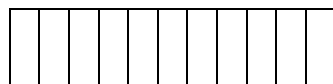


Fig.I.1: Armatures (le ferrailage c'est l'ensemble de toutes les armatures).

Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour prendre tous les efforts de compression qui existent.

Béton → Compression (Résistance à la compression = 20 MPa à 40MPa)
(Résistance à la traction = 2 MPa à 4MPa)

Acier → Traction ou compression (200 MPa à 500 Ma).

I.5.1.1. Avantages et inconvénients du béton armé:

a) Avantage :

● **L'intérêt économique** : Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments.

On dit que l'acier est actuellement le seul matériau utilisé dans la fabrication des armatures parce que sa résistance est moins chère des matériaux pouvant être résistés à la traction.

● **La souplesse d'utilisation** : le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.

Le béton armé se traite facilement à la préfabrication en usine.

● **Economie d'entretien** : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoin d'être peintes régulièrement.

● **Résistance au feu** : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles ce qui est impossible pour les constructions métalliques. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.

● **Résistance aux efforts accidentels** : le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.

● **Durabilité** : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air la seule condition à observer est la protection des armatures.

b) Les inconvénients du béton armé :

● **le poids** : les ouvrages en B.A sont plus lourds que les autres modes de constructions.

● **L'exécution** : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :

Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante.

-Le placement des armatures.

-Pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau.

-Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.

● **Brutalité des accidents** : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.

● **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.5.1.2. Théorie Etats limites : (B.A.E.L) 91

A- Etat limite ultime (E.L.U):

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le déplacement entraîne la ruine de la construction.

Exemple:

-Etat limite ultime d'équilibre statique de l'ouvrage : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (le renversement).

-Etat limite ultime de résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier.

-Etat limite ultime de stabilité de forme (flambement) : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable.

B- Etat limite de service (E.L.S) :

Il constitue des limites au-delà des quelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y est ruine.

Exemple:

-Etat limite de service de compression de béton: cette limitation à pour but d'empêcher la formation des fissures.

-Etat limite de service d'ouverture des fissures : il consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.

-Etat limite de service de déformation : il consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

I.5.1.3. Règlements Algériens : (R.P.A. 99 version 2003) et (R.N. V. 1999)

C'est les règlements techniques algériens qui viennent se substituer à la pratique admise du B.A.E.L (Béton Armé aux Etats Limites) et C.B.A.93 (conception et de Calcul des structures en Béton Arme); en donnant des recommandations spéciales pour le pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A (Règlement Parasismique Algérien).et domaine climatique « R.N. V.1999 » (règlement Neige et Vent).

I.5.1.4. Actions et sollicitations :

a) Les actions : [C.B.A.93 /A.3.11]

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions

-actions permanentes (G) : [CBA93/A.3.1.21]

Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps.

Exemple : le poids propre.

-actions variables (d'exploitations). (Q) : [CBA93/A.3.1.31]

Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions.

Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

- action climatique : [CBA93/A.3.1.3]

Exemple : Vent, température

-actions accidentelles: [CBA93/A.3.1.4]

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant rarement avec une faible durée d'application. Exemple : séisme...

b) Les sollicitations IC.B.A.93 /A.3.2]

Ce sont les efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les formules de la RDM.

Remarque :

- L'effort tranchant est compté positivement vers le haut;
- Le moment de flexion est compté positivement dans le sens des aiguilles d'une montre;
- L'effort normal est compté positivement vers la droite (la compression est positive).

I.6.Caractéristiques des matériaux utilisés

I.6.1. Béton : C'est un mélange de :

- Liant hydraulique (ciment portland composé CPJ45 avec un dosage de 350 kg/m³)
 - Granulats (sable 400 l/m³, gravier 800 l/m³).
 - Eau 160 ÷ 180 l/m³
 - Adjuvants : qui sont des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité, dosage entre (2% = 5%) par rapport poids de ciment.
- ($f_{c28}=25$ MPa -> conditions courantes de fabrication) [BAEL91 /A.2.1,13].

Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

●Masse volumique :

- La masse volumique du béton à granulats courants (normal) -> 2200 - 2400 kg/m³
- La masse volumique du béton à granulats légers -> 700 ÷ 1500 kg/m³
- La masse volumique du béton à granulats lourds -* 3500 - 4000 kg/m³
- La masse volumique du béton armé -> 2500 kg/m³

●Déformations du béton indépendantes des charges appliquées :

- Le retrait : le béton après sa confection (fabrication) contient un excès d'eau, si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer. Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution du volume. Cette diminution s'appelle le retrait. Il est égal à 3% de la longueur d'élément.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs Suivants:

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation,
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage,
- Disposer des armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrait,
- Éviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

- **Déformation thermique (dilatation):** le coefficient de dilatation du béton varie de 7.10^{-6} à 12.10^{-6} le coefficient de dilatation de l'acier est de 11.10^{-6} , d'où le béton armé 10.10^{-6}

$\Delta L = a \cdot L \cdot \Delta T$

a : Coefficient de dilatation

L : Coefficient de dilatation

AT : La longueur de la poutre

Pour les constructions courantes, les effets dus à la variation de température et au retrait seront négligés, si on prévoit des joints de dilatation tous les 20 à 30 mètres.

• Déformation du béton sous actions courte durée (< 24 H) :

a) Résistance à la compression :

-Essai de compression : Le béton présente une relative bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de la composition. En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16X32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

A partir d'une courbe contrainte-déformation d'un

Essai de compression on peut tirer les grandeurs suivantes :

- le module de Young instantané $E_{ij} = 30\,000 \text{ MPa}$,
- la contrainte maximale $\sigma_{\max} \sim 20 \sim 40 \text{ MPa}$,
- la déformation maximale à la rupture 2.10^{-3}

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} \times f_{c28} \quad \text{pour ; } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

→ dans notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction du béton à (j) jours, désignée par (f_{tj}) est déterminée par trois essais :

- Essai de traction directe.
- Essai de traction par fendage.
- Essai de traction par flexion. La résistance à la traction du béton (f_{tj}) est déduite de celle à la compression par le biais de la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} (\text{MPa})$$

c) Module de déformation longitudinale du béton:

• Module de déformation instantané:

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané (E_{ij}) du béton âgé de «j» jours est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$: on trouve : $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

• Module de déformation différé :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} (\text{MPa})$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$: on trouve : $E_{vj} = 10818,9 \text{ MPa}$

d) Coefficient de poisson :

En compression comme en traction, la déformation longitudinale est aussi accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient poisson ν est égal au rapport de la déformation transversale sur la déformation longitudinale, dont la valeur varie entre 0.15 et 0.3.

- Pour le calcul des déformations $\nu=0,2$
- Pour le calcul des sollicitations $\nu=0$

e) Contrainte limite ultime du béton :

- La contrainte limite ultime de compression du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} (f_{cj})$$

Contrainte du béton en compression : [A.4.3.4.1] C.B.A.93

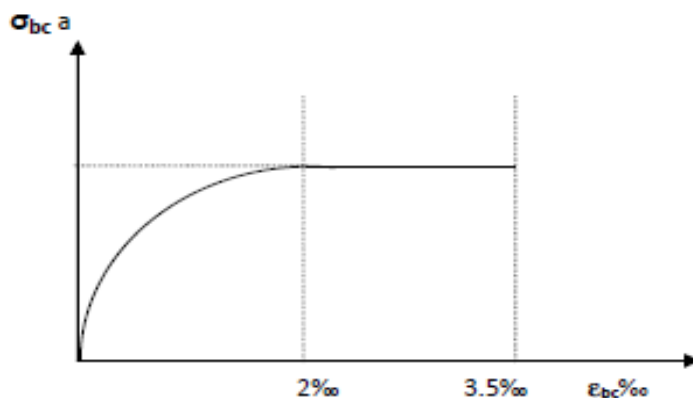


Figure I.2: Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

- La contrainte admissible de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$$

θ : Coefficient qui dépend de duré « d » d'application des charges.

- $\theta = 1$ Si $d < 24h$ (cas des bâtiments)
- $\theta = 0$ Si $1h \leq d \leq 24h$
- $\theta = 0,85$ Si $d < 1h$

γ_b : Coefficient de majoration du béton.

$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

$$f_{bu} = \frac{0,85}{1 \times 1,15} (25) = 14,17 \text{ (Situations durables).}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85}{1 \times 1,50} (25) = 14,17 \text{ (Situations accidentelles).}$$

• **La contrainte ultime de cisaillement est définie par la relation :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

b : largeur de la section.

d : hauteur utile.

T_u : Effort tranchant.

• **La contrainte limite admissible de cisaillement est :**

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,20}{\gamma_b} f_{cj}, 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{cj}, 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration préjudiciable où très préjudiciable).}$$

b) contrainte limite de service (E.L.S) de résistance

Contrainte du béton en compression : [A.4.5.2] C.B.A.93

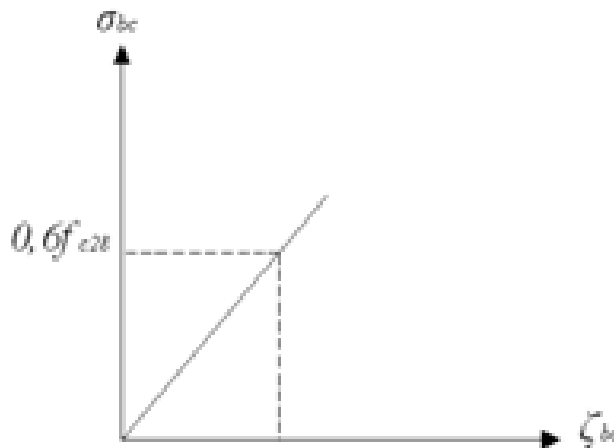


Figure I.3: Diagramme contrainte –déformation du béton à l'ELS.

I.6.2. L'acier :

Les aciers utilisés dans la construction sont des alliages de fer et carbone, suivant les pourcentages du carbone contenu à l'intérieur de l'acier, il peut être classé en deux :

- Acier doux : 0.15% à 0.25% de carbone (C).
- Acier dur : 0.25% à 0.40% de carbone (C)

I.6.2.1. Les armatures utilisées :

Les armatures utilisées dans ce projet sont de type 1, car sont les plus disponibles au marché.

- Pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (H.A).
- Pour les armatures transversales, on utilise des aciers ronds lisses (R.L).
- Pour les dalles de compression, on utilise des treillis soudés (T.S).

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité en MPa
Ronds lisses	$f_e=215 \text{ MPa}$ $f_e=235 \text{ MPa}$	$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$
Barres à hautes adhérences	$f_e = 400 \text{ MPa}$	
Treillis soudés (TS)	$f_e= 500 \text{ MPa}$	

I.7.Principe de calcul du C.B.A.93

Il existe deux états limites :

- Etat limite ultime (E.L.U) basé sur :
 - L'Equilibre statique
 - L'ouverture des fissures
 - La stabilité de forme
 -
- Etat limite de service (E.L.S) basé sur :
 - La compression du béton
 - L'ouverture des fissures
 - La déformation

I.7.1. Etat limite ultime (E.L.U) de résistance

Contrainte limite de l'acier: [A.4.5.2] C.B.A.93

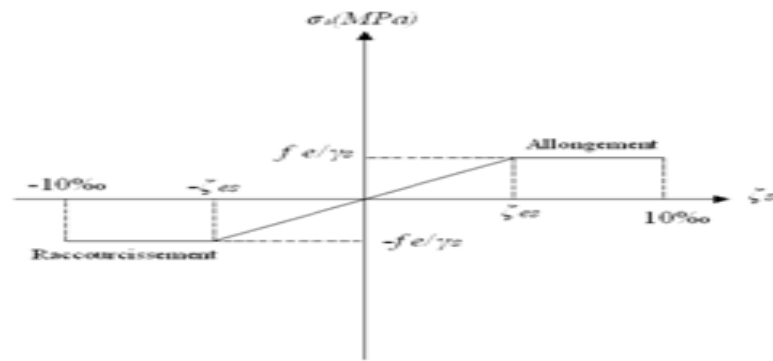


Figure I.4: Diagramme contrainte –déformation de l’acier à l’ELU

La contrainte limite de l’acier σ_s est donnée par la formule:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier.
- f_e : Contrainte limite élastique.
- ε_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\varepsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

- γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

- Acier à haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = \frac{400}{1,15} = 347,8 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

→ Pour les aciers FeE400 on a : $\varepsilon_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74 \text{‰}$

- Acier rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = \frac{235}{1.15} = 204 \text{ MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = \frac{235}{1} = 235 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$

I.7.1.c. Contrainte ultime de cisaillement : [A.5.1.2.1.1] C.B.A.93

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par :

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{ct}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right)$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{ct}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa}\right)$$

I.7.2. Etat limite de service (E.L.S) de résistance

a) Contrainte limite de l'acier:

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

- Fissuration peu nuisible : $\sigma_s = f_e \quad (\text{MPa}) \quad [\text{A.4.5.3.2}]$
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad (\text{MPa}) \quad [\text{A.4.5.3.3}]$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad (\text{MPa}) \quad [\text{A.4.5.3.4}]$

Avec :

- η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse et les treillis soudés

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence

b) Le coefficient d'équivalence

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

Avec :

E_s : Module de déformation de l'acier,

E_b : Module de déformation du béton.

I.8. Récapitulation

Pour notre projet, les valeurs standard à utiliser sont :

- ✓ $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ $F_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
- ✓ $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$
- ✓ $E_{v28} = 10818,9 \text{ MPa}$
- ✓ $E_{v28} = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
- ✓ $\text{ELU} : \sigma_{bc} = \begin{cases} 14,17 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{situation durable.} \\ 18,48 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$
- ✓ $\text{ELS} : \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$
- ✓ Pour FeE 235 :
 - $\text{ELU} : \sigma_s = \begin{cases} 204 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{situation durable.} \\ 235 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$
 - $\text{ELS} : \sigma_s = \begin{cases} 235 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{(Fissuration peu préjudiciable).} \\ 156,7 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{(Fissuration préjudiciable).} \\ 117,5 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{(Fissuration très préjudiciable).} \end{cases}$
- ✓ Pour FeE 400 :
 - $\text{ELU} : \sigma_s = \begin{cases} 47.82 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{situation durable.} \\ 400 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

- ELS : $\sigma_s = \begin{cases} 400 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{(Fissuration peu préjudiciable).} \\ 201,6 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{(Fissuration préjudiciable).} \\ 165 \text{ MPa} & \longrightarrow \text{(Fissuration très préjudiciable).} \end{cases}$

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Ce pré dimensionnement est établi tout en vérifiant les exigences des règles de RPA99 version 2003.

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Les Planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur 'e' faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister aux charges et surcharges puis les transmettre aux éléments porteurs qui sont dans ce cas les portiques et voiles. Ce sont aussi des éléments de contreventement horizontaux qui doivent être capables de distribuer, sans se déformer dans leur plan, les efforts sismiques aux voiles et portiques (éléments de contreventement verticaux).

Pour notre structure il existe deux types de plancher

- Plancher à corps creux.
- Plancher dalle pleine.

II.2.1. Pré dimensionnement du plancher à corps creux

Ce plancher se compose de trois éléments essentiels :

- Les poutrelles.
- La dalle de compression.
- L'élément en corps creux.

Leur dimensionnement se fait selon les conditions suivants : **CBA93 (B. 6. 8. 4. 2. 4).**

$$\begin{aligned} & \bullet \quad \frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20} \\ & \bullet \quad \text{Et : } ht \geq \frac{L}{22.5} \end{aligned}$$

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

➔ Pour le cas de notre structure, nous avons : **L = 3,39 m**

$$\frac{393}{25} \leq ht \leq \frac{393}{20} \Rightarrow 15,72\text{cm} < ht < 19,65 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } ht \geq \frac{393}{22,5} \Rightarrow ht \geq 17,46 \text{ cm}$$

On choisit : $ht = 20 \text{ cm}$; telle que : $ht = d + e$

Où : $d = 16 \text{ cm}$ (hauteur de corps creux)

Et : $e = 4 \text{ cm}$ (hauteur de la dalle de compression).

Donc : $ht = (16 + 4) \text{ cm}$.

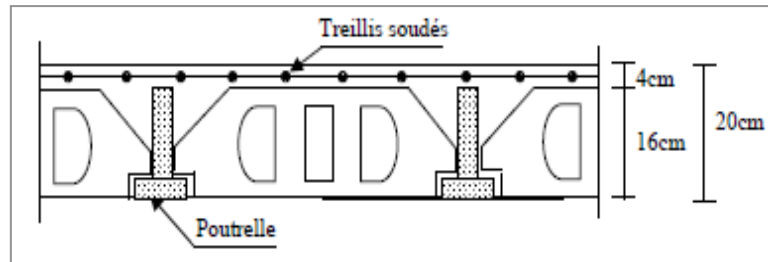


Figure II.1. Dimensionnement du plancher corps creux

Condition d'isolation acoustique :

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

$ht \geq 16 \text{ cm}$

d'où on a : $20 \text{ cm} > 16 \text{ cm}$ **(condition vérifiée)**

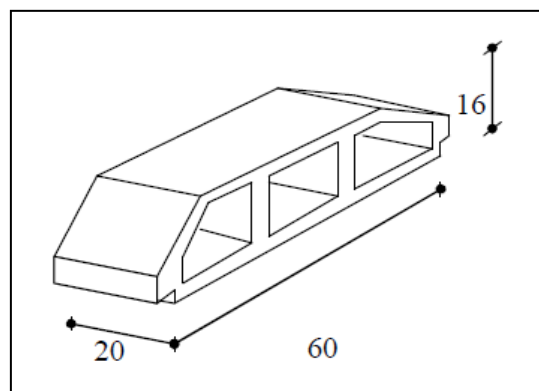


Figure II.2. Dimensions du corps creux

II.2.2. Pré dimensionnement du plancher en dalles pleine

Une dalle est un élément horizontal en béton armé, généralement de forme rectangulaire, dont une des directions (l'épaisseur e) est petite par rapport aux deux autres (les portées L_x et L_y).

critère de résistance : (D'après le C.B.A)(3)

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis dont :

- L_x : La petite portée du panneau
- L_y : La grande portée du panneau

Pour :

$$\begin{aligned} \bullet \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0,4 & \quad \left\{ \begin{array}{l} e_p \geq (L_x / 20) \text{ pour un panneau isolé.} \\ e_p \geq (L_x / 25) \text{ pour une dalle continue.} \end{array} \right. \\ \bullet \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} \geq 0,4 & \quad \left\{ \begin{array}{l} e_p \geq (L_x / 30) \text{ pour un panneau isolé.} \\ e_p \geq (L_x / 40) \text{ pour une dalle continue} \end{array} \right. \end{aligned}$$

→ Dans notre cas, nous avons : $L_x = 4,33 \text{ m}$ et $L_y = 4,60 \text{ m}$
 $\alpha = 433 / 460 = 0,94 > 0,4 \longrightarrow e_p \geq (L_x / 40) \longrightarrow e_p \geq 10,83 \text{ cm}$

Condition de flèche:

- Il faut vérifier la condition suivante :

➤ dalle reposant sur deux appuis :
 $(L_x / 35) \leq e_p \leq (L_x / 30)$ Pour les dalles continues avec $l_x/l_y < 0,4$

➤ dalle reposant sur 3 ou 4 appuis :
 $(L_x / 50) \leq e_p \leq (L_x / 40)$ Pour les dalles continues avec $l_x/l_y > 0,4$

On a : $\alpha = 0,94 > 0,40$

donc : $(L_x / 50) \leq e_p \leq (L_x / 40) \longrightarrow 8,66 \leq e_p \leq 10,83 \text{ [cm]}$

→ On adopte: **$e_p = 12 \text{ cm}$**

•Résistance au feu

$e = 7,0 \text{ cm}$ pour une heure de coupe de feu.

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

D'où : $e = 11 \text{ cm}$

•Isolation phonique

Selon les règles C.B.A.93 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique D'où : **$e = 15 \text{ cm}$** .

L'isolation contre le bruit d'impact $e_p \geq 16 \text{ cm}$.

Contre le bruit aérien $e_p \geq 14 \text{ cm}$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend l'épaisseur de la dalle pleine est:

$e_p = 16 \text{ cm}$

II.2.3. Evaluation des charges et surcharges

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

II.2.3.1. Charges permanentes

Tableau II.1. Plancher terrasse accessible :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	20	0.02	0.4
2-Mortier de pose	20	0.02	0.4
3-Forme de pente	20	0.10	2
4-Lit de sable	17	0.03	0.51
5-Dalle en corps creux 16+4	-	0,16+0,04	2,8
6-Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
G (KN/m ²)	6,31		
Q (KN/m ²)	1,5		

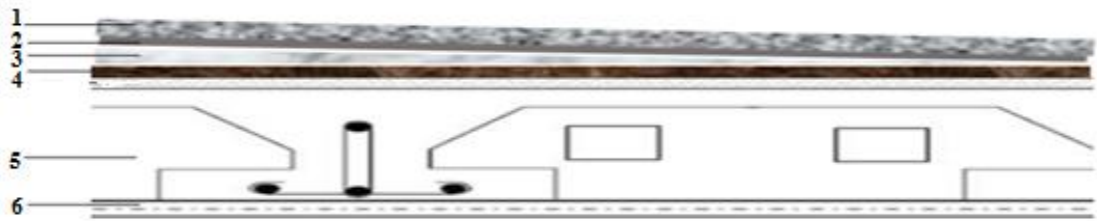


figure II.3. Plancher terrasse accessible.

Tableau II.2. Plancher terrasse inaccessible :

Désignation	(KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-protection gravillon	17	0,10	1,7
2-étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	20	0,10	2
4-isolation thermique	4	0,04	0,16
5- dalle en corps creux 16+4	-	0,16+0,04	2,8

6-enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (KN/m ²)	6,98		
Q (KN/m ²)	1		

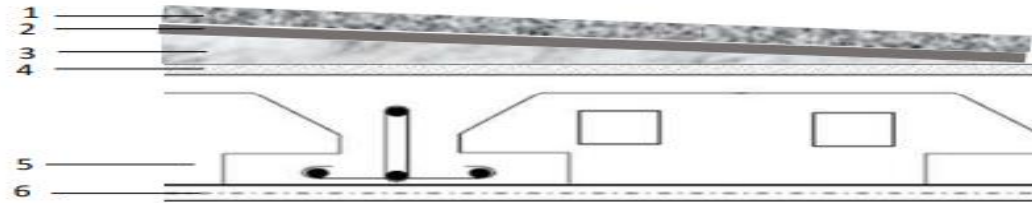


Figure II.4. Plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3. Plancher étage courant :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-Cloison en brique	10	0,10	1
2-Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
3-Mortier de pose	20	0,02	0,4
4- Lit de sable	17	0,03	0,51
5- dalle en corps creux 16+4	-	0,16+0,04	2,8
6-enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (KN/m ²)	5,31		
Q(KN/m ²)	1,5		

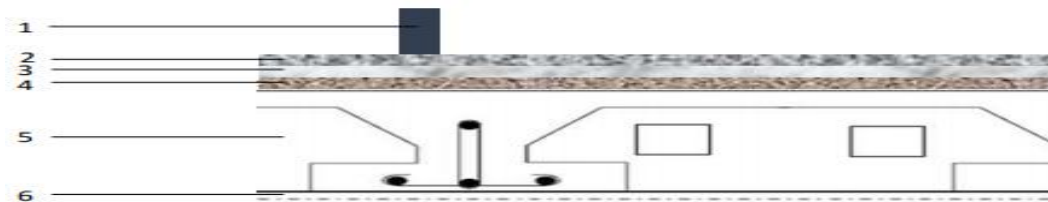


Figure II.5. Étage courant en corps creux.

Tableau II.4. plancher RDC :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-Cloison en brique creuses	10	0,10	1
2-Revêtement en carrelage	20	0,02	0,4
3-Mortier de pose	20	0,02	0,4
4- Lit de sable	18	0,02	0,36
5- dalle pleine	25	0,16	4
6-enduit en plâtre	10	0,02	0,2
G (KN/m ²)	6,36		
Q (KN/m ²)	2,5		

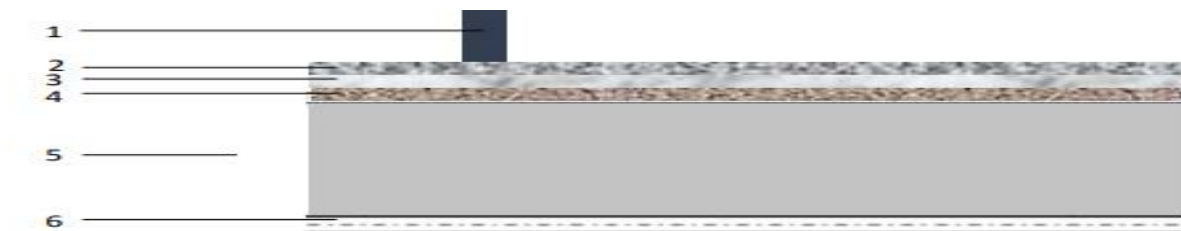
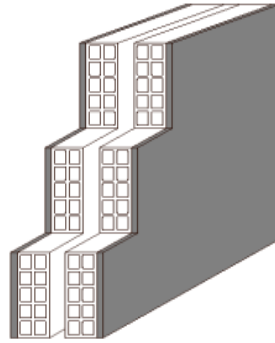


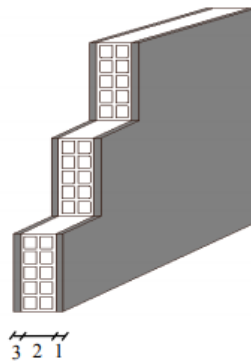
Figure II.6. Plancher en dalle pleine rdc.

Tableau II.5. Mur extérieur :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-enduit extérieur (ciment)	18	0,02	0,36
2- brique creuse (15cm)	9	0,15	1,35
3- brique creuse (10cm)	9	0,10	0,9
4-enduit intérieur (plâtre)	10	0,02	0,2
5- lame d'air	-	0,015	-
G (KN/m ²)	2,81		

**Figure II.7.** Mur extérieur.**Tableau II.6.** Mur intérieur :

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-enduit extérieur (platre)	10	0,02	0,2
2- brique creuse (10 cm)	9	0,10	0,9
3- enduit intérieur (platre)	10	0,02	0,2
G (KN/m ²)	1,30		

**Figure II.8.** mur intérieure.

II.3. Les escaliers

II.3.1. Introduction :

L'**escalier** est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (**marches et paliers**) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un niveau à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

II.3.2. Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée** : C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier** : C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).
- **La paillasse** : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour** : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche** : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche** : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement** : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.
- **La foulée** : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.

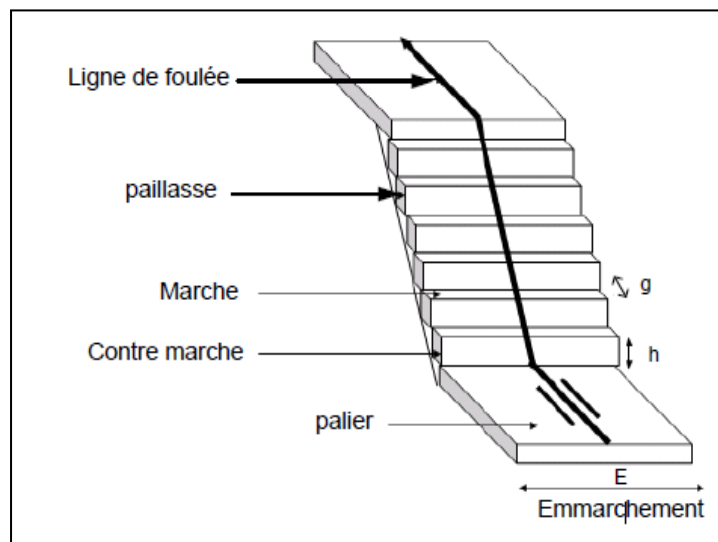


Figure II.9. Représentation d'un escalier.

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

II.3.3. Pré dimensionnement : On a un escalier de deux volées différentes pour chaque niveau ; les caractéristiques de notre escalier sont :

- **Largeur de la marche :** $g = 30\text{cm}$ ($22 \leq g \leq 33$) cm
- **Hauteur de la contre marche :** $h = 17\text{cm}$ ($14 \leq h \leq 20$) cm

Vérification de la formule de BLONDEL :

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

- **Nombre de marches**

- ✓ Paillasse 1 : $m = 6$ marches
- ✓ Paillasse 2 : $m = 3$ marches
- ✓ Paillasse 3 : $m = 6$ marches

- **Nombre de contre marches**

- ✓ Paillasse 1 : $n = m + 1 = 7$ contre marches
- ✓ Paillasse 2 : $n = 4$ contre marches
- ✓ Paillasse 3 : $n = 7$ contre marches

- **Longueur horizontale de la volée**

- ✓ Paillasse 1 : $L = g(n - 1) = 30(7 - 1) \Rightarrow L = 1,80 \text{ m}$
- ✓ Paillasse 2 : $L = g(n - 1) = 30(4 - 1) \Rightarrow L = 0,90\text{m}$
- ✓ Paillasse 3 : $L = g(n - 1) = 30(7 - 1) \Rightarrow L = 1,80\text{m}$

- **Angle d'inclinaison de la volée :**

- ✓ Paillasse 1: $\text{tg } \alpha = H / L = 1,19 / 1,80 = 0,66 \Rightarrow \alpha = 33,46^\circ$
- ✓ Paillasse 2: $\text{tg } \alpha = H / L = 0,68 / 0,90 = 0,75 \Rightarrow \alpha = 37,07^\circ$
- ✓ Paillasse 3: $\text{tg } \alpha = H / L = 1,19 / 1,80 = 0,56 \Rightarrow \alpha = 33,07^\circ$

- **Longueur de la volée :**

- ✓ Paillasse 1: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (33,46) = 2,157\text{m}$
- ✓ Paillasse 2: $L_v = L / \cos \alpha = 0,90 / \cos (37,03) = 1,127\text{m}$
- ✓ Paillasse 3: $L_v = L / \cos \alpha = 1,80 / \cos (33,46) = 2,157\text{m}$

- **Épaisseur de la volée :**

- ✓ Paillasse 1:

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{215,5}{30} \leq e_v \leq \frac{215,7}{20}$$

$$\Rightarrow 7,19\text{cm} \leq e_v \leq 10,785\text{cm} \quad \text{On adopte : } e_v = 15\text{cm.}$$

- ✓ Paillasse 2:

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{112,7}{30} \leq e_v \leq \frac{112,7}{20}$$

$$\Rightarrow 3,756\text{ cm} \leq e_v \leq 5,635\text{cm} \quad \text{On adopte : } e_v = 15\text{cm.}$$

- ✓ Paillasse 3:

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20} \Rightarrow \frac{215,5}{30} \leq e_v \leq \frac{215,7}{20}$$

$$\Rightarrow 7,19\text{cm} \leq e_v \leq 10,785\text{cm} \quad \text{On adopte : } e_v = 15\text{cm.}$$

- **Épaisseur du palier de repos :** On prend la même épaisseur que la volée : $e = 15\text{cm}$

II.4. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé « à ligne moyenne rectiligne » dont la portée est prise entre nus d'appuis, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99) ; elles doivent vérifier aussi la rigidité qui s'effectue à l'aide des formules données par la RDM.

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

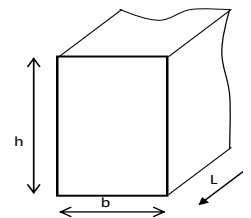
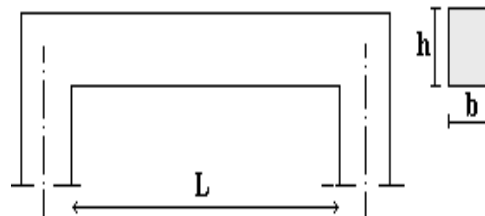


Figure II.10. Dimensionnement de la poutre

La hauteur de la poutre :

$$\bullet \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

La largeur de la poutre :

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

II.4.1. Prédimensionnement des poutres

a) Poutres principales :

Longueur de la poutre maximale entre axe d'appuis $L=460$ cm.

$$h : 30,66 \text{ cm} \leq h \leq 46 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h = 40 \text{ cm}$$

$$b : 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } b = 25 \text{ cm}$$

Vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 :

$$b=25 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

$$h=40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

$$h/b=1,6 \leq 4 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

b) Poutres secondaires :

Longueur de la poutre maximale entre axe d'appuis $L=433$ cm.

$$h : 28,88 \text{ cm} \leq h \leq 43,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } h = 35 \text{ cm.}$$

$$b : 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Nous prenons : } b = 25 \text{ cm.}$$

Vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 :

$$b=25 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

$$h=35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

$$h/b=1,4 \leq 4 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Tableau II.7. Résumé le prédimensionnement de poutre :

La poutre	Section (b*h) cm^2
Poutre principale	25*40
Poutre secondaire	25*35

II.5. Les voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du bâtiment justifiant à l'article [7.7.1 de RPA99] :

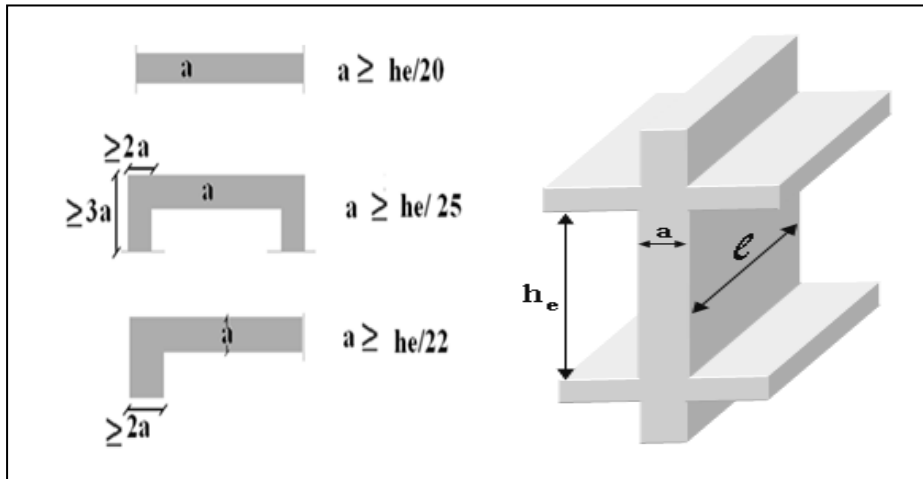


Figure II.11. Coupe de voile en plan (gauche) Voile en 3D (droite)

Avec : L : longueur de voile.

h_e : hauteur d'étage.

a : épaisseur du voile.

II.5.1. Pré dimensionnement des voiles

- $a \geq \max (a_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) ;$ avec: $a_{\min} = 15\text{cm}.$

$\Rightarrow$ On a $h_e=3,06$

$$a \geq \max (15; 12,; 24 \text{ } 13,90; 15,30)$$

$$a \geq 15,30 \text{ cm}$$

$\rightarrow$ Donc On adopte l'épaisseur des voiles : **a= 20cm** sur toute la hauteur de la structure.

Tableau II.8. l'épaisseur des voiles

	He (m)	A (cm)	Adoptée (cm)
Etage +RDC	3,06	15,30	20

II.6. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé verticaux, sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, c'est-à-dire, un poteau est affecté de la surface de plancher chargé lui revenant et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge, on appliquera la loi de dégression des charges d'exploitations.

II.6.1. Procédure de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section des poteaux est alors calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- la section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **règlement RPA 99 version 2003**.
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié 99**.

II.6.2. Loi de dégression (DTR.BC 2.2) :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à ch

aque étage de 10% jusqu'à à 0,5Q. (Q est la charge d'exploitation).

Ce qui donne :

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

Avec : n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: les charges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.9. Dégression des surcharges d'exploitation

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
8	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
7	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
6	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
5	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
4	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5)$	7
3	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_6)$	7,42
2	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_7)$	8,21
1	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_8)$	9,00
R.D.C	Q_9	$\Sigma_9 = Q_0 + \frac{3+n}{2*n} (Q_1 + \dots + Q_9)$	12,28

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la

compression selon la formule suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

N_u : Efforts normaux: $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élancement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$; on prend $L_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$

Dans le BAEL 91 modifié 99 il est préférable de prendre $\lambda = 35^0$

a : dimension de la section du béton du poteau

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{a.b^3}{12.a.b}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$

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

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale

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

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

F_{bc} : contrainte du béton en compression $F_{bc} = 14,17$ MPa.

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

✓ Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$

On prend : $a = b$

$$(a - 2)(a - 2) \geq 0,064 N_u$$

$$(a - 0,02)^2 \geq 0,064 N_u$$

$$a \geq \sqrt{0,064.N_u} + 2$$

a : dimension de la section du béton du poteau

Selon le BAEL 91 modifié 99 : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

On tire de l'équation N_u la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow B_r \geq 0,064 N_u$$

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 99 version 2003** (Article : 7.4.1)

♦ **Poteau rectangulaire ou carrée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30\text{cm} \quad (\text{zone III}) \\ \text{Min (a,b)} \geq \frac{h_e}{20} \text{ et } h_e : \text{ hauteur de poteaux .} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4. \end{array} \right.$$

Vérification de la section trouvée à l'ELS selon le **BAEL 91 modifié 99**

De la descente de charges on détermine l'effort normal pondéré aux l' ELS « N_s » qui sollicite le poteau, On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_s}{B + n A_s} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $N_s = G + Q$.

N_s : Effort normal pondéré à ELS tel que $N_s = G + Q$

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation. Dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages

B : Section de béton du poteau.

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

En remplaçant dans l'équation ci-dessus les différents termes par leurs valeurs on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec : $B = a \times b$

II.6.3. Charges et surcharges revenants au poteau

➤ Charge permanente :

• Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$✓ S_{\text{plancher}} = 3,78 \times 3,99 = 15,082 \text{ m}^2$$

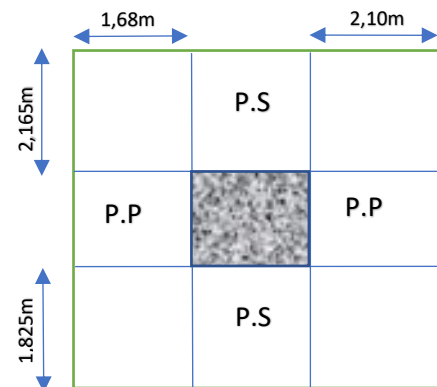


Figure II.12. Surface afférente d'un poteau plus sollicité

✓ Poids revenant au 9^{ème} étage (plancher terrasse) :

- Poids plancher terrasse $G_{PT} = 6,98 \times 15,082 = 105,27 \text{ kN}$
 - Poids des poutres principales $G_{PP} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 3,78 = 9,45 \text{ kN}$
 - Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,99 = 8,73 \text{ kN}$
-
- $g_T = 123,45 \text{ kN}$**

✓ Poids revenant au 8^{ème} étage :

=> (b*h) => (30*30) section de poteaux [Min (a,b) ≥ 30 cm ' en zone III'].

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,31 \times 15,082 = 80,085 \text{ kN}$
 - Poids des poutres principales $G_{PP} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 3,78 = 9,45 \text{ kN}$
 - Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,99 = 8,73 \text{ kN}$
 - Poids des poteaux $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ kN}$
-
- $g_8 = 105,15 \text{ kN}$**

D'où : $G_{08} = g_T + g_8 = 123,45 + 105,15 = 228,60 \text{ kN}$

✓ Poids revenant au 7^{ème} étage :

=> (b*h) => (30*30) section de poteaux [Min (a,b) ≥ 30 cm ' en zone III'].

- Poids plancher courant $G_{PC} = 5,31 \times 15,082 = 80,085 \text{ kN}$
 - Poids des poutres principales $G_{PP} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 3,78 = 9,45 \text{ kN}$
 - Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,99 = 8,73 \text{ kN}$
 - Poids des poteaux $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ kN}$
-
- $g_7 = 105,15 \text{ kN}$**

D'où : $G_{07} = G_{08} + g_7 = 228,6 + 105,15 = 333,75 \text{ kN}$

✓ **Poids revenant au 6^{ème} étage :**

$$G_{06} = G_{07} + g_6 = 333,75 + 105,15 = 438,9 \text{ KN}$$

✓ **Poids revenant au 5^{ème} étage :**

$$G_{05} = G_{06} + g_5 = 438,9 + 105,15 = 544,05 \text{ KN}$$

✓ **Poids revenant au 4^{ème} étage :**

$$G_{04} = G_{05} + g_4 = 544,04 + 105,15 = 649,20 \text{ KN}$$

✓ **Poids revenant au 3^{ème} étage :**

$$G_{03} = G_{04} + g_3 = 649,20 + 105,15 = 754,35 \text{ KN}$$

✓ **Poids revenant au 2^{ème} étage :**

$$G_{02} = G_{03} + g_2 = 754,35 + 105,15 = 859,50 \text{ KN}$$

✓ **Poids revenant au 1^{ème} étage :**

$$G_{01} = G_{02} + g_1 = 859,40 + 105,15 = 964,65 \text{ KN}$$

✓ **Poids revenant au RDC :**

- ✓ Poids plancher RDC $G_{RDC} = 6,36 \times 15,082 = 95,92 \text{ kN}$
 - ✓ Poids des poutres principales $G_{PP} = 0,25 \times 0,40 \times 25 \times 3,78 = 9,45 \text{ kN}$
 - ✓ Poids des poutres secondaires $G_{PNP} = 0,25 \times 0,35 \times 25 \times 3,99 = 8,73 \text{ KN}$
 - ✓ Poids des poteaux $G_{Pot} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,06 = 6,885 \text{ KN}$
- $g = 120,985 \text{ Kn}$**

$$G_{RDC} = G_{01} + g = 964,65 + 120,985 = 1085,635 \text{ Kn}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

Tableau II.10. Dégression des surcharges d'exploitation.

Niveaux des planchers	Surcharge	Σ Surcharge Q = Q étage (KN/m ²)*S(m ²)	Surcharge (kn)
Terrasse	Q ₀	$\Sigma_0 = Q_0 \times S$	15,082
8	Q ₁	$\Sigma_1 = (Q_0 + Q_1) \times S$	37,705
7	Q ₂	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \times S$	58,066
6	Q ₃	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) \times S$	76,164
5	Q ₄	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \times S$	92,00
4	Q ₅	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + \dots + Q_5) \times S$	105,574
3	Q ₆	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6) \times S$	111,908
2	Q ₇	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,70(Q_1 + \dots + Q_7) \times S$	123,823
1	Q ₈	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_8) \times S$	135,738
R.D.C	Q ₉	$\Sigma_9 = Q_0 + 0,60(Q_1 + \dots + Q_9) \times S$	185,207

Tableau II.11. Dimensions des poteaux prises en compte.

Niveaux	G (kn)	Q (kn)	Nu (kn)	Br (cm ²)	a (cm)	MinRPA (cm ²)	axb (cm ²)
Terrasse	123,45	15,082	189,28	121,13	13	30x30	30x30
8	228,60	37,705	365,17	233,71	17,29	30x30	30x30
7	333,75	58,066	537,66	344,10	20,55	30x30	30x30
6	438,9	76,164	706,761	452,33	23,27	30x30	35x35
5	544,05	92,00	872,47	558,38	25,63	30x30	35x35
4	649,20	105,574	1034,78	662,26	27,73	30x30	35x35
3	754,35	111,908	1186,23	759,19	29,55	30x30	40x40
2	859,50	123,823	1346,06	861,48	31,35	30x30	40x40
1	964,65	135,738	1505,88	963,76	33,04	30x30	40x40
RDC	1085,635	185,207	1743,42	1115,79	35,40	30x30	45x45

Méthode de calculs la section :

Etage terrasse :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (123,45) + 1,5 (15,082) = 189,28 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0,064 \cdot N_u \Rightarrow Br \geq 0,064 \cdot 189,28 \cdot 10^{-3} \text{ Mn} \cdot 10^4 \text{ cm}^2 \Rightarrow Br \geq 121,10 \text{ cm}^2$$

$$Br = (a - 2)^2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } a \geq \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a \geq 13,00 \text{ cm.}$$

Vérification à ELS selon AEL 91 MODIFIÉ 99 :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B+n} \Rightarrow \frac{N_{\text{ser}}}{1,15 \cdot B} < \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$N_{\text{ser}} = G + Q.$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15. \text{ Avec : } n : \text{coefficient d'équivalence.}$$

Tableau II.12. Tableau résumé Vérification à ELS selon BAEL 91 MODIFIÉ 99 :

Niveau	G(kN)	Q(kN)	Nser(kN)	B(a*b)	$\Sigma \sigma_{\text{ser}}(\text{Mpa})$	$\Sigma \sigma_{bc}(\text{Mpa})$	verif
Terrasse	123,45	15,082	138,532	30*30	1,338	15	OK
8	228,60	37,705	266,305	30*30	2,573	15	OK
7	333,75	58,065	391,815	30*30	3,786	15	OK
6	438,90	76,164	515,064	35*35	3,656	15	OK
5	544,05	92,00	636,05	35*35	4,515	15	OK
4	649,20	105,574	754,77	35*35	5,357	15	OK
3	754,35	111,908	866,258	40*40	4,708	15	OK
2	895,50	123,823	1019,323	40*40	5,540	15	OK
1	964,65	135,738	1100,388	40*40	5,981	15	OK
RDC	1085,635	185,207	1270,842	45*45	5,457	15	OK

Méthode vérification de la section :

Niveaux terrasse :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{1,15 \cdot B} = \frac{138,532 \cdot 10^{-3}}{1,15 \cdot 0,3 \cdot 0,3} = 1,338 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Vérification au flambement :

L'élancement calculé comme suite :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : longueur de flambement d'après [BAEL91r 99/art B.8.3, 31]

$$L_f = 0,7 \cdot L_0$$

L_0 : la longueur libre du poteau.

i: rayon de giration

Le rayon de giration calculé comme suite :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

I : le moment d'inertie.

$$I = \frac{a \cdot a^3}{12}$$

B : section de poteaux carré :

$$B = a \cdot a$$

Tableau II.13. Vérification au flambement

Niveaux	L0 (m)	Lf=0,7*L0 (m)	B(a*a) (m ²)	i (m ²)	λ	Λ<50
Terrasse	3,06	2,142	0,30*0,30	0,0866	24,734	OK
8	3,06	2,142	0,30*0,30	0,0866	24,734	OK
7	3,06	2,142	0,30*0,30	0,0866	24,734	OK
6	3,06	2,142	0,35*0,35	0,101	21,208	OK
5	3,06	2,142	0,35*0,35	0,101	21,208	OK
4	3,06	2,142	0,35*0,35	0,101	21,208	OK
3	3,06	2,142	0,40*0,40	0,115	18,626	OK
2	3,06	2,142	0,40*0,40	0,115	18,626	OK
1	3,06	2,142	0,40*0,40	0,115	18,626	OK
RDC	3,06	2,142	0,45*0,45	0,130	16,477	OK

Méthode de calcul :

$$\text{Niveaux terrasse : } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \cdot L_0}{i} = \frac{0,7 \cdot L_0}{i} = \frac{0,7 \cdot 3,06}{0,08660254} = 24,734 < 50 \Rightarrow \text{vérifier.}$$

Vérification condition minimal Vérification Selon le RPA 99 modifié 2003 :

Les poteaux doivent respecter les conditions ci-après :

1) Min (a,b) ≥ 30 cm ' en zone III'

=> Min (30.30) ≥ 30 cm => vérifier.

2) vérification de hauteur : Min (a,b) ≥ $\frac{h_e}{20}$

Min (a,b) ≥ $\frac{h_e}{20}$ et h_e : hauteur de poteaux .

Min (30.30) ≥ $\frac{306}{20} = 15,30$ cm => vérifier.

$$3) \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4.$$

$$\Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{30}{30} \leq 4.$$

$$\Rightarrow \frac{1}{4} \leq 1 \leq 4 \Rightarrow \text{vérifié.}$$

Tableau II.14. Choix de pré dimensionnement de poteau :

Niveaux	Poteaux (a*b) (cm ²)
Terrasse	30*30
8	30*30
7	30*30
6	35*35
5	35*35
4	35*35
3	40*40
2	40*40
1	40*40
RDC	45*45

II.7. Conclusion :

Le pré dimensionnement a pour but d'assurer la stabilité et la résistance et l'économie de l'ouvrage d'après les règles de RPA99/version 2003 et les différents critères, Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des planchers creux et des dalles pleines.

Chapitre III : Etude des plancher

III.1. Introduction :

Les planchers en B.A sont des aires surface généralement horizontaux, distingue à limité des niveaux et de supporte les revêtements des sols et les charge appliquées « permanente, d'exploitation), Leur rôle :

- Résistance aux charges permanentes G et d'exploitation Q.
- Isolation : les différents niveaux, thermique et acoustique.
- protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.2. Etude du Plancher à corps creux : On a 2 types de poutrelle :

III.2.1 Type des poutrelles :

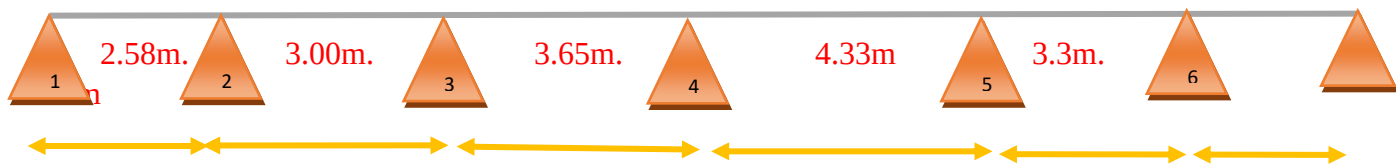


Figure.III.1 : Type de poutrelle (1) étage courant et terrasse accessible.

Tableau III.1. Choix de méthode utilisé

Type	méthode	Cause		Méthode utilisé
1	Forfaitaire	$Q \leq \min (2 \cdot G ; 5 \text{KN})$	Vérifier	Caquot
		$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25 \Rightarrow 0,8 < \frac{4,5}{3,2} < 1,25$	Non vérifier	
		Inertie constante	Vérifier	
		Fissuration peu préjudiciable.	Vérifier	
2	Forfaitaire	$Q \leq \min (2 \cdot G ; 5 \text{KN})$	Vérifier	Forfaitaire
		$0,8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1,25 \Rightarrow 0,8 < \frac{2,9}{3,2} < 1,25$	Vérifier	
		Inertie constante	Vérifier	
		Fissuration peu préjudiciable.	Vérifier	

III.2.2. Méthode de calcul :

a) Caquot : l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée pour le type 1, on applique la méthode de Caquot.

Moment en appuis :

Appuis de rive => $M_a = 0$.

Appuis intermédiaires => $M_a = -\frac{qwl'w^3 + qel'e^3}{8,5*(l'w + l'e)}$.

$l'w$: longueur de travée à gauche et $l'e$: longueur de travée à droite.

$l'=l$ => travée de rive et $l'=l*0,8$ => travée intermédiaire

qw : charge répartie à gauche de l'appui à calculer.

qe : charge répartie à droite de l'appui à calculer.

Moment en travée : $M_t(x) = \frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{l}\right)x + Mw$

Avec :

Mw : valeur de moment à gauche.

Me : valeur de moment à droite.

l : longueur de travée.

q : charge répartie de travée à calculer.

Me : moment appuis à droite de travée.

Mw : moment appui à gauche de travée.

La position de moment max sur la travée : $X = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$

Efforts tranchant : $T_w = \frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$ et $T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$.

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

b) forfaitaire :

Dans notre étude on calcule par la méthode de forfaitaire pour type 2 et type 3.

Moment en appuis :

Appuis de rive : $M = 0,2M_0$.

Poutre deux travées : $M = 0,6M_0$.

Poutre + deux travées : $M = 0,5M_0$.

Appuis de rive + trois travées : $M = 0,4M_0$.

Moment en travée :

- Travée de rive $\Rightarrow M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ travée de rive.
- Travée intermédiaire $\Rightarrow M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ travée intermédiaire.
- Vérifie par : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha) M_0 ; 1,05 M_0]$.

Avec :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} \text{ et } \alpha = \frac{Q}{Q+G}.$$

M_0 : valeur maximale di moment fléchissant « moment isostatique ».

M_t : moment en travée.

M_e : moment absolue de l'appui à droite de travée.

M_w : moment absolue de l'appui à gauche de travée.

$$\text{Effort tranchant : } T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ et } T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

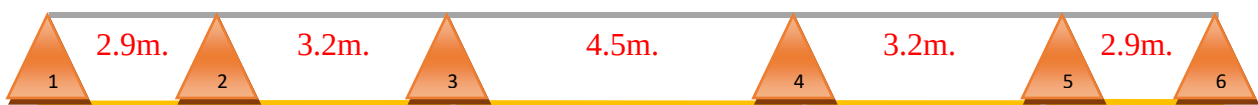
T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Tableau III.2. Évaluation des charges

Niveau	b(m)	Charge		Combinaison fondamentale	
		G(KNm ²)	Q(KNm ²)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Terrasse inaccessible	0,6	6,98	1	6,55	4,78
Etage Courant	0,6	5,31	1,5	5,65	4,08

III. Calcul du plancher corps creux :

a) Type de poutrelle (1) méthode de Caquot :



Évaluation des charger ELU terrasse accessible :

$$q_u = [1,35 (G) + 1,5(Q)] * 0,6$$

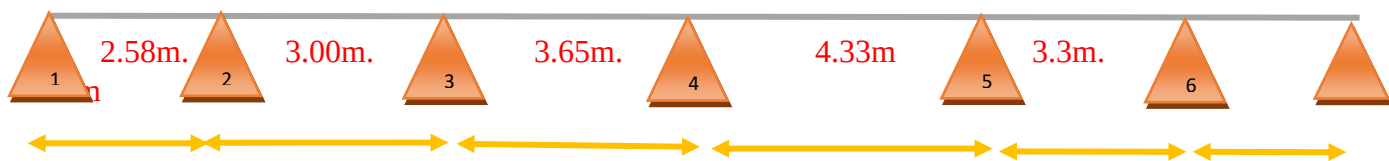
$$q_u = [1,35 (5,31) + 1,5 (1,5)] * 0,6 = 5,65 \text{ KN/m}$$

Calcul du type 1 :

Moment en appui : On applique la condition de Caquot :

$l' = l \Rightarrow$ travée de rive et $l' = l * 0,8 \Rightarrow$ travée intermédiaire

Donc :



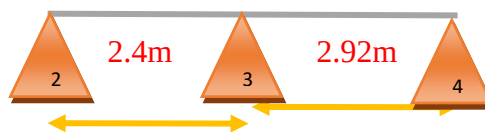
$$M_a (1) = M_a (7) = 0$$

Moment en appui sur (2) :



$$M_a (2) = - \frac{6,55 * 2,58^3 + 6,55 * 2,4^3}{8,5 * (2,58 + 2,4)} = -4,796 \text{ KN.m}$$

Moment en appui sur (3) :



$$M_a (3) = - \frac{6,55 * 2,4^3 + 6,55 * 2,92^3}{8,5 * (2,4 + 2,92)} = -5,60 \text{ KN.m}$$

Moment en appui sur (4) :



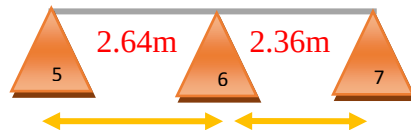
$$M_a (4) = - \frac{6,55 * 2,92^3 + 6,55 * 3,464^3}{8,5 * (2,92 + 3,464)} = -8,022 \text{ KN.m}$$

Moment en appui sur (5) :



$$Ma(5) = -\frac{6,55 \cdot 3,464^3 + 6,55 \cdot 2,64^3}{8,5 \cdot (3,464 + 2,64)} = -7,57 \text{ KN.m}$$

Moment en appui sur (6) :



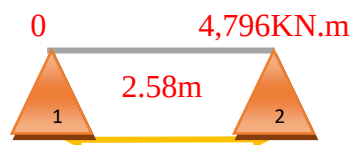
$$Ma(6) = -\frac{6,55 \cdot 2,64^3 + 6,55 \cdot 2,36^3}{8,5 \cdot (2,64 + 2,36)} = -4,861 \text{ KN.m}$$

Moment en traves :

$$X = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{qu \cdot l}$$

$$Mt(x) = \frac{qu \cdot l}{2} \cdot x - \frac{qu \cdot x^2}{2} + \frac{Me - Mw}{l} \cdot x + Mw$$

Travée (1-2)



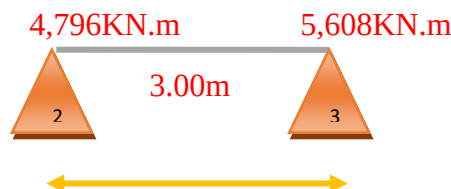
$$X_{1/2} = \frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{qu \cdot l} \Rightarrow X_{1/2} = \frac{2,9}{2} + \frac{4,796 - 0}{6,56 \cdot 2,58} = 1,57 \text{ m}$$

$$Mt(x) = \frac{6,55 \cdot 2,58}{2} \cdot x - \frac{6,56}{2} x^2 + \left(\frac{4,796 - 0}{2,58} \right) \cdot x + 0$$

$$Mt(1,75) = \frac{6,55 \cdot 2,58}{2} \cdot 1,57 - \frac{6,56}{2} 1,57^2 + \left(\frac{4,796 - 0}{2,58} \right) \cdot 1,57 + 0$$

$$Mt(1,75) = 8,111 \text{ KN.m}$$

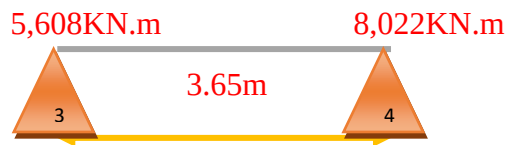
Travée (2-3)



$$X = 1,541 \text{ m}$$

$$Mt(1,7) = \frac{6,55 \cdot 3}{2} \cdot 1,541 - \frac{6,55}{2} 1,541^2 + \left(\frac{5,608 - 4,963}{3} \right) \cdot 1,541 + 4,796 = 12,576 \text{ KN.m}$$

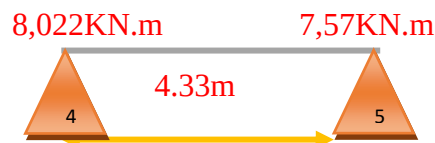
Travée (3-4)



$$X=1,925\text{m.}$$

$$M_t(2,25) = \frac{6,55 \times 3,65}{2} \times 1,925 - \frac{6,55}{2} \times 1,925^2 + \left(\frac{8,022 - 5,608}{3,65} \right) \times 1,925 + 5,608 = 17,756 \text{ kN.m}$$

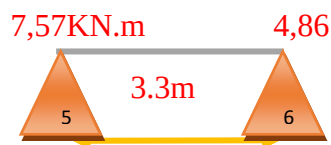
Travée (4-5)



$$X=2,149\text{m.}$$

$$M_t(1,5) = \frac{6,55 \times 4,33}{2} \times 2,149 - \frac{6,55}{2} \times 2,149^2 + \left(\frac{7,57 - 8,022}{4,33} \right) \times 2,149 + 8,022 = 23,184 \text{ kN.m}$$

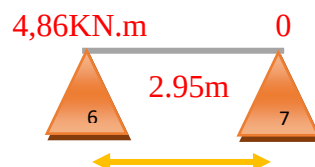
Travée (5-6)



$$X = 1,524\text{m.}$$

$$M_t(1,524) = \frac{6,55 \times 3,3}{2} \times 1,524 - \frac{6,55}{2} \times 1,524^2 + \left(\frac{4,86 - 7,57}{3,3} \right) \times 1,524 + 7,57 = 15,182 \text{ kN.m}$$

Travée (6-7)



$$X = 1,223\text{m.}$$

$$M_t(1,223) = \frac{6,55 \times 2,95}{2} \times 1,223 - \frac{6,55}{2} \times 1,223^2 + \left(\frac{0 - 4,86}{2,95} \right) \times 1,223 + 0 = 9,762 \text{ kN.m}$$

Efforts tranchant :

Travée (1-2)

$$T(1) = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(1) = \frac{6,55 \cdot 2,58}{2} + \frac{4,796-0}{2,58} = 10,308 \text{ KN}$$

$$T(2) = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(2) = -\frac{6,55 \cdot 2,9}{2} + \frac{4,796-0}{2,58} = -6,590 \text{ KN}$$

Travée (2-3)

$$T(2) = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(2) = \frac{6,55 \cdot 3}{2} + \frac{5,608-4,796}{3} = 10,098 \text{ KN}$$

$$T(3) = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(3) = -\frac{6,55 \cdot 3}{2} + \frac{5,608-4,796}{3} = -9,554 \text{ KN}$$

Travée (3-4)

$$T(3) = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(3) = \frac{6,55 \cdot 3,65}{2} + \frac{8,022-5,608}{3,65} = 12,15 \text{ KN}$$

$$T(4) = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(4) = -\frac{6,55 \cdot 3,65}{2} + \frac{8,022-5,608}{3,65} = -11,292 \text{ KN}$$

Travée (4-5)

$$T(4) = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(4) = \frac{6,55 \cdot 4,33}{2} + \frac{7,57-8,022}{4,33} = 14,076 \text{ KN}$$

$$T(5) = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(5) = -\frac{6,55 \cdot 4,33}{2} + \frac{7,57-8,022}{4,33} = -14,285 \text{ KN}$$

Travée (5-6)

$$T(5) = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(6) = \frac{6,55 \cdot 3,30}{2} + \frac{4,86-7,57}{3,30} = 9,986 \text{ KN}$$

$$T(6) = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(7) = -\frac{6,55 \cdot 3,30}{2} + \frac{4,86-7,57}{3,30} = -11,628 \text{ KN}$$

Travée (6-7)

$$T(5) = \frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(6) = \frac{6,55 \cdot 2,95}{2} + \frac{0-4,86}{2,95} = 8,013 \text{ KN}$$

$$T(6) = -\frac{ql}{2} + \frac{Me-Mw}{l} \Rightarrow T(7) = -\frac{6,55 \cdot 2,95}{2} + \frac{0-4,86}{2,95} = -11,308 \text{ KN}$$

Tableau III.3.résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour plancher terrasse ELU

Poutrelle type (1)	ELU (qu=6.55KN/m)		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 8.111	T(1) = 10,308	M1= 0
2		T(2) = -6,590	M2=-4,796
2	Mt (2-3) =12.576	T(2) = 10,095	
3		T(3) = -9,554	M3=-5,60

3	Mt (3-4) =17.756	T(3) = 12,15	M4=-8,022
4		T(4) = -11,292	
4	Mt (4-5) =23.184	T(4) = 14,079	M5=-7,57
5		T(5) = -14,285	
5	Mt (5-6) = 15.182	T(5) = 9,986	M6=-4,861
6		T(6) = -11,628 T(6) = 8,013	
6	Mt(6-7)=9.762 KN.m	T(7) = -11,308	M7=0KN.m
7	23.184	14,286	8,022

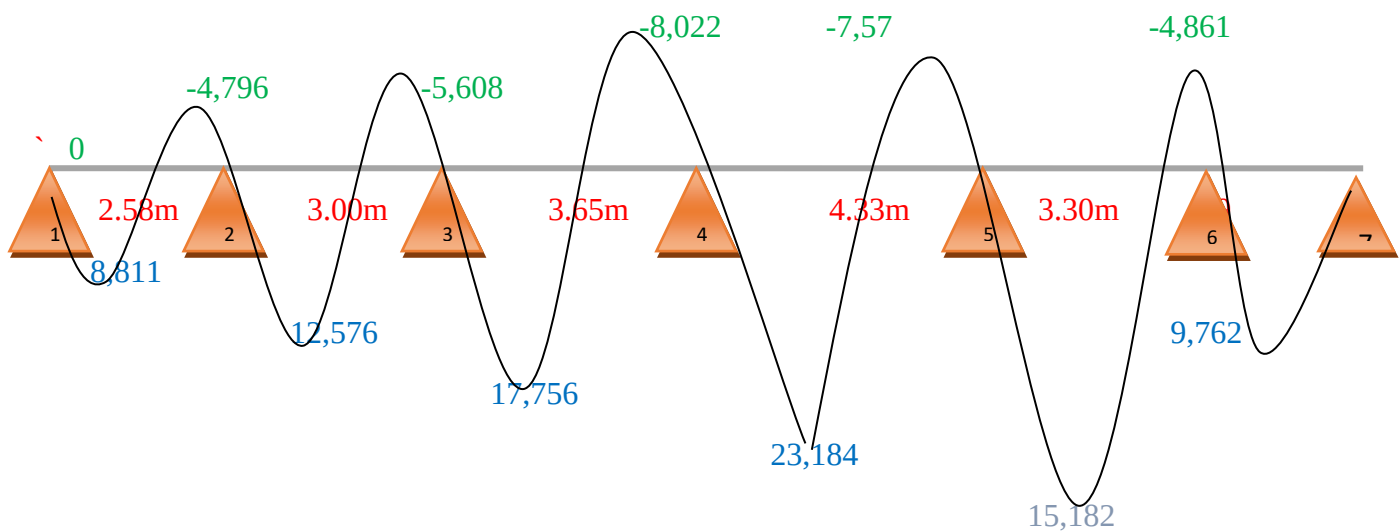
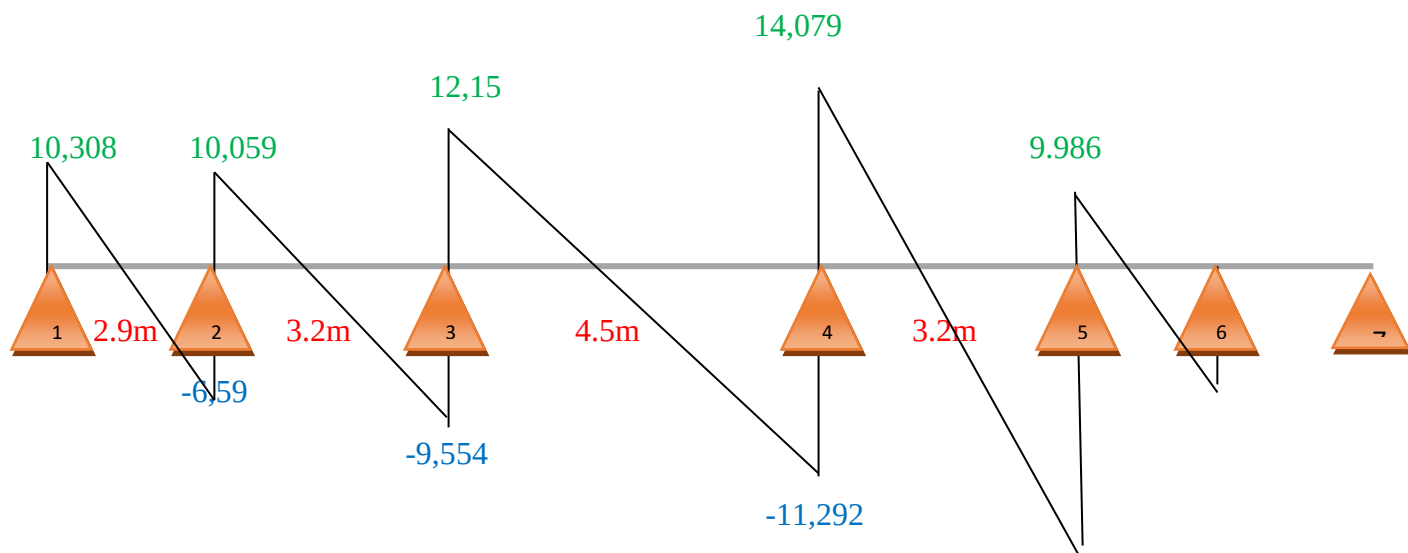


Diagramme des moments fléchissant terrasse en ELU en travée et en appui « en KN.m



-14,285

Diagramme des efforts tranchants terrasse en ELU « en KN »

Tableau III.4.résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour plancher terrasse ELS

Poutrelle type (1)	ELS (qser=4.788KN/m)		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 5,929	T(1) = 7,535	M1= 0
2		T(2) = -4,817	M2=-3,506
2	Mt (2-3) =9,193	T(2) = 7,379	
3		T(3) =-6,984	M3=-4,099
3	Mt (3-4) =14,457	T(3) = 9,221	
4		T(4) = 10,289	M4=-5,864
4	Mt (4-5) =16,920	T(4) = -10,442	
5		T(5) = 7,300	M5=-5,533
5	Mt (5-6) = 11,087	T(5) = -8,500	
6		T(6) = 5,857	M6=-3,553
7	Mt(6-7)=7,136	T(7)=-8,266	M7=0
Max	16,920	10,442	5,864

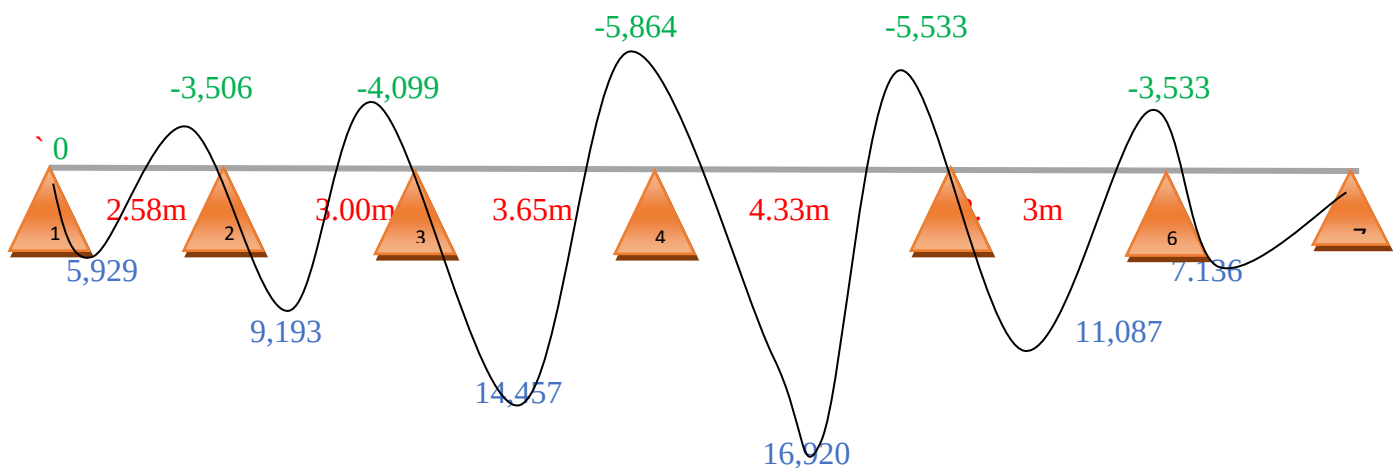


Diagramme des moments fléchissant terrasse en ELS en travée et en appuis « en KN.m »

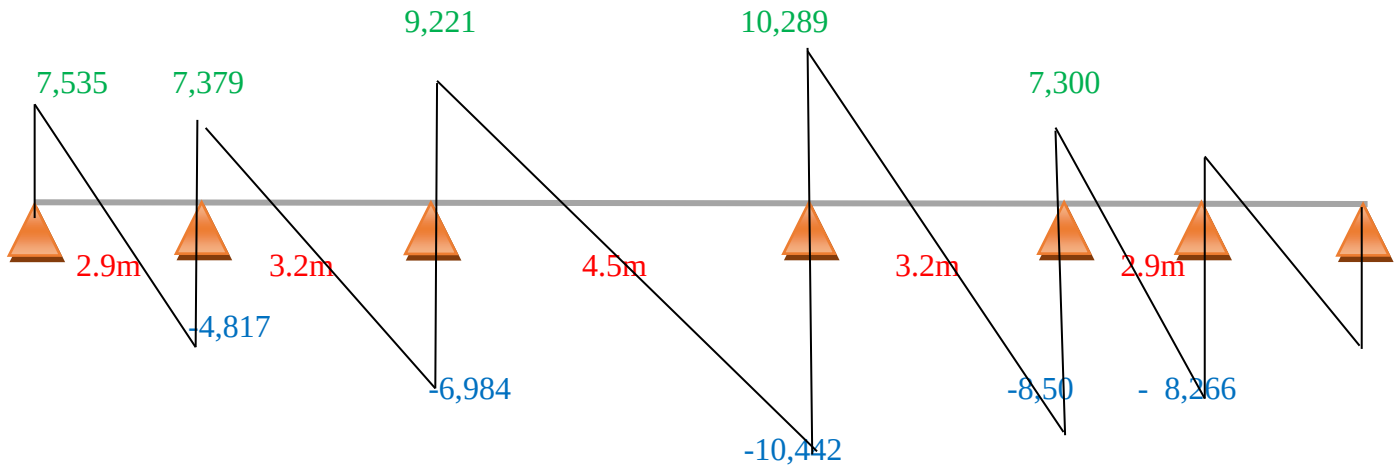


Diagramme des efforts tranchants terrasse en ELS « en KN ».

Tableau III.5. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour étage courant ELU

Poutrelle type (1)	ELU ($q_u=5.65 \text{ KN/m}$)		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) =6,134	T(1) = 9,147	M1= 0
2		T(2) = -5,429	M2 = -4,137
2	Mt (2-3) =11,546	T(2) = 8,745	
3		T(3) = -8,204	M3 = -4,834
3	Mt (3-4) =16,262	T(3) = 10,972	
4		T(4) = 9,649	M4 = -6,920
4	Mt (4-5) =19,966	T(4) = 12,127	
5		T(5) = -12,336	M5 = -6,530
5	Mt (5-6) = 13,965	T(5) = 8,501	
6		T(6) = -10,143 T(6)=6,686	M6 = -4,193
7	Mt(6-7)=8,816	T(7) = -9,981	
Max	19,966	12,336	6,920

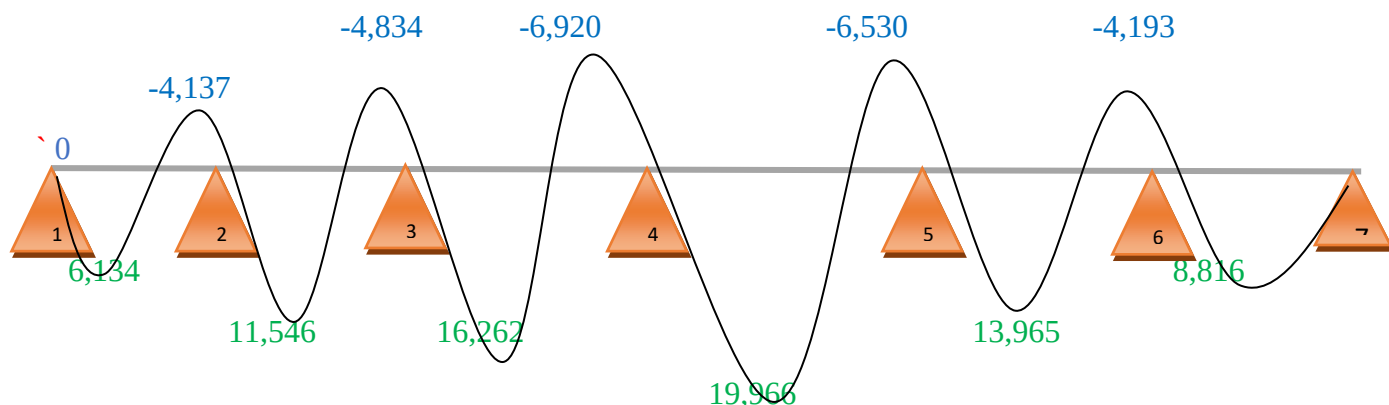


Diagramme des moments fléchissant étage courant, ELU en travée et en appuis « en KN.m »

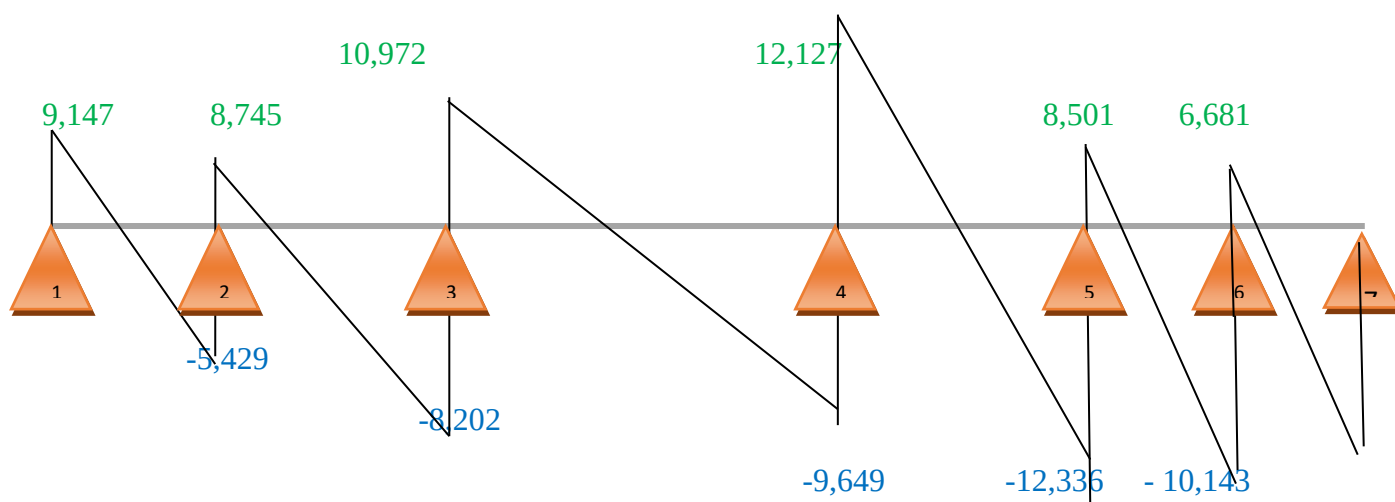


Diagramme des efforts tranchants étage courant en ELU « en KN »

Tableau III.6. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour étage courant ELS

Poutrelle type (1)	ELS (qser=4.086KN/m)		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) =5,060	T(1) = 6,430	M1= 0
2		T(2) = -4,11	M2 = -2,992

2	Mt (2-3) = 8,066	T(2) = 6,439	M3 = -3,924
3		T(3) = -5,818	
3	Mt (3-4) = 11,279	T(3) = 7,752	M4 = -5,004
4		T(4) = -7,161	
4	Mt (4-5) = 14,439	T(4) = 8,781	M5 = -4,722
5		T(5) = -8,911	
5	Mt (5-6) = 9,471	T(5) = 6,229	M6 = -3,032
6		T(6) = -7,254	
7	Mt(6-7) = 6,090	T(6) = 4,999 T(7) = -7,054	M7 = 0
Max	14,439	8,911	5,004

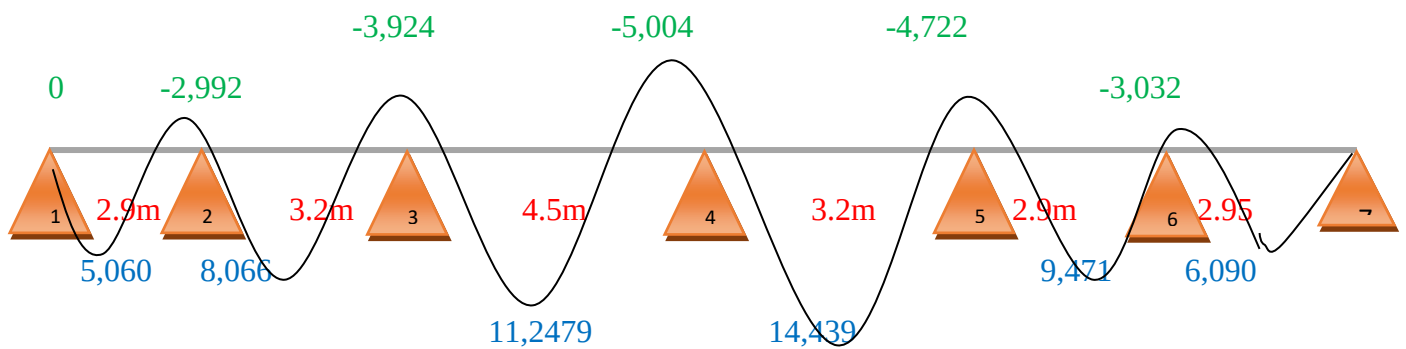


Diagramme des moments fléchissant étage courant, ELS en travée et en appuis « en KN.m »

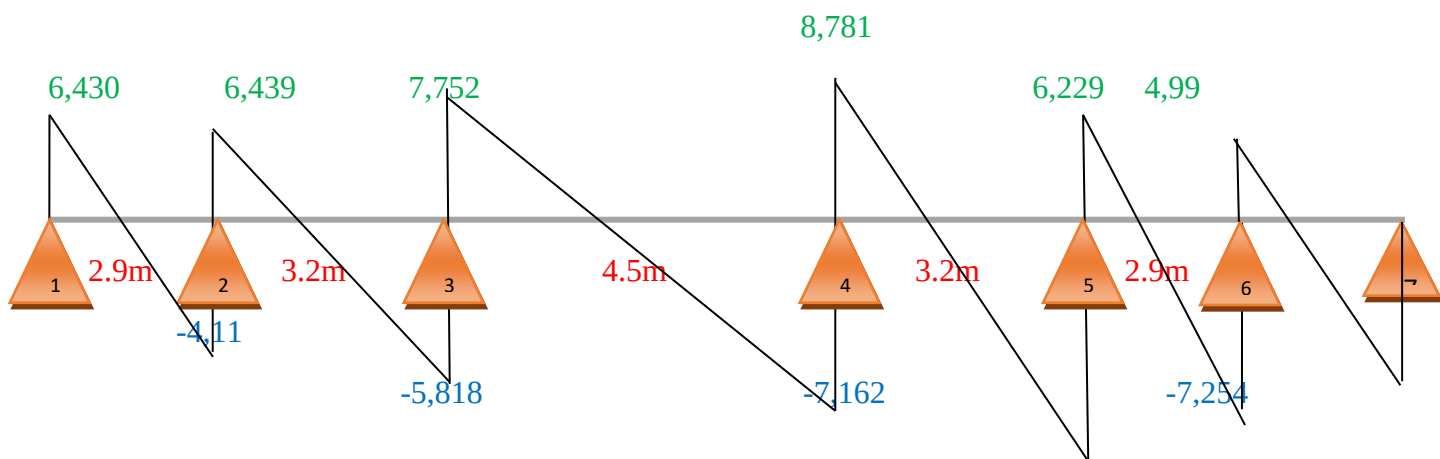


Diagramme des efforts tranchants étage courant en ELS « en KN ».

Calcul du ferrailage : pour type poutrelle (1) :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par « la table de compression ».

Dans le calcul du ferrailage on a deux conditions :

Si : $M_{tab} < M_{max}$ => la zone comprimée se trouve dans la nervure, la section des calculs sera une section en "Té".

Si : $M_{tab} > M_{max}$ => la zone comprimée se trouve dans la table de compression, la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

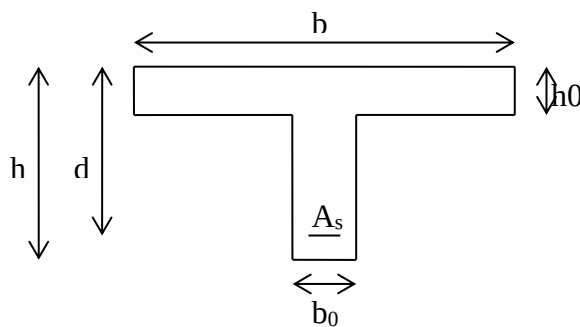


Figure III.2. Dimensionnement des poutrelles

Avec :

$[\gamma_b=1 ; \gamma_s=1 ; f_{eE400} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; \sigma_s=347,82\text{MPa} ; b=60\text{cm} ; d=0,9h=18\text{cm}]$

Exemple de calcul de ferrailage étage courant :

- **En travée « ELU » :**

$M_{t'max}'=23,184 \text{ KN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

- Calcul de M_{tab} :

$F_{bc}= b \cdot h_0 \cdot f_{bu}$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$$

$$M_{tab} = F_{bc} \cdot Z_b \Rightarrow M_{tab} = k_b \cdot b \cdot h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{tab} = 14,17 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} < M_{tab} \Rightarrow M_{tmax} = 23,184 \text{ KN.m} < M_{tab} = 51,41 \text{ KN.m}$$

La zone comprimée se trouve dans 'la table de compression'.

$\Rightarrow$ la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h)
= (60 x 20) cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,184 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,6 \cdot 0,18^2} = 0,0840 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature dans la zone comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,10982.$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,18 \cdot (1 - (0,4 \cdot 0,10982)) = 0,17209 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{23,184 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,17209} 10^4 = 3,86 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_t, A_{min}) \Rightarrow A_t = 3,86 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures $\Rightarrow A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2.$

Vérification de la contrainte du béton :

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Ou :

$$\alpha' = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{21,24}{15,27} = 1,38$$

$$\alpha' = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0,44 > \alpha = 0,1004158 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition}$$

vérifier.

Pour l'acier :

La fissuration peu-préjudiciable => aucune limitation.

- **En appuis « ELU » :**

$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{6b_c \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,022 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,12 \cdot 0,18^2} = 0,14560 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ pas d'armature dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,19762$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,18 \cdot (1 - (0,4 \cdot 0,19762)) = 0,16577 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_a = \frac{M_{amax}}{6s \cdot Z_b} = \frac{8,022 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,16577} 10^4 = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = \max(A_a, A_{min}) \Rightarrow A_t = 1,39 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures => A = 2T12 = 1,57 cm².

Vérification de la contrainte du béton :

Pour le béton : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{6,84}{4,94} = 1,38$$

$$\alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0,44 > \alpha = 0,1662475 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition vérifier.}$$

Pour l'acier :

La fissuration peu-préjudiciable => aucune limitation.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{max} = 14,286 \text{ KN.}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b*d} \Rightarrow \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{14,286*10^{-3}}{0,12*0,18} = 0,66 \text{ MPa.}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 * \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) .$$

$$\tau = 0,66 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement

Diamètre des armatures transversales : [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{tmin} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right)$$

On prend : $\emptyset t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235.

L'espacement des armatures transversales : [B.A.E. L91 (A.5.1, 232)] :

$$\frac{At}{b_0 * ST1} \geq \frac{\tau_u - 0,3 * f_{e28}}{0,9 * \frac{f_e}{\gamma_s} * (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ et } [F_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ]$$

$$ST1 = \frac{At * 0,9 * f_e}{b_0 * \gamma_s * (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} < 0$$

$$ST2 \leq \min (0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow ST2 \leq \min (0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow ST2 \leq 16,2 \text{ cm.}$$

$$ST3 \leq \frac{At * f_e}{b_0 * \sin \alpha * 0,4} < 0 \Rightarrow ST3 \leq \frac{0,57 * 235}{12 * 0,4} \Rightarrow ST3 \leq 27,91 \text{ cm.}$$

$$ST = \min (ST1 ; ST2 ; ST3) \Rightarrow ST = 15 \text{ cm.}$$

Vérification de l'espacement : [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

$$\frac{At * f_e}{b_0 * ST} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,57 * 235}{12 * 15} = 0,74 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• Vérification a l'ELS :

Vérification de la flèche : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,043 < 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifier.}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$
- $\frac{A}{b_0*d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Conclusion : Une des trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] : $\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax}$.

F_{gv} , F_{gi} : Les flèches dues aux charges g (Les flèches instantanée et différée).

F_{ji} : La flèche due aux charges j , La flèche instantanée, due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

F_{pi} : La flèche due aux charges p . La flèche instantanée, due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500} = F'_{adm}$,

Pour les flèches dues aux charges instantanées, [CBA93/Annexe-D] : $F_i = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fi}}$

Les flèches dues aux charges instantanées :

$$I_{fi} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * \mu}, \quad \lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})}, \quad \mu = 1 - \frac{(1,75 * f_{t28})}{(4 \rho \sigma_s + f_{t28})}, \quad \rho = \frac{A}{b_0 * d}.$$

Les flèches dues aux charges différées :

$$I_{fv} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * \mu}, \quad \lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})}, \quad \mu = 1 - \frac{(1,75 * f_{t28})}{(4 \rho \sigma_s + f_{t28})}, \quad \rho = \frac{A}{b_0 * d}, \quad f_{vg} = \frac{M * L^2}{10 * E_v * I_{fv}}$$

I_0 : Moment d'inertie

E_v , E_i : Les déformations du béton successivement instantané et différée.

ρ : Rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

I_{fv} ; I_{fi} : Moment de l'inertie fictive évaluée empiriquement.

E_{ij} : $11000 * f_{cj}^{1/3} = 32164.2$ MPa, Module de déformation instantané [BAEL91 / A.2.1,21]

E_{vj} : $37000 * f_{cj}^{1/3} = 10818.9$ MPa, Module de déformation instantané [BAEL91 / A.2.1,22]

Charge apprendre en compte :

$j = \text{Plancher de corps creux (16+4)} + \text{cloison} \times b$

Étage courant $\Rightarrow j = (2,8 + 0,75) * 0,6 \Rightarrow j = 2,13 \text{ KN/m.}$

Terrasse $\Rightarrow j = (2,8 + 0) * 0,6 \Rightarrow j = 1,68 \text{ KN/m.}$

L'ensemble des charges permanentes (g) : $g = (G \text{ Total}) \times b$

Étage courant $\Rightarrow g = 5,31 * 0,6 \Rightarrow g = 3,186 \text{ KN /m}$

Terrasse $\Rightarrow g = 6,98 * 0,6 \Rightarrow g = 4,188 \text{ KN/m}$

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (P) : $P = (G+Q) \times b$

Etage courant $\Rightarrow P = (5,31+1,5) * 0,6 \Rightarrow P = 4,086 \text{ KN/m.}$

Terrasse $\Rightarrow P = (6,98+1) * 0,6 \Rightarrow P = 4,788 \text{ KN/m.}$

- Verification de la fleche Étage courant :**

Moment de service maximal dans la travée : $M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$

$$M_j = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_j = 0,85 \frac{2,13 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_j = 4,243110431 \text{ KN.m.}$$

$$M_g = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_g = 0,85 \frac{3,186 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_g = 6,346737011 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_p = 0,85 \frac{4,086 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_p = 8,139600573 \text{ KN.m}$$

Centre de gravité: $V1 = \frac{\sum A_i * Y_i}{\sum A_i}$

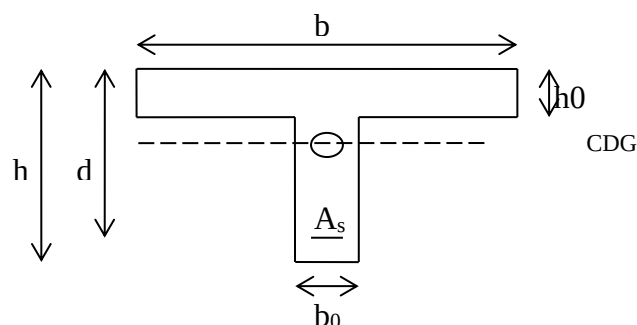


Figure III.3. centre de gravité

$$V1 = \frac{[(b * h0) * (h - \frac{h0}{2})] + [(h - h0) * b0 * (\frac{h - h0}{2})] + [(n * As) * (h - d)]}{(b * h0) + (h - h0) * b0 + (n * As)}$$

$$V1 = \frac{[(60 \times 4) \times (20 - \frac{4}{2})] + [(20 - 4) \times 12 \times (\frac{20 - 4}{2})] + [(15 \times 4,62) \times (20 - 18)]}{(60 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + (15 \times 4,62)} = 11,95810892 \text{ cm.}$$

$$V2 = h - V1 \Rightarrow V2 = 8,04189108 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$\eta = \frac{Ea}{Eb} = 15.$$

$$I0 = I_{gx} = \frac{b \cdot V2^3}{3} + \frac{b0 \cdot V1^3}{3} - \frac{(b - b0) \cdot (V2 - h0)^3}{3} + 15 \cdot A_s (d - v2)^2$$

$$I0 = I_{gx} = 23057,12029 \text{ cm}^4.$$

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations : $\sigma_s = \frac{M \cdot \eta}{W} = \frac{M \cdot \eta}{I0} \cdot y1$

$$y1 = d - V2 \Rightarrow 18 - 8,04189108 \Rightarrow y1 = 9,95810892 \text{ cm.}$$

→ y1 : distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj \cdot \eta}{I0} \cdot y1 \Rightarrow \sigma_{sj} = \frac{4,243110431 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 27,488269 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg \cdot \eta}{I0} \cdot y1 \Rightarrow \sigma_{sg} = \frac{6,346737011 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 41,116237 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp \cdot \eta}{I0} \cdot y1 \Rightarrow \sigma_{sp} = \frac{8,139600573 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 33,294085 \text{ MPa.}$$

La flèche :

$$\rho = \frac{A}{b0 \cdot d} = \frac{4,62}{12 \cdot 18} = 0,02138889.$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot ft28}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + ft28)} \right].$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot ft28}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + ft28)} \right] = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 27,488269 + 2,1)} = 0,174486$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot ft28}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + ft28)} \right] = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 41,116237 + 2,1)} = 0,345820$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot ft28}{(4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + ft28)} \right] = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 33,294085 + 2,1)} = 0,257349$$

Moment d'inertie fictive :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot ft28}{\rho(2 + \frac{3 \cdot b0}{b})} = 0,00018881$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})} = 0,000075524$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0,174486} = 25361,9967 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0,345820} = 25361,176379 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0,257349} = 25361,5999 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * 0,345820} = 25362,1699 \text{ cm}^4.$$

$$F_{ij} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fij}} = \frac{4243,11 * 433^2}{10 * 32161,2 * 25361,9967} = 0,09753 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fig}} = \frac{6346,37 * 433^2}{10 * 32161,2 * 25360,5677} = 0,1716388 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fip}} = \frac{8139,600 * 433^2}{10 * 10818,9 * 25361,5999} = 0,55618 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{M * L^2}{10 * E_v * I_{fvg}} = \frac{6346,37 * 433^2}{10 * 10818,9 * 25362,1699} = 0,43364 \text{ cm}.$$

$$\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta F_t = 0,720652 \leq \Delta F_{tmax} = \frac{433}{500} = 0,8 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• Terrasse :

Moment de service maximal dans la travée : $M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$

$$M_j = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_j = 0,85 \frac{1,68 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_j = 3,34667868 \text{ KN.m}.$$

$$M_g = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_g = 0,85 \frac{4,188 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_g = 8,34279177 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_p = 0,85 \frac{4,788 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_p = 9,5380341 \text{ KN.m}$$

$$V_1 = 11,95810892 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 8,04189108 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_{gx} = 23057,12029 \text{ cm}^4.$$

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj \cdot \eta}{I_0} \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_{sj} = \frac{3,34667868 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 21,680888 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg \cdot \eta}{I_0} \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_{sg} = \frac{8,34279177 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 54,047358 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp \cdot \eta}{I_0} \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_{sp} = \frac{9,5380341 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 61,790532 \text{ MPa.}$$

La flèche :

$$\rho = 0,02138889.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 21,680888 + 2,1)} = 0,070777$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 54,047358 + 2,1)} = 0,453454$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 61,790532 + 2,1)} = 0,502472$$

Moment d'inertie fictive :

$$\lambda_i = 0,00018881 \quad \text{et} \quad \lambda_v = 0,000075524$$

$$I_{fij} = 25362,493389 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = 25360,6610 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = 25360,4263 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = 25361,9637 \text{ cm}^4.$$

$$F_{ij} = 0,076924 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = 0,19177 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = 0,06517 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = 0,5700 \text{ cm.}$$

$$\Delta F_t = 0,367006 \leq \Delta F_{t\max} = \frac{433}{500} = 0,8 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

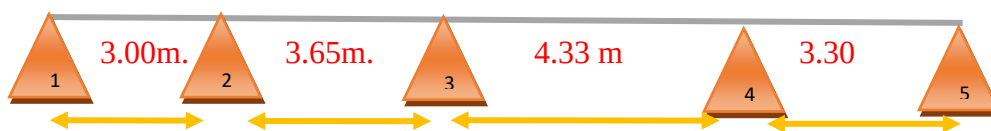
Tableau III.7. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour étage courant et terrasse ELS :

Etage		Etage courant	Terrasse accessible
Lmax (m)		4,33	4,33
Charges KN.m	J	2,13	1,68
	G	3,186	4,188
	P	4,086	4,788
M moment fléchissant KN.m	Mj	4,2431104315	3,34667868
	Mg	6,346737011	8,34279177
	Mp	8,139600573	9,5380341
Contrainte De l'acier MPa	Bsj	27,488269	21,680888
	Bsg	41,116237	54,047358
	Bsp	33,249085	61,790532
Coefficient	μ_j	0,174486	0,07077
	μ_g	0,345820	0,453454
	μ_p	0,257349	0,502472
Λ		$\lambda_i=0,00018881$; $\lambda_v=0,000075524$	
Moment d'inertie fictif cm ⁴	Ifij	25361,9967	25362,6610
	Ifig	25361,1763	25360,660
	Ifip	25361,5999	25360,4263
	Ifvg	25362,1699	25361,9637
La flèche Cm	Fij	0,09753	0,076924
	Fig	0,171638	0,19177
	Fip	0,55618	0,06517
	Fvg	0,43364	0,5700
Δf (cm)		0,7220652	0,367006
Fadm (cm)		0,8	0,8

Vérification	Cv	Cv
--------------	----	----

Tableau.III.8. Résumé résultat pour type 1

Niveaux	Mt'max' (KN.m)		Ma'max' (KN.m)		At <i>cm</i> ²	Aa <i>cm</i> ²	At choix <i>cm</i> ²	Aa choix <i>cm</i> ²
	ELU	ELS	ELU	ELS				
Terrasse	24,17	17,51	-7,82	-5,66	4,04	1,35	3T14	2T10
Etage courant	21,24	15,27	-6,84	4,94	3,53	1,16	3T14	2T10

Type de poutrelle (2) méthode de caquot

Évaluation des charger ELU terrasse accessible :

$$q_u = [1,35 (G) + 1,5(Q)] \cdot 0,6$$

$$q_u = [1,35 (6,98) + 1,5 (1)] \cdot 0,6 = 6,55 \text{ KN/m}$$

Moment en appui : On applique la condition de Caquot :

$l' = l \Rightarrow$ travée de rive et $l' = l \cdot 0,8 \Rightarrow$ travée intermédiaire

Tableau III.9. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 1 pour plancher terrasse ELU

Poutrelle type (1)	ELU ($q_u = 6.55 \text{ KN/m}$)		
	Mt (KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 11.133	T(1) = 12,07	M1 = 0
2		T(2) = -7,573	M2 = -6,755
2	Mt (2-3) = 18.305	T(2) = 12,300	
3		T(3) = -11,606	M3 = -8,022
3	Mt (3-4) = 23.778	T(3) = 14,367	
4		T(4) = -13,994	M4 = -8,829

4	Mt (4-5) = 13.871	T(4) = 8,132	M5=0
5		T(5) = -13,482	

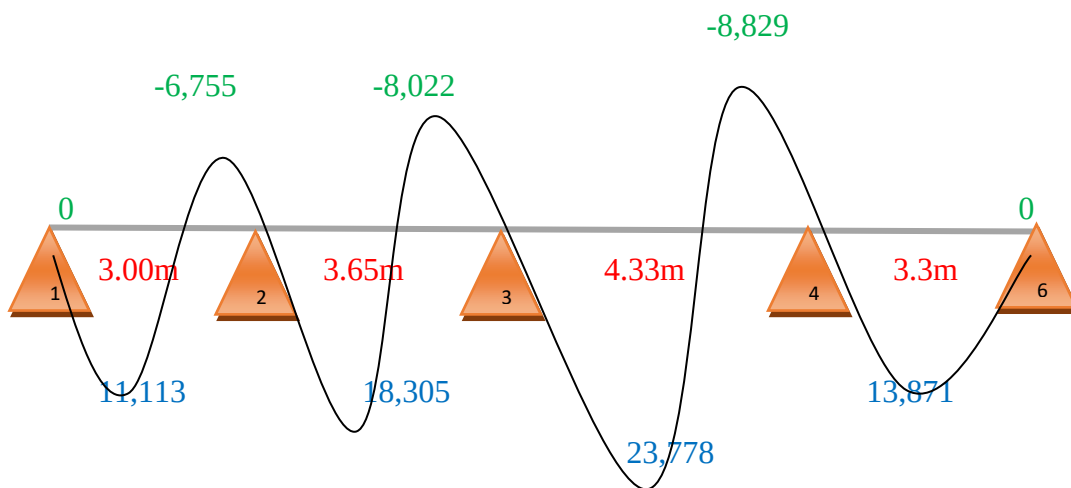


Diagramme des moments fléchissant terrasse en ELU en travée et en appuis « en KN.m »

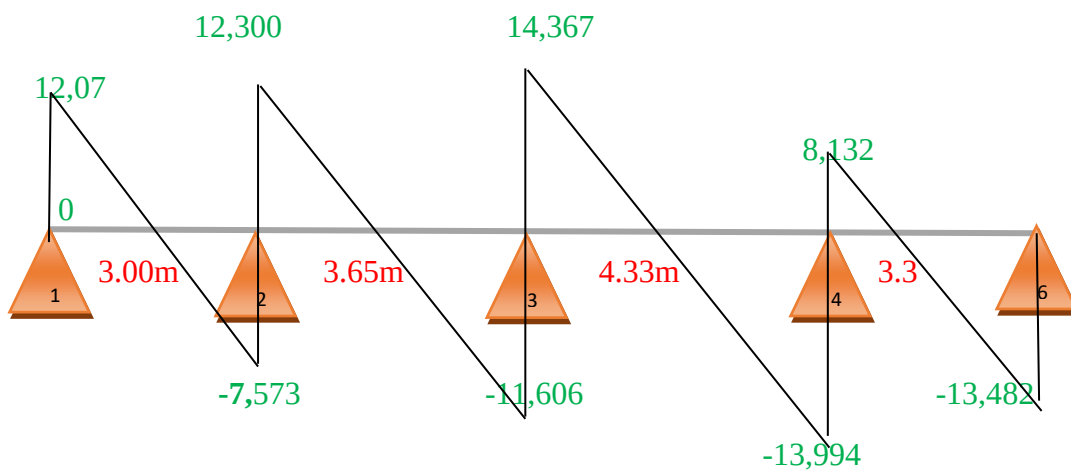


Diagramme des efforts tranchants terrasse en ELU « en KN »

Tableau.III.10. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour plancher terrasse ELS

Poutrelle type (1)	ELS ($q_{ser}=4.788\text{KN/m}$)		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 8,133	T(1) = 8,828	M1= 0
2		T(2) = -5,536	M2=-4,938
2	Mt (2-3) =13,381	T(2) = 8,991	
3		T(3) = -8,484	M3=-5,864
3	Mt (3-4) =16,046	T(3) = 9,874	
4		T(4) = -10,857	M4=-3,736
4	Mt (4-5) =8,511	T(4) = 6,914	
5		T(5) = -9,179	M5=0
Max	16,046	10,857	5,864

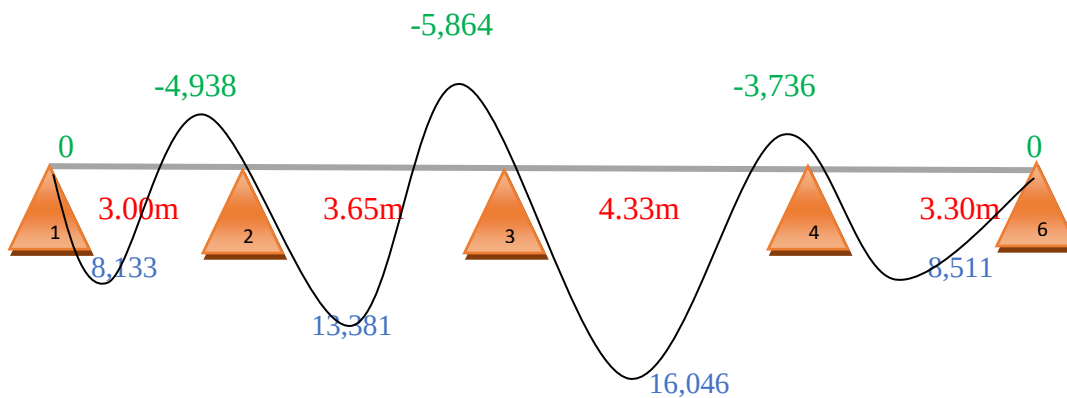


Diagramme des moments fléchissant terrasse en ELS en travée et en appuis « en KN.m »

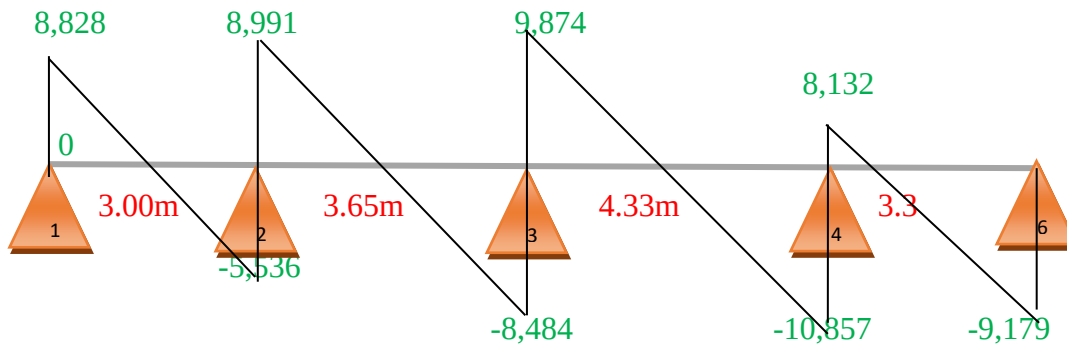
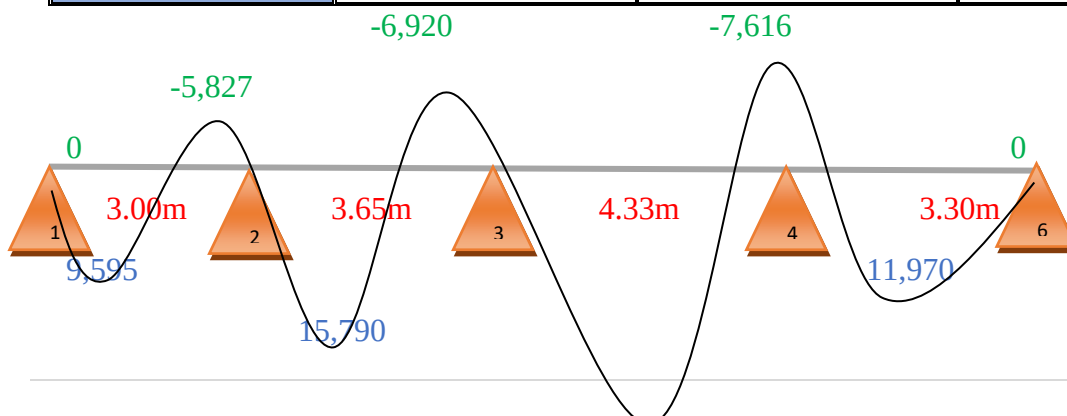


Diagramme des efforts tranchants terrasse en ELS « en KN ».

Tableau III.11. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant ELU

Poutrelle type (1)	ELU ($q_u=5.65 \text{ KN/m}$)		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) =9,595	T(1) = 10,417	M1= 0
2		T(2) = -6,532	M2 = 5,827
2	Mt (2-3) =15,790	T(2) = 10,610	
3		T(3) = -10,011	M3 = 6,920
3	Mt (3-4) =19,619	T(3) = 12,392	
4		T(4) = -12,071	M4 = 7,616
4	Mt (4-5) =11,970	T(4) = 7,014	
5		T(5) = -11,630	M5 = 0
Max	19,619	12,392	7,616



19,619

Diagramme des moments fléchissant étage courant, ELU en travée et en appuis « en KN.m »

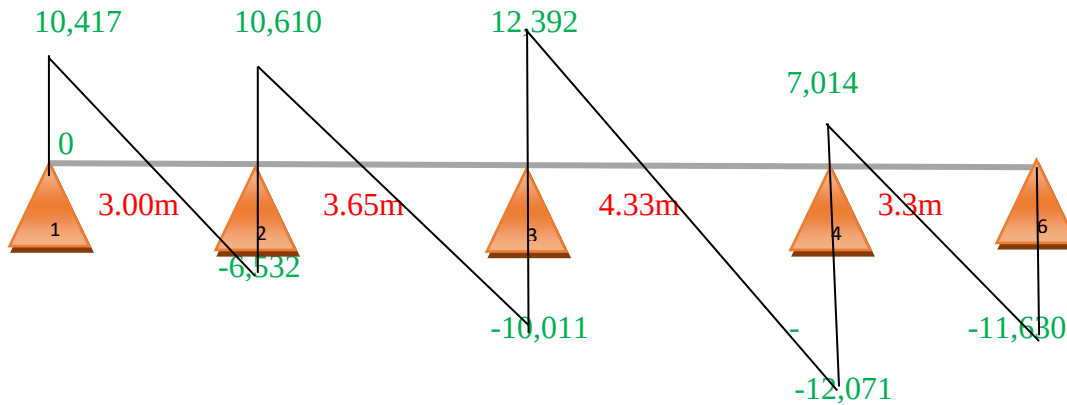


Diagramme des efforts tranchants étage courant en ELU « en KN ».

Tableau III.12. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant ELS

Poutrelle type (1)	ELS (qser=4.086KN/m)		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) =6,945	T(1) = 7,533	M1= 0
2		T(2) = -4,724	M2 = -4,214
2	Mt (2-3) =11,419	T(2) = 7,673	
3		T(3) = -7,240	M3 = -5,004
3	Mt (3-4) =14,833	T(3) = 8,926	
4		T(4) = -8,730	M4 = -5,507
4	Mt (4-5) =8,656	T(4) = 5,073	
5		T(5) = -8,410	M5 = 0
Max	14,833	8,926	5,507

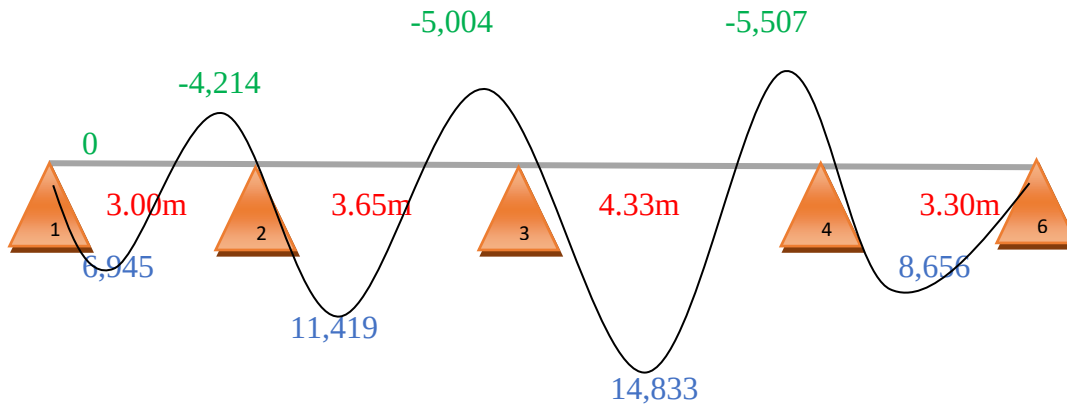


Diagramme des moments fléchissant étage courant, ELS en travée et en appuis « en KN.m »

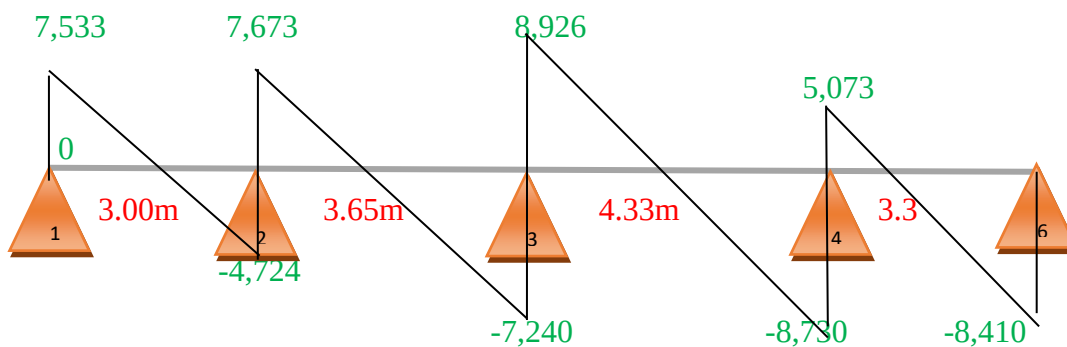


Diagramme des efforts tranchants étage courant en ELS « en KN ».

calcul de ferrailage terrasse :

- En travée « ELU » :

$$M_{t' \max} = 23,775 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

- Calcul de M_{tab} :

$$F_{bc} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$$

$$M_{tab} = F_{bc} \cdot Z_b \Rightarrow M_{tab} = k_b \cdot b \cdot h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{tab} = 14,17 \cdot 10^3 \cdot 0,6 \cdot 0,04 \left[0,18 - \frac{0,04}{2} \right] = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} < M_{tab} \Rightarrow M_{tmax} = 23,775 \text{ KN.m} < M_{tab} = 54,41 \text{ KN.m}$$

La zone comprimée se trouve dans 'la table de compression'.

=> la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h)
= (60 x 20) cm

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,775 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,6 \cdot 0,18^2} = 0,08630 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature dans la zone comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,11298.$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,18 \cdot (1 - (0,4 \cdot 0,11298)) = 0,17186 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{23,775 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,17186} 10^4 = 3,97 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max (A_t, A_{min}) \Rightarrow A_t = 3,97 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix des armatures} \Rightarrow A = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la contrainte du béton :

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Ou :

$$\alpha' = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{23,775}{16,046} = 1,48$$

$$\alpha' = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0,44 > \alpha = 0,1004158 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition vérifiée.}$$

Pour l'acier :

La fissuration peu-préjudiciable => aucune limitation

- **En appuis « ELU » :**

$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8,829 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,12 \cdot 0,18^2} = 0,16025 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ pas d'armature dans la zone comprimé.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,2196$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,18 \cdot (1 - (0,4 \cdot 0,2196)) = 0,16418 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_a = \frac{M_{amax}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{8,829 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,1680302} 10^4 = 1,54 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = \max (A_a, A_{min}) \Rightarrow A_t = 1,54 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures => A= 2T10= 1,57 cm²

Vérification de la contrainte du béton :

Pour le béton : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{8,829}{5,864} = 1,50$$

$$\alpha = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0,44 > \alpha = 0,1662475 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition vérifier.}$$

Pour l'acier :

La fissuration peu-préjudiciable => aucune limitation.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{max} = 14,367 \text{ KN.}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau = \frac{T_{max}}{b*d} \Rightarrow \frac{T_{max}}{b*d} = \frac{14,367*10^{-3}}{0,12*0,18} = 0,66 \text{ MPa.}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_{adm} = \min \left(0,2 * \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) .$$

$$\tau = 0,66 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement

Diamètre des armatures transversales : [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{tmin} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right)$$

On prend : $\emptyset t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235.

L'espacement des armatures transversales : [B.A.E. L91 (A.5.1, 232)] :

$$\frac{A_t}{b_0 * S_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 * f_{e28}}{0,9 * \frac{f_e}{\gamma_s} * (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ et } [f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ]$$

$$S_{t1} = \frac{A_t * 0,9 * f_e}{b_0 * \gamma_s * (\tau_u - 0,3 * f_{t28})} < 0$$

$$S_{t2} \leq \min (0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq \min (0,9 * d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 16,2 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t * f_e}{b_0 * \sin \alpha * 0,4} < 0 \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{0,57 * 235}{12 * 0,4} \Rightarrow S_{t3} \leq 27,91 \text{ cm.}$$

$$S_t = \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

Vérification de l'espacement : [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

$$\frac{A_t * f_e}{b_0 * S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,57 * 235}{12 * 15} = 0,74 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• Vérification a l'ELS :

Vérification de la flèche : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,043 < 0,062 \Rightarrow \text{condition non vérifier.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^S}{M_0^S} \right)$$

- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_{e}}$

Conclusion : Une des trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] : $\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax}$.

F_{gv} , F_{gi} : Les flèches dus aux charges g (Les flèches instantanée et différée).

F_{ji} : La flèche dus aux charges j, La flèche instantanée, due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

F_{pi} : La flèche dus aux charges p. La flèche instantanée, dus à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est : $\Delta F_t \leq \frac{L}{500} = F'_{adm}$

Pour les flèches dues aux charges instantanées, [CBA93/Annexe-D] : $F_i = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$

Les flèches dues aux charges instantanées :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} , \lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right)} , \mu = 1 - \frac{(1.75 \cdot f_{t28})}{(4 \rho \cdot 6s + f_{t28})} , \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} .$$

Les flèches dues aux charges différées :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} , \lambda_v = \frac{0.02 \cdot f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right)} , \mu = 1 - \frac{(1.75 \cdot f_{t28})}{(4 \rho \cdot 6s + f_{t28})} , \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} , f_{vg} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

I_0 : Moment d'inertie

E_v , E_i : Les déformations du béton successivement instantané et différée.

ρ : Rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

I_{fv} ; I_{fi} : Moment de l'inertie fictive évaluée empiriquement.

E_{ij} : $11000 \cdot f_{cj}^{1/3} = 32164,2$ MPa, Module de déformation instantané [BAEL91 /A.2.1,21]

E_{vj} : $37000 \cdot f_{cj}^{1/3} = 10818,9$ MPa, Module de déformation instantané [BAEL91 /A.2.1,22]

Charge apprendre en compte :

j = Plancher de corps creux (16+4) + cloison × b

Étage courant $\Rightarrow j = (2,8 + 0,75) * 0,6 \Rightarrow j = 2,13 \text{ KN/m}$.

Terrasse $\Rightarrow j = (2,8 + 0) * 0,6 \Rightarrow j = 1,68 \text{ KN/m}$.

L'ensemble des charges permanentes (g) : $g = (G \text{ Total}) \times b$

Étage courant $\Rightarrow g = 5,31 * 0,6 \Rightarrow g = 3,186 \text{ KN/m}$

Terrasse $\Rightarrow g = 6,98 * 0,6 \Rightarrow g = 4,188 \text{ KN/m}$

L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (P) : $P = (G+Q) \times b$

Étage courant $\Rightarrow P = (5,31 + 1,5) * 0,6 \Rightarrow P = 4,086 \text{ KN/m}$.

Terrasse $\Rightarrow P = (6,98 + 1) * 0,6 \Rightarrow P = 4,788 \text{ KN/m}$.

- **(Étage courant) :**

Moment de service maximal dans la travée : $M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$

$M_j = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_j = 0,85 \frac{2,13 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_j = 4,243110431 \text{ KN.m}$.

$M_g = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_g = 0,85 \frac{3,186 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_g = 6,346737011 \text{ KN.m}$

$M_p = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_p = 0,85 \frac{4,788 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_p = 8,1399600573 \text{ KN.m}$

$V_1 = 11,95810892 \text{ cm}$.

$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 8,04189108 \text{ cm}$

$I_0 = I_{gx} = 23057,12029 \text{ cm}^4$.

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$y_1 = 9,95810892 \text{ cm}$.

$\sigma_{sj} = 27,488269 \text{ MPa}$.

$\sigma_{sg} = 41,116237 \text{ MPa}$.

$\sigma_{sp} = 33,294085 \text{ MPa}$.

La flèche :

$\rho = 0,02138889$.

$$\mu_j = 0,174486$$

$$\mu_g = 0,345820$$

$$\mu_p = 0,257349$$

Moment d'inertie fictive :

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})} = 0,00018881$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})} = 0,000075524$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0,174486} = 25361,9967 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0,345820} = 25361,176379 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0,257349} = 25361,5999 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = \frac{1,1 * I_0}{1 + \lambda_v * 0,345820} = 25362,1699 \text{ cm}^4.$$

$$F_{ij} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fij}} = \frac{4243,11 * 433^2}{10 * 32161,2 * 25361,9967} = 0,09753 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fig}} = \frac{6346,37 * 433^2}{10 * 32161,2 * 25360,5677} = 0,1716388 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fip}} = \frac{8139,600 * 433^2}{10 * 10818,9 * 25361,5999} = 0,55618 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{M * L^2}{10 * E_v * I_{fvg}} = \frac{6346,37 * 433^2}{10 * 10818,9 * 25362,1699} = 0,43364 \text{ cm}.$$

$$\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta F_t = 0,720652 \leq \Delta F_{tmax} = \frac{433}{500} = 0,8 \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

• Terrasse :

Moment de service maximal dans la travée : $M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$

$$M_j = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_j = 0,85 \frac{1,68 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_j = 3,34667868 \text{ KN.m}.$$

$$M_g = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_g = 0,85 \frac{4,188 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_g = 8,34279177 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \frac{QL^2}{8} \Rightarrow M_p = 0,85 \frac{4,788 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_p = 9,5380341 \text{ KN.m}$$

$$V_1 = 11,95810892 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 8,04189108 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_{gx} = 23057,12029 \text{ cm}^4.$$

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j * \eta}{I_0} * y_1 \Rightarrow \sigma_{sj} = \frac{3,34667868 * 10^{-3} * 15}{23057,12029 * 10^{-8}} * 9,95810892 * 10^{-2} = 21,680888 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g * \eta}{I_0} * y_1 \Rightarrow \sigma_{sg} = \frac{8,34279177 * 10^{-3} * 15}{23057,12029 * 10^{-8}} * 9,95810892 * 10^{-2} = 54,047358 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p * \eta}{I_0} * y_1 \Rightarrow \sigma_{sp} = \frac{9,5380341 * 10^{-3} * 15}{23057,12029 * 10^{-8}} * 9,95810892 * 10^{-2} = 61,790532 \text{ MPa.}$$

La flèche :

$$\rho = 0,02138889.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{(4 * 0,02138889 * 21,680888 + 2,1)} = 0,070777$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{(4 * 0,02138889 * 54,047358 + 2,1)} = 0,453454$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 * 2,1}{(4 * 0,02138889 * 61,790532 + 2,1)} = 0,502472$$

Moment d'inertie fictive :

$$\lambda_i = 0,00018881 \text{ et } \lambda_v = 0,000075524$$

$$I_{fij} = 25362,493389 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = 25360,6610 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = 25360,4263 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = 25361,9637 \text{ cm}^4.$$

$$F_{ij} = 0,076924 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = 0,19177 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = 0,06517 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = 0,5700 \text{ cm.}$$

$$\Delta F_t = 0,367006 \leq \Delta F_{t\max} = \frac{433}{500} = 0,8 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Tableau.III.13 Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant et terrasse
ELS :

Etage		Etage courant	Terrasse accessible
Lmax (m)		4,33	4,33
Charges KN.m	J	2,13	1,68
	G	3,186	4,188
	P	4,086	4,788
M moment fléchissant KN.m	Mj	4,2431104315	3,34667868
	Mg	6,346737011	8,34279177
	Mp	8,139600573	9,5380341
Contrainte De l'acier MPa	bsj	27,488269	21,680888
	bsg	41,116237	54,047358
	bsp	33,249085	61,790532
Coefficient	μj	0,174486	0,07077
	μg	0,345820	0,453454
	μp	0,257349	0,502472
λ		λi=0,00018881 ; λv=0,000075524	
Moment d'inertie fictif cm4	Ifij	25361,9967	25362,6610
	Ifig	25361,1763	25360,660
	Ifip	25361,5999	25360,4263
	Ifvg	25362,1699	25361,9637
La flèche Cm	Fij	0,09753	0,076924
	Fig	0,171638	0,19177
	Fip	0,55618	0,06517

	Fvg	0,43364	0,5700
Δf (cm)		0.7220652	0,367006
Fadm (cm)		0.8	0,8
Vérification	Cv		Cv

a) Type de poutrelle (3) méthode de forfaitaire :

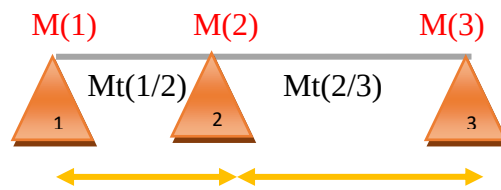


Figure.III.4. Type de poutrelle (3).

Evaluation des charger terrasse accessible à ELU:

$$qu = (1,35G + 1,5Q) * 0,6 \Rightarrow qu = [(1,35 * 6,98) + (1,5 * 1)] * 0,6 \Rightarrow qu = 6,55 \text{ KN/m}$$

Moment en appuis :

Appuis de rive $M = 0,2M_0$ appuis de rive

$$M_0(1/2) = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{6,55 * 3,65^2}{8} = 10,907 \text{ KN.m}$$

$$M_0(2/3) = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{6,55 * 4,33^2}{8} = 15,350 \text{ KN.m}$$

$$M(1) = 0,2 M_0(1/2) = 0,2 * 10,970 = 2,194 \text{ KN.m}$$

$$M(3) = 0,2 M_0(2/3) = 0,2 * 15,350 = 3,07 \text{ KN}$$

Appuis intermédiaire $M = 0,6M_0$ (max)

$$M(2) = 0,6 * M_0(2/3) = 0,6 * 15,350 = 9,21 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$Mt \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$Mt \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$\alpha : \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6,98} = 0,125$$

Dans notre type on a deux travée de rive :

$$Mt(1/2) \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0(1/2) \Rightarrow Mt(1/2) \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 * 0,125}{2} \right) * 10,907 \Rightarrow Mt(1/2) \geq 6,748 \text{ KN.m}$$

$$Mt(2/3) \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0(2/3) \Rightarrow Mt(2/3) \geq \left(\frac{1,2 + 0,3 * 0,125}{2} \right) * 15,350 \Rightarrow Mt(2/3) \geq 9,497 \text{ KN.m}$$

Vérifie par :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha)M_0 ; 1,05*M_0]$$

Travée (1/2) :

$$M_t(1/2) + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha)M_0(1/2) ; 1,05*M_0(1/2)]$$

$$M_t(1/2) \geq \max [(1+0,3*0,125)*10,970; 1,05*10,970] - \frac{9,21+2,194}{2}$$

$$M_t(1/2) \geq \max [11,381, 11,518] - 3,508$$

$$M_t(1/2) \geq 8,01 \text{ KN.m}$$

Travée (2/3)

$$M_t(2/3) + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0,3\alpha)M_0(2/3) ; 1,05*M_0(2/3)]$$

$$M_t(2/3) \geq \max [(1+0,3*0,125)*15,350 ; 1,05*15,350] - \frac{9,21+3,07}{2}$$

$$M_t(2/3) \geq \max [15,925 , 16,117] - 6,14$$

$$M_t(2/3) \geq 9,977 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t(1/2) = \max[6,787 , 8,01] \text{ KN.m} \Rightarrow M_t(1/2) = 8,01 \text{ KN.m.}$$

$$M_t(2/3) = \max [9,497 , 9,977] \text{ KN.m} \Rightarrow M_t(2/3) = 9,977 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = - \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Travée (1/2) :

$$T_1 = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \Rightarrow T_1 = \frac{6,55*3,65}{2} + \frac{2,194-9,21}{3,65} \Rightarrow T_1 = 10,031 \text{ KN.}$$

$$T_2 = - \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \Rightarrow T_2 = - \frac{6,55*3,65}{2} + \frac{2,194-9,21}{3,65} \Rightarrow T_2 = - 13,875 \text{ KN.}$$

Travée (2/3) :

$$T_2 = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \Rightarrow T_2 = \frac{6,55*4,33}{2} + \frac{9,21-3,07}{4,33} \Rightarrow T_2 = 15,598 \text{ KN.}$$

$$T_3 = - \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \Rightarrow T_3 = - \frac{6,46*3,2^2}{2} + \frac{4,95-1,65}{3,2} \Rightarrow T_3 = - 12,762 \text{ KN.}$$

Tableau. III.14. Résumé calcul type poutrelle 2 « terrasse accessible » ELU

Poutrelle type (2)	ELU => $q_u = 6.46 \text{ KN/m}$		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 8,01	T(1) = 10,03	M1= -2,194
2		T(2) = -13,875	M2=-9,21
2	Mt (2-3) =9,977	T(2) = 15,598	
3		T(3) = -12,762	M3=-3,07
Max	9,977	15.598	9,21

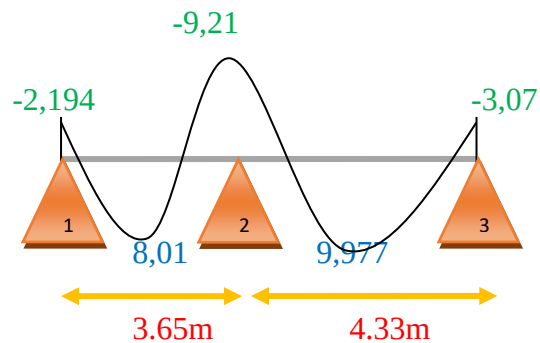


Diagramme des moments en appuis et en travée en KN.m.

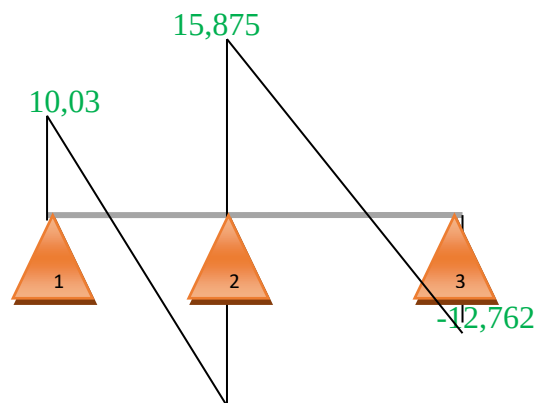




Diagramme des efforts tranchant en KN.

Tableau.III.15. Résumé calcul type poutrelle 2 « terrasse accessible »ELS

Poutrelle type (2)	ELS => qser =4.788 KN/m		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 4,933	T(1) = 7,331	M1= -1,594
2		T(2) = -10,144	M2=-2,224
2	Mt (2-3) =7,293	T(2) = 11,402	
3		T(3) = -9,329	M3=-6,732
Max	7,293	11,402	6,732

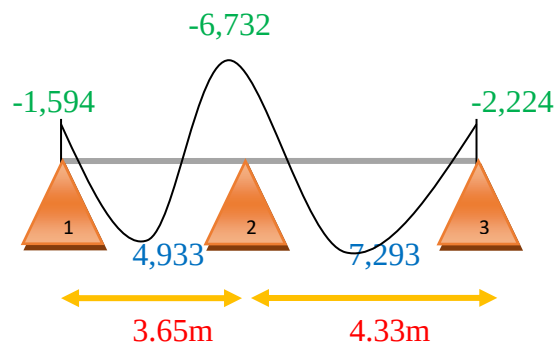


Diagramme des moments en appuis et en travée en KN.m

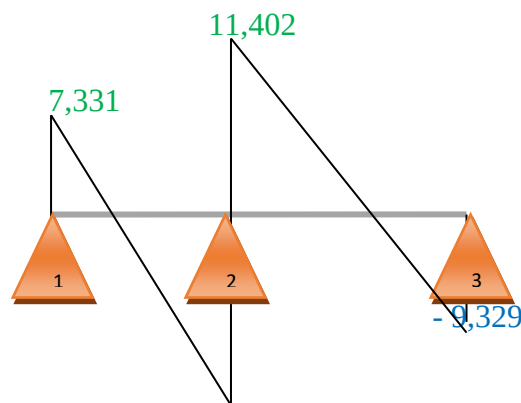




Diagramme des efforts tranchant en KN.

Tableaux.III.16. Résumé calcul type poutrelle 2 « étage courante » ELU

Poutrelle type (2)	ELU => $q_u = 5.65 \text{ KN/m}$		
	Mt (KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 5,955	T(1) = 8,650	M1 = -1,881
2		T(2) = -11,972	M2 = 7,944
2	Mt (2-3) = 8,381	T(2) = 13,455	
3		T(3) = -11,009	M3 = -2,648
Max	8,381	13,455	7944

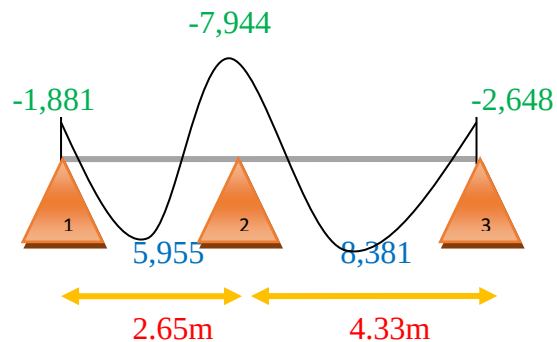


Diagramme des moments en appuis et en travée en KN.m.

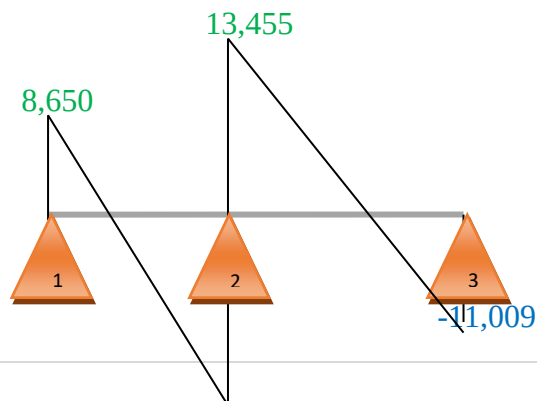




Diagramme des efforts tranchant en KN.

Tableaux.III.17. Résumé calcul type poutrelle 2 « étage coutant » ELS

Poutrelle type (2)	ELS => qser=4.08KN/m		
	Mt(KN.m)	T (KN)	Ma (KN.m)
1	Mt (1-2) = 4,300	T(1) = 6,245	M1= -1,358
2		T(2) = -8,645	M2=-5,736
2	Mt (2-3) =6,368	T(2) = 11,405	
3		T(3) = -9,638	M3=-1,912
Max	6,368	11,405	5,736

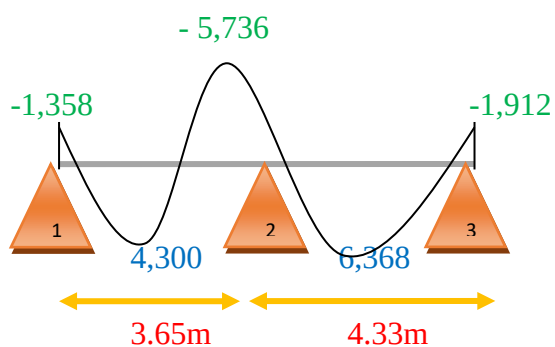


Diagramme des moments en appuis et en travée en KN.m.

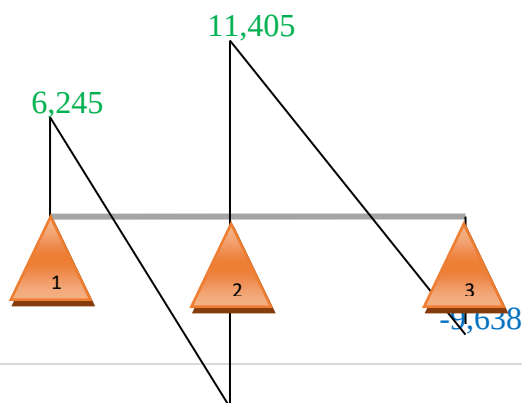




Diagramme des efforts tranchant en KN.

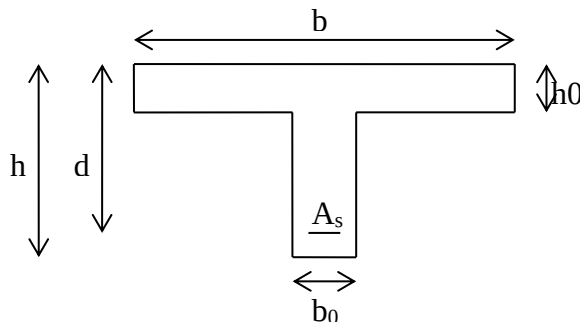
Calcul du ferrailage : pour type poutrelle (2) :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par « la table de compression ».

Dans le calcul du ferrailage on a deux conditions :

Si : $M_{tab} < M_{max} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la nervure, la section des calculs sera une section en "Té".

Si : $M_{tab} > M_{max} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression, la section en "Té" sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

**Figure.III.5.** Dimensionnement des poutrelles**calcul de ferrailage étage courant :**

- En travée « ELU » :

$$M_{t'max}' = 8,381 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

- Calcul de M_{tab} :

$$F_{bc} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu}$$

$$Z_b = d - \frac{h_0}{2}$$

$$M_{tab} = F_{bc} \cdot Z_b \Rightarrow M_{tab} = k_b \cdot b \cdot h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right]$$

$$M_{tab} = 14.17 \cdot 10^3 \cdot 0.6 \cdot 0.04 \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right] = 54,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} < M_{tab} \Rightarrow M_{tmax} = 4.82 \text{ KN.m} < M_{tab} = 51,41 \text{ KN.m}$$

La zone comprimée se trouve dans 'la table de compression'.

=> la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b x h)

$$= (60 \times 20) \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{8.381 \cdot 10^{-3}}{14.17 \cdot 0.6 \cdot 0.18^2} = 0,03042 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature dans la zone comprimée.}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,03862$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.18 \cdot (1 - (0.4 \cdot 0,03862)) = 0,17721 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{8.381 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,17721} 10^4 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max (A_t, A_{min}) \Rightarrow A_t = 1.30 \text{ cm}^2, \text{ Choix des armatures } \Rightarrow A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

Vérification de la contrainte du béton :

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Ou :

$$\alpha' = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{8.381}{6.368} = 1,31$$

$$\alpha' = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0,44 > \alpha = 0.0220669 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition vérifier.}$$

Pour l'acier :

La fissuration peu-préjudiciable => aucune limitation.

- **En appuis « ELU » :**

$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.944 \cdot 10^{-3}}{14.17 \cdot 0.12 \cdot 0.18^2} = 0,14419 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ pas d'armature dans la zone comprimé.

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,19553$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0,18 \cdot (1 - (0.4 \cdot 0,19553)) = 0,16592 \text{ m}.$$

Déterminations des armatures :

$$A_a = \frac{M_{amax}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{7.944 \cdot 10^{-3}}{347.82 \cdot 0.16592} 10^4 = 1,37 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité : [BAEL91r99 /art-A.4.1,1]

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = \max (A_a, A_{min}) \Rightarrow A_t = 1,37 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures => A= 1T10+1T12= 1,92 cm².

Vérification de la contrainte du béton :

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{8,381}{6,368} = 1,31$$

$$\alpha = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0.44 > \alpha = 0,1024406 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0.6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition vérifier.}$$

Pour l'acier :

La fissuration peu-préjudiciable => aucune limitation.

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{max} = 9,94 \text{ KN.}$$

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau = \frac{T_{umax}}{b*d} \Rightarrow \frac{T_{umax}}{b*d} = \frac{13,455*10^{-3}}{0.12*0.18} = 0,622 \text{ MPa.}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_{adm} = \min \left(0.2 * \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right).$$

$$\tau = 0,622 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section et écartement

Diamètre des armatures transversales : [BAEL91r99 / art-A.5.1,22]

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \emptyset_{tmin} \right) \Rightarrow \emptyset \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right)$$

On prend : $\emptyset t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235.

L'espacement des armatures transversales : [B.A.E. L91 (A.5.1, 232)] :

$$\frac{At}{b_0 * ST1} \geq \frac{\tau_u - 0.3 * f_{e28}}{0.9 * \frac{f_e}{\gamma_s} * (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ et } [F_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ]$$

$$St1 = \frac{At * 0.9 * f_e}{b_0 * \gamma_s * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})} < 0$$

$$St2 \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St2 \leq \min (0.9 * d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St2 \leq 16,2 \text{ cm.}$$

$$St3 \leq \frac{At * f_e}{b_0 * \sin \alpha * 0.4} < 0 \Rightarrow St3 \leq \frac{0.57 * 235}{12 * 0.4} \Rightarrow St3 \leq 27,91 \text{ cm} \Rightarrow St = \min (St1 ; St2 ; St3) \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$$

Vérification de l'espacement : [BAEL91r99 / art-A.5.1,22]

$$\frac{At * f_e}{b_0 * st} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0.57 * 235}{12 * 15} = 0.74 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

Vérification a l'ELS :

Vérification de la flèche : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.043 < 0.062 \Rightarrow \text{condition non vérifier.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^S}{M_0^S} \right)$
- $\frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Conclusion : Une des trois conditions n'est pas vérifiée donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Étage courant** :

Moment de service maximal dans la travée : $M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$

$$M_j = 0,85 \frac{2,13 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_j = 4,243110431 \text{ KN.m.}$$

$$M_g = 0,85 \frac{3,186 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_g = 6,346737011 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0,85 \frac{4,788 * 4,33^2}{8} \Rightarrow M_p = 8,1399600573 \text{ KN.m}$$

$$V_1 = 11,95810892 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 8,04189108 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_{gx} = 23057,12029 \text{ cm}^4.$$

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$y_1 = 9,95810892 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{sj} = 27,488269 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = 41,116237 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 33,294085 \text{ MPa.}$$

La flèche :

$$\rho = 0,02138889.$$

$$\mu_j = 0,174486$$

$$\mu_g = 0,345820$$

$$\mu_p = 0,257349$$

Moment d'inertie fictive :

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})} = 0,00018881$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})} = 0,000075524$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0.174486} = 25361,9967 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0.345820} = 25361,176379 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0.257349} = 25361,5999 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * 0.345820} = 25362,1699 \text{ cm}^4.$$

$$F_{ij} = \frac{4243.11 * 433^2}{10 * 32161.2 * 25361.9967} = 0,09753 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{6346.37 * 433^2}{10 * 32161.2 * 25360.5677} = 0,1716388 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{8139.600 * 433^2}{10 * 10818.9 * 25361.5999} = 0,55618 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{6346.37 * 433^2}{10 * 10818.9 * 25362.1699} = 0,43364 \text{ cm}.$$

$$\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta F_t = 0,720652 \leq \Delta F_{tmax} = \frac{433}{500} = 0,8 \Rightarrow \text{condition vérifiée}.$$

• Terrasse :

Moment de service maximal dans la travée : $M = 0,85 \frac{QL^2}{8}$

$$M_j = 0.85 \frac{1.68 * 4.33^2}{8} \Rightarrow M_j = 3.34667868 \text{ KN.m}.$$

$$M_g = 0.85 \frac{4.188 * 4.33^2}{8} \Rightarrow M_g = 8,34279177 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.85 \frac{4.788 * 4.33^2}{8} \Rightarrow M_p = 9,5380341 \text{ KN.m}$$

$$V_1 = 11,95810892 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 \Rightarrow V_2 = 8.04189108 \text{ cm}$$

$$I_0 = I_{gx} = 23057,12029 \text{ cm}^4.$$

Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj \cdot \eta}{I_0} \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_{sj} = \frac{3.34667868 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 21,680888 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg \cdot \eta}{I_0} \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_{sg} = \frac{8.34279177 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 54,047358 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp \cdot \eta}{I_0} \cdot y_1 \Rightarrow \sigma_{sp} = \frac{9,5380341 \cdot 10^{-3} \cdot 15}{23057,12029 \cdot 10^{-8}} \cdot 9,95810892 \cdot 10^{-2} = 61,790532 \text{ MPa.}$$

La flèche :

$$\rho = 0,02138889.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 21,680888 + 2,1)} = 0,070777$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 54,047358 + 2,1)} = 0,453454$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{(4 \cdot 0,02138889 \cdot 61,790532 + 2,1)} = 0,502472$$

Moment d'inertie fictive :

$$\lambda_i = 0,00018881 \quad \text{et} \quad \lambda_v = 0,000075524$$

$$I_{fij} = 25362,493389 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = 25360,6610 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = 25360,4263 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = 25361,9637 \text{ cm}^4.$$

$$F_{ij} = 0,076924 \text{ cm.}$$

$$F_{ig} = 0,19177 \text{ cm.}$$

$$F_{ip} = 0,06517 \text{ cm.}$$

$$F_{vg} = 0,5700 \text{ cm.}$$

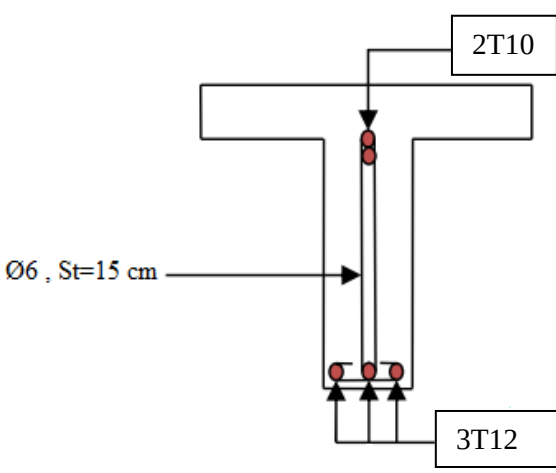
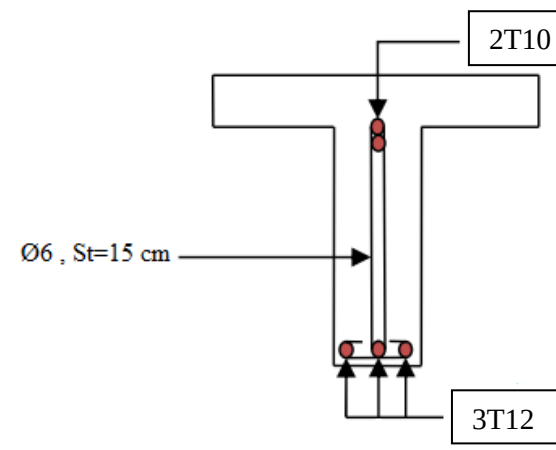
$$\Delta F_t = 0,367006 \leq \Delta F_{t\max} = \frac{433}{500} = 0,8 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

Tableau.III.18. Résumé le calcul poutrelle type poutrelle 2 pour étage courant et terrasse
ELS :

Etage		Etage courant	Terrasse accessible
Lmax (m)		4,33	4,33
Charges KN.m	J	2,13	1,68
	G	3,186	4,188
	P	4,086	4,788
M moment fléchissant KN.m	Mj	4,2431104315	3,34667868
	Mg	6,346737011	8,34279177
	Mp	8,139600573	9,5380341
Contrainte De l'acier MPa	Бsj	27,488269	21,680888
	Бsg	41,116237	54,047358
	Бsp	33,249085	61,790532
Coefficient	μj	0,174486	0,07077
	μg	0,345820	0,453454
	μp	0,257349	0,502472
Λ		λi=0,00018881 ; λv=0,000075524	
Moment d'inertie fictif cm4	Ifij	25361,9967	25362,6610
	Ifig	25361,1763	25360,660
	Ifip	25361,5999	25360,4263
	Ifvg	25362.1699	25361,9637
La flèche Cm	Fij	0,09753	0,076924
	Fig	0,171638	0,19177

	Fip	0,55618	0,06517
	Fvg	0,43364	0,5700
Δf (cm)		0,7220652	0,367006
Fadm (cm)		0,8	0,8
Vérification		Cv	Cv

Tableaux.III.19. Schéma ferrailage des poutrelles

Type de poutrelle	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	En travée	En appui
Type (1)		
Type (2)		

III.4. Plancher en Dalle pleine :

Les dalles pleine sont des plaques 'généralement rectangulaire' ; « petite portée L_x , grande portée L_y et l'épaisseur h_d » dans les appuis sont 'les voiles ou les poutres ou mur en

maçonnerie, Dans notre étude, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée pour RDC et plancher terrasse inaccessible.

Tableau.III.20. Evaluation des charges :

Niveau	Charge		Combinaison fondamentale	
	G(KNm ²)	Q(KNm ²)	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
RDC	6,36	2,5	12,336	8,86

Calcul des sollicitations :

On doit vérifier le rapport suivant :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly}$$

- Si : $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.
- Si : $\rho < 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte suivant un seul sens.

$$\rho = \frac{433}{460} = 0,94 \text{ donc } \Rightarrow \text{ la dalle porte suivant deux sens.}$$

- Les dalles de notre étude 'RDC et terrasse inaccessible' portent suivant deux sens le calcul se fait en flexion simple.

Le diamètre des armatures Ø selon [B.A.E.L. 91 r 99 / Art A.7.2, 1.] :

$$\text{Ø max} \leq \frac{hd}{10} \text{ et } hd = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm.}$$

$$\text{Ø max} \leq \frac{160}{10} = 16 \text{ mm, on prend } \text{Ø} = 12 \text{ mm.}$$

Le moment sur les panneaux selon [BAEL 91 / A.8.2, 3] :

$$\text{ELU : } M_{ux} = \frac{qu \cdot lx^2}{8} \text{ suivant sens x et } M_{uy} = \frac{qu \cdot ly^2}{8} \text{ suivant sens y.}$$

$$\text{ELS : } M_{sx} = \frac{q_{ser} \cdot lx^2}{8} \text{ suivant sens x et } M_{sy} = \frac{q_{ser} \cdot ly^2}{8} \text{ suivant sens y.}$$

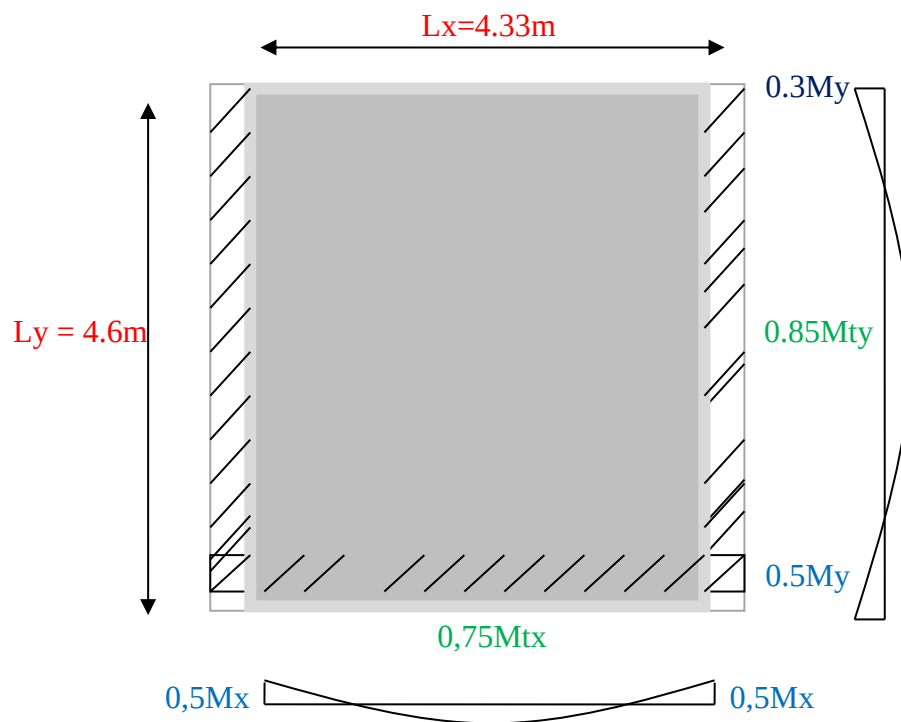
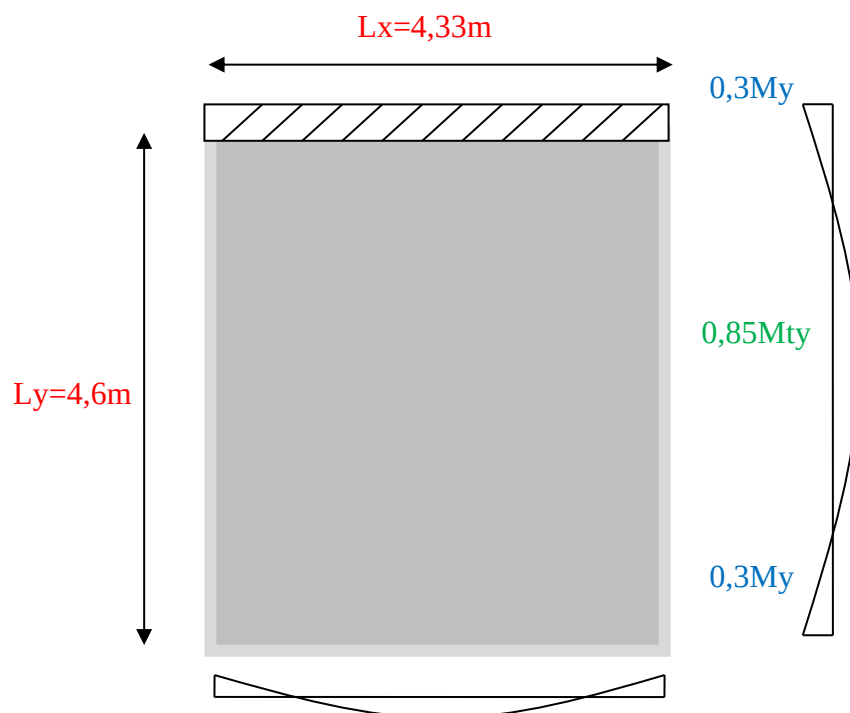


Figure.III.5.panneau de rive le panneau le plus sollicité dans RDC



0,3Mx

0,3Mx

Figure.III.6. Panneau isolée terrasse inaccessible**III.4.1. Calcul les sollicitations de dalle pleine RDC :**

- ELU :

Le calcul de Mux et My

$$Mux = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$Muy = \mu_y * M0x$$

Parmi le tableau de ρ : $\rho = 0,94$ μ_x et μ_y entre 0,90 et 0,95

- Pour déterminer μ_x et μ_y on utilise méthode d'interpolation :

$$\mu_x \Rightarrow \frac{0.94 - 0.90}{0.95 - 0.90} = \frac{\mu_x - 0.0456}{0.041 - 0.0456} \Rightarrow \mu_x = 0,045.$$

$$\mu_y \Rightarrow \frac{0.94 - 0.90}{0.95 - 0.90} = \frac{\mu_y - 0.778}{0.887 - 0.778} \Rightarrow \mu_y = 0,7998.$$

$$Mux = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0,045 * 12.336 * 4,33^2 \Rightarrow Mux = 10,4078 \text{ KN.m}$$

$$Muy = \mu_y * M0x = 0,7998 * 10,4078 \Rightarrow Muy = 8,3241 \text{ KN.m}$$

Moment en Travée

$$Mtx = 0,75 * Mux = 0,75 * 10,4078 \Rightarrow Mtx = 7,8058 \text{ KN.m}$$

$$Mty = 0,75 * Muy = 0,75 * 8,3241 \Rightarrow Mty = 6,2430 \text{ KN.m}$$

Verification:

$$Mty' = \frac{Mtx}{4} \Rightarrow Mty' = \frac{7,8058}{4} = 1,9514 < Mty = 6,2430 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$Max = 0,5 * Mux = 0,5 * 10,4078 = 5,2039 \text{ KN.m}$$

$$May = 0,5 * Muy = 0,5 * 8,3241 = 4,1620 \text{ KN.m}$$

May à supprimer et remplacer par Max (on prend : le max entre May et Max).

$$Max = May = 5,2039 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant (T)

$$Tx = q_u * \frac{l_x * l_y}{(2 * l_x + l_y)} = 12,336 * \frac{4,33 * 4,6}{(2 * 4,33 + 4,6)} = 18,5300 \text{ KN.}$$

$$T_y = q_u * \frac{l_x}{3} = 12,336 * \frac{4,33}{3} = 17,8049 \text{ KN.}$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b * d_x} = \frac{18,5300 * 10^{-3}}{1 * 0,144} \leq \tau_{adm} = 0,05 * f_{c28}$$

τ_{adm} : Il n'y a pas de reprise de bétonnage [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]

$$\tau_u = 0,1286 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,25 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

- **ELS :**

Le calcul de M_{sx} et M_{sy}

$$M_{sx} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 \Rightarrow M_{sx} = 0,045 * 8,86 * 4,33^2 \Rightarrow M_{sx} = 7,4751 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y * M_{sx} \Rightarrow M_{sy} = 0,7998 * 7,4751 \Rightarrow M_{sy} = 5,9785 \text{ KN.m}$$

Moment en Travée

$$M_{tx} = 0,75 * M_{sx} = 0,75 * 7,4751 \Rightarrow M_{tx} = 5,6063 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ty} = 0,75 * M_{sy} = 0,75 * 5,9785 \Rightarrow M_{ty} = 4,4838 \text{ KN.m.}$$

Vérification :

$$M_{ty} \leq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow M_{ty} = \frac{5,6063}{4} = 1,4015 < M_{ty} = 4,4838 \text{ KN.m.}$$

Moment en appuis

$$M_{ax} = 0,5 * M_{sx} = 0,5 * 7,4751 \Rightarrow M_{ax} = 3,7375 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ay} = 0,5 * M_{sy} = 0,5 * 5,9785 \Rightarrow M_{ay} = 2,9892 \text{ KN.m.}$$

M_{ay} à supprimer et remplacer par M_{ax} (on prend : le max entre M_{ay} et M_{ax}).

$$M_{ax} = M_{ay} = 3,7375 \text{ KN.m.}$$

Effort tranchant (T)

$$T_x = q_{ser} * \frac{l_x * l_y}{(2 * l_x + l_y)} = 8,86 * \frac{4,33 * 4,6}{(2 * 4,33 + 4,6)} = 13,3087 \text{ KN.}$$

$$T_y = q_{ser} * \frac{l_x}{3} = 8,86 * \frac{4,33}{3} = 12,7879 \text{ KN.}$$

III. Calcul du ferrailage de la dalle pleine rdc :

Le sens X_X : ELU

En travée :

Calcul de section A_t :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{7,8085 * 10^{-3}}{14,17 * 1 * 0,144^2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0265 \leq \mu_l = 0,392 : \text{Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0,0335$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,1420 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{7,8085 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,14190357} \cdot 10^4 = 1,58 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales :

Condition de non fragilité : selon [B.A.E.L 91r99 /art B.7.4.]

$$\rho_m = 0,0012 \text{ Rond lisses (235/2,15) ,}$$

$$\rho_m = 0,0008 \text{ Fe400}$$

$$\rho_m = 0,0006 \text{ Fe500}$$

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$\rho_m = \frac{A}{b \cdot h_0}$$

$$A_y \text{ min} = 0,0008 \cdot h_0 \cdot b \Rightarrow A_y \text{ min} = 0,0008 \cdot 16 \cdot 100 = 1,28 \text{ cm}^2.$$

$$A_x \text{ min} = \frac{3-\rho}{2} \cdot A_y \text{ min} \Rightarrow A_x \text{ min} = \frac{3-0,0008}{2} \cdot 1,28 \Rightarrow A_x \text{ min} = 1,919488 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_x \text{ min}) = 1,919488 \text{ cm}^2.$$

Espacement maximal des armatures : En prend : $S_t = 20 \text{ cm.}$

Choix des armatures : 4T12 = 4,52 cm².

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\alpha' = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{7,8085}{5,2039} \Rightarrow \gamma = 1,5005$$

$$\alpha' = \frac{1,5005-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0,50025 > \alpha = 0,03639633$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition vérifier}$$

- Conclusion :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} \text{ MPa} = 15 \text{ Fissuration peu nuisible « Aucune vérification pour } \sigma_s \gg$$

En appuis :

Calcul de section Aa :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,2039 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 1 \cdot 0,114^2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0177 \leq \mu_l = 0,392 : \text{ Il n'y a pas d'armatures dans la zone comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0223$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,1427 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{5.2039 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,1427} \cdot 10^4 = 1,04 \text{ cm}^2.$$

Calcul des armatures minimales :

Condition de non fragilité : selon [B.A.E.L 91r99 /art B.7.4.]

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) :

$$A_{y \min} = 0.0008 \cdot h_0 \cdot b \Rightarrow A_{y \min} = 0,0008 \cdot 16 \cdot 100 = 1,28 \text{ cm}^2.$$

$$A_{x \min} = \frac{3-\rho}{2} \cdot A_{y \min} \Rightarrow A_{x \min} = \frac{3-0,0008}{2} \cdot 1,28 \Rightarrow A_{x \min} = 1,919488 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{x \min}) = 1,919488 \text{ cm}^2/.$$

Espacement maximal des armatures : En prend : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\alpha' = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_{u.a}}{M_{ser.a}} \Rightarrow \gamma = \frac{5.2039}{3.7375} = 1,3923$$

$$\alpha' = \frac{1,3923-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha' = 0,44615 > \alpha = 0,02414414.$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifier}$$

- Conclusion :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{adm} \text{ MPa} = 15 \text{ Fissuration peu nuisible « Aucune vérification pour } \sigma_s \gg$$

Vérification de la flèche : (A L'E.L. S)

Condition de vérification de la flèche selon [C.B.A.93 / B.7.5]

$$M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \Rightarrow M_x = 7,4751 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h_d}{l_x} > \frac{M_{t \text{ ser}}}{20 \cdot M_x} \Rightarrow \frac{16}{433} > \frac{5.6063}{20 \cdot 7,4751} \Rightarrow 0,0374 < 0,0375 \text{ condition non vérifier.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \cdot 14,4} < \frac{2}{400} \Rightarrow 0,00313889 < 0,005 \text{ condition vérifier.}$$

On doit vérifier que : [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2] :

$$\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax}$$

Le calcul des charges :

$$J = 6,36 - 0,75 = 5,61 \text{ KN/m}$$

J : La charge permanente avant mise en place des cloisons

$$g = 6,36 \text{ KN/m}$$

g : La charge permanente après mise en place des cloisons

$$P = 6,36 + 2,5 = 8,86 \text{ KN/m}$$

P : La charge totale « P = g + charge d'exploitation Q ».

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tj} = 0,85 * \mu_x * j * l_x^2 \Rightarrow M_{tj} = 0,85 * 0,045 * 5,61 * 4,33^2 \Rightarrow M_{tj} = 4,02318 \text{ KN.m}$$

$$M_{tg} = 0,85 * \mu_x * g * l_x^2 \Rightarrow M_{tg} = 0,85 * 0,045 * 6,36 * 4,33^2 \Rightarrow M_{tg} = 4,56104 \text{ KN.m}$$

$$M_{tp} = 0,85 * \mu_x * p * l_x^2 \Rightarrow M_{tp} = 0,85 * 0,045 * 8,86 * 4,33^2 \Rightarrow M_{tp} = 6,35390 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment d'inertie I0 :

$$y_g = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} \Rightarrow y_g = \frac{\left(\frac{b * h^2}{2}\right) + (\eta * A_s * d)}{(b * h) + (\eta * A_s)} = \frac{(100 * 16 * 8) + (15 * 4,52 * 14)}{(100 * 16) + (15 * 4,52)} \Rightarrow y_g = 8,24391414 \text{ cm.}$$

$$v_1 = y_g = 8,24391414 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h_d - v_1 = 16 - 8,24391414 = 7,75608586 \text{ cm.}$$

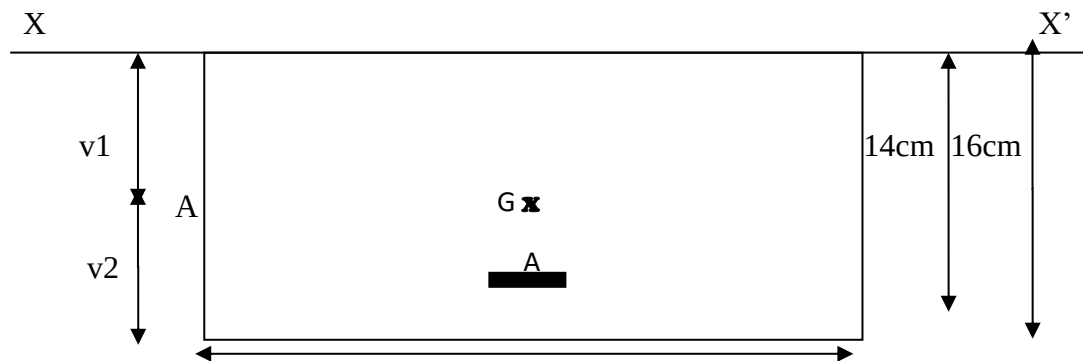


Figure.III.7. Dimension de la section homogène.

$$\eta = \frac{E_a}{E_b} = 15.$$

$$I_0 = I_{gx} = \frac{b * v_1^3}{3} + \frac{b * v_2^3}{3} + 15 * A_s (d - v_1)^2$$

$$I_0 = I_{gx} = \frac{100 * 8,24391414^3}{3} + \frac{100 * 7,75608586^3}{3} + 15 * 4,52 * (14,4 - 8,24391414)^2$$

$$I_0 = I_{gx} = 34618,7865 \text{ cm}^4.$$

Calcul des contraintes d'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{tj}}{I_0} \eta * y_1.$$

$$y_1 = d - v_1$$

y1 : distance entre l'armature tendue et l'axe neutre .

$$y_1 = 14,4 - 8,24391414 \Rightarrow y = 6,15608586 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{tj}}{I_0} \eta * 15 * y_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{4,34529563 * 10^{-3}}{34618,7865 * 10^{-8}} * 15 * 6,15608586 * 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{sj} = 11,59053321 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_{tg}}{I_0} \eta * 15 * y_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{4.9262175 * 10^{-3}}{34618,7865 * 10^{-8}} * 15 * 6,15608586 * 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{sg} = 13,14006973 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_{tp}}{I_0} \eta * 15 * y_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{6.86262375 * 10^{-3}}{34618,7865 * 10^{-8}} * 15 * 6,15608586 * 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{sp} = 18,30519147 \text{ MPa}$$

Calcul les coefficients (ρ , μ_g , μ_p , λ_i et λ_v):

$$\rho = \frac{A}{b_0 * d} = \frac{4.52}{12 * 18} = 0,00313889$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{(4 * \rho * \sigma_s + f_{t28})} \right]$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{(4 * \rho * \sigma_s + f_{t28})} \right] = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0,00313889 * 11.59053321 + 2.1)} = 0,73156634$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{(4 * \rho * \sigma_s + f_{t28})} \right] = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0,00313889 * 13.14006973 + 2.1)} = 0,75885937$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 * f_{t28}}{(4 * \rho * \sigma_s + f_{t28})} \right] = 1 - \frac{1.75 * 2.1}{(4 * 0,00313889 * 18.30519147 + 2.1)} = 0,81989877$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})} = 0,00066903$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 * f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3 * b_0}{b})} = 0,00026761$$

Calcul des moments d'inertie fictive :

$$I_{fij} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0.73156634} = 38062,03607 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0.75885937} = 38062,03607 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_i * 0.81989877} = 38059,78795 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 * I_0}{1 + \lambda_v * 0.75885937} = 38072,9336 \text{ cm}^4.$$

$$\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax} = \frac{L}{500}$$

Calcul de la flèche partielle.

$$F_{ij} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fij}} = \frac{4,34529563 * 10^3 * 450^2}{10 * 3216,2 * 38062,03607} = 0,15973875 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fig}} = \frac{4,9262175 * 10^3 * 450^2}{10 * 32161,2 * 38062,03607} = 0,1810975 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fip}} = \frac{6,86262375 * 10^3 * 450^2}{10 * 32161,2 * 38059,78795} = 0,25229393 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{M * L^2}{10 * E_i * I_{fvg}} = \frac{4,9262175 * 10^3 * 450^2}{10 * 10818,9 * 38072,9336} = 0,5381788 \text{ cm.}$$

Calcul de la flèche totale :

$$\Delta F_t = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta F_{tmax} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta F_t = 0,44963656 < \frac{433}{500} = 0,866 \text{ C.V}$$

III.5.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons étudié, calculé et ferrailé les planchers a corps creux et la dalle pleine

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1. Etude de l'acrotère :

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale.
- La sécurité des gens, personnes.

IV.1.2. Calcul de ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à un effort normal de compression due à son poids propre W_p et à un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le RPA99 (version 2003) [art-6.2.3].

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm en flexion composée.

L'acrotère étant exposée aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

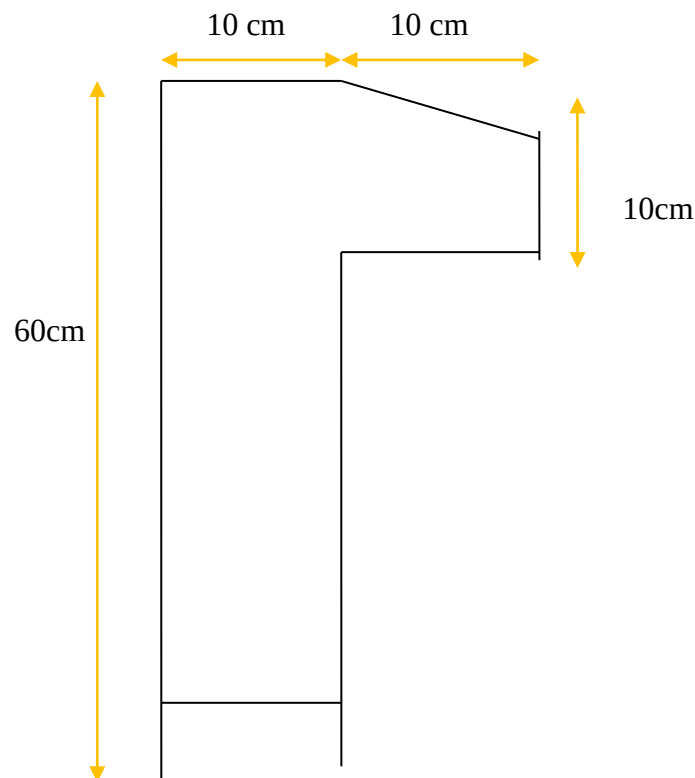


Figure IV.1. Les dimensions de l'acrotère

IV.1.3.Determinations des sollicitations:

La force horizontale F_p [RPA99(VERSION 2003)-6.2.3]

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, « zone III et groupe usage 1B » : $A = 0,30$

C_p : facteur de force horizontal, d'après « RPA Tableau 6.1 »

$C_p = 0.8$ (élément en console).

Le poids propre W_p :

Pour une bande de 1m de largeur

$$W_p = S * \gamma_b$$

S : la surface de l'acrotère

$$S = 0,60 * 0,1 + 0,10 * 0,1 - \left(\frac{0,02 * 0,10}{2} \right)$$

$$S = 0,069 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } W_p = 0,069 * 25 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Les surcharges sont estimées de $Q = 1 \text{ KN}$

- Force horizontale

$$F_p = 4 * 0,30 * 0,8 * 1,725 = 1,656 \text{ KN/ml.}$$

Effort normal et moment fléchissant :

ELU :

$$M_u = 1,5 * F_p * h \Rightarrow M_u = 1,5 * 1,656 * 0,60 = 1,4904 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1,35 * W_p \Rightarrow N_u = 1,35 * 1,725 = 2,3287 \text{ KN.}$$

ELS :

$$M_s = F_p * h \Rightarrow M_s = 1,656 * 0,60 = 0,9936 \text{ KN.m}$$

$$N_s = W_p \Rightarrow N_s = 1,725 \text{ KN.}$$

IV.1.4. Calcul de l'excentricité :

$$\text{Excentricité de premier ordre : } e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_1 = \frac{1,4904}{2,328} = 0,64 \text{ m}$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m}.$$

Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure :

$$e_2 = \frac{3 * L_f^2}{10^4 * h} * (2 + \alpha * \emptyset)$$

Avec :

α : le rapport du premier ordre, dû aux 'quasi-permanentes et charges permanente' au moment total du premier ordre, ce moment étant pris avant application des coefficients.

$$\alpha = 10 * \left(1 - \frac{M_u}{1,5 * M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 * \left(1 - \frac{1,4904}{1,5 * 0,9936} \right) = 0$$

$$\text{Si } N_i = 0 \Rightarrow \alpha = 0,5$$

L_f : longueur de flambement « encastré libre $\Rightarrow L_f = 2 * L_0$ »

$$L_f = 2 * L_0 \Rightarrow L_f = 2 * 0,60 = 1,2 \text{ m}.$$

$\emptyset$: Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation 'instantanée' sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 * 1,2^2}{10^4 * 0,10} * (2 + 0 * 2) \Rightarrow e_2 = 0,00864 \text{ m}.$$

$$\text{Donc : } e = e_1 + e_a + e_3 \Rightarrow e = 0,66864 \text{ m} \Rightarrow e = 66,864 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e = 66,864 \text{ m}.$$

Donc la section sera partiellement comprimée et le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif.

IV.1.5. Calcul du moment fictif :

$$M_f = N_u * \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow M_f = 2,328 * \left(0,66864 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 1,626433 \text{ KN.m}$$

IV.1.6. Détermination de ferrailage :

Les armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{1,626433 * 10^{-3}}{14,17 * 1 * 0,09^2} = 0,014170 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature dans la zone comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0,0178398$$

$$Z_b = d * (1 - 0,4 * \alpha) = 0,0893577 \text{ m}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_f}{\sigma_s * Z_b} = \frac{1,626433 * 10^{-3}}{347,82 * 0,0893577} 10^4 = 0,523229 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 * 100 * 9 * \frac{2,1}{400} = 1,08675 cm^2.$$

$$A_{min}'_{max} = \frac{0,2}{100} * (b * h) \Rightarrow A_{min}'_{max} = \frac{0,2}{100} * (100 * 10) = 2 cm^2.$$

Le choix des armatures principales :

$$A_s = 2 cm^2. \Rightarrow 4T8 = 2,01 cm^2, \text{ on prend } S_t = 25 \text{ Cm.}$$

Les armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{2,01}{4} = 0,5025 cm^2.$$

Le choix des armatures de répartition :

$$A_s = 0,50 cm^2. \Rightarrow 4T6 = 0,85 cm^2.$$

IV.1.7. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{max} = 1,5 * F_p \Rightarrow T_{max} = 1,5 * 1,656 = 2,484 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b * d} = \frac{2,484 * 10^{-3}}{1 * 0,09} = 0,0276 \text{ MPa.}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau'_{adm} = \min\left(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau'_{adm} > \tau_u \text{ la condition vérifier.}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.1.8. Vérification au séisme

$$F_p \leq 1,5 * Q \Rightarrow F_p \leq 1,5 * 1 \Rightarrow F_p = 1,656 > 1,5 \text{ KN/ml C.N.V}$$

IV.1.9. Schéma de ferrailage

$$S_t = 25 \text{ cm.}$$

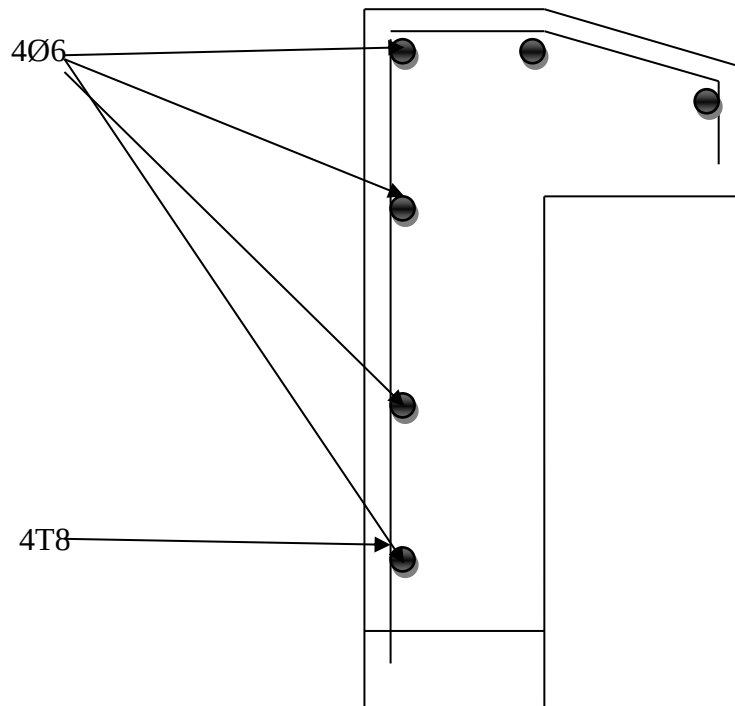


Figure IV.2. Schéma ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Etude de balcon :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres, sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente $\langle G \rangle$ et une surcharge d'exploitation $\langle Q \rangle$.

- **Dimensionnement**

L'épaisseur de balcon : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10}$

Type (1) :

L : la hauteur de balcon étudié

Donc : L=140cm et e=15cm.

a) **Descente des charges :**

Charges permanentes :

Tableaux.IV.1. Charge permanente

Désignation	ρ (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	20	0,02	0,4
2-Mortier de ciment	20	0,02	0,4
3-Lit de sable	18	0,02	0,36
4-Dalle pleine	25	0,15	3,75
5-Enduit en ciment	18	0,02	0,36
G (KN/m ²)	5,27		

Pour une bande de 1ml de largeur :

$$G = G_{tot} \cdot 1 = 5,27 \text{ KN/ml}$$

Tableaux.IV.2. La charge du mur type

Désignation	P (KN/m ³)	e(m)	G (KN/m ²)
1-enduit (ciment) extérieur	18	0,02	0,36
2- enduit(ciment)intérieur	18	0,02	0,36
3- brique creuse (10cm)	9	0,10	0,9
G (KN/m ²)	1,62		

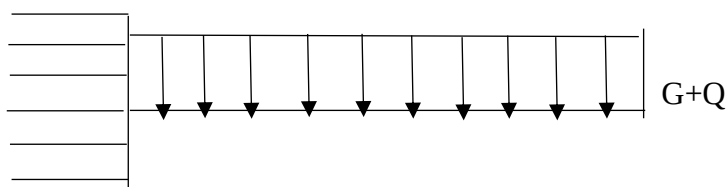
$$S = G_m \cdot h \rightarrow S = 1,62 \cdot 1,4 = 2,268 \text{ KN/m}$$

$$S = 2,268 \cdot 1,00 = 2,268 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation

Balcon pour locaux a usage habitation $\rightarrow Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1ml $\rightarrow Q = 3,5 \cdot 1,00 = 3,50 \text{ KN/ml}$

**Figure IV.3.** Schéma statique du balcon

Moment fléchissant :

❖ Etat limite ultime :

$$M_u = -[G+S+P] \frac{l^2}{2} \rightarrow M_u = -[1.35*(5.27+1.62)+1.5*3.5] \frac{1.4^2}{2}$$

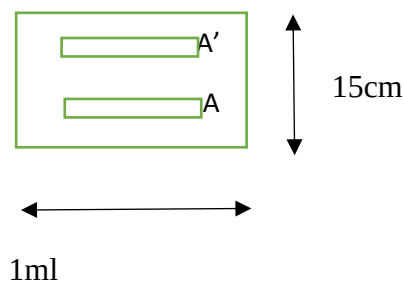
$$\rightarrow M_u = -14,260 \text{ KN.m}$$

❖ Etat limite de service :

$$M_s = -[G+S+P] \frac{l^2}{2} \rightarrow M_s = -[5.27+1.62+3.5] \frac{1.4^2}{2}$$

$$\rightarrow M_s = -10,182 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage:



En appuis :

❖ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

-Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14,260 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 0,135^2} = 0,0552$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ pas d'armature dans la zone comprimée.

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0710$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,1311 \text{ m}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{14,260 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,1311} \cdot 10^4 = 3,12 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,135 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,12 \text{ cm}^2$$

Choix des barres $\rightarrow 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{\max} = q.l \rightarrow T_{\max} = 14,551 * 1,4 = 20,371 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b*d} = \frac{20,371 * 10^{-3}}{1 * 0,135} = 0.15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{'adm'}} = \min\left(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ Mpa} > \tau_u \quad \text{C.V}$$

On n'a pas besoin de mettre des armatures transversales.

Vérifications de la flèche :

La flèche due à la charge répartie :

$$F1 = \frac{QL^4}{8EI} \quad L : \text{longueur du console}$$

$$E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 321640195 \text{ MPa}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{by_2^3}{3} + A_{st} * (d - y_1)^2$$

$$Y1 = \frac{(b*h)y_{gc} + n * A_{st} * d}{b*h + n * A_{st}} \rightarrow y_{gc} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$n = 15$$

$$Y1 = \frac{(100 * 15 * 7.5) + 15 * 3.14 * 13.5}{(100 * 15) + (15 * 3.14)} = 7,68 \text{ cm}$$

$$Y2 = d - y_1 = 13,5 - 7,68$$

$$Y2 = 7,31 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100 * 7,68^3}{3} + \frac{100 * 7,31^3}{3} + (15 * 3,14 * (13,5 - 7,68))$$

$$I = 29715,48044 \text{ cm}^4$$

$$F1 = \frac{8,77 * 10^{-3} * 1.4^4}{8 * 32164,195 * 29715,48044} = 0,044 \text{ cm}$$

Flèche due à la charge concentrée :

$$F = \frac{P_{ser} * l^3}{3EI} = \frac{1.62 * 1^3}{3EI} = 0,0015 \text{ cm}$$

$$F = F_1 + F_2 \rightarrow F = 0,015 + 0,0044 = 0,045 \text{ cm}$$

Fleche limite:

$$f_{lim} = \frac{L}{250} = 0,56 \text{ cm}$$

$$F < f_{lim} \quad \text{C.V}$$

Calcul du Contre poids :

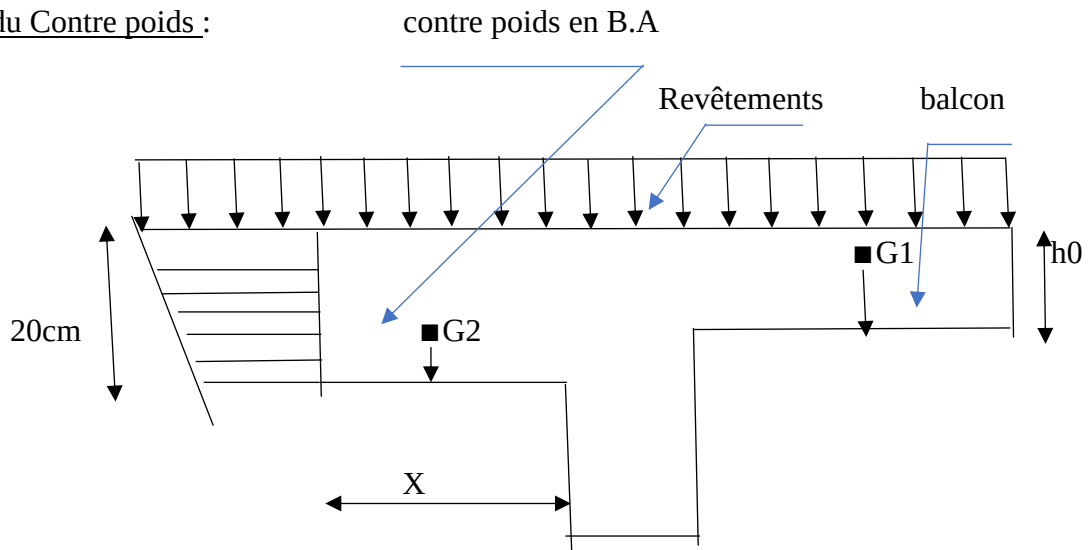


Figure IV.4. Schéma du balcon avec contre poids

Poids propre du balcon :

$$G_1 = e \cdot b \cdot l \cdot 25 \rightarrow G_1 = 0,15 \cdot 1 \cdot 2,12 \cdot 25$$

$$G_1 = 7,95 \text{ KN}$$

Poids du contre balancement

$$G_2 = e_p \cdot 1 \cdot x \cdot 25 \rightarrow G_2 = 0,2 \cdot 1 \cdot 1x \cdot 25$$

$$G_2 = 5x \rightarrow G_2 = 60\% G_1$$

$$G_2 = \frac{0,6 \cdot 7,95}{5} \rightarrow G_2 = 9,54 \text{ cm}$$

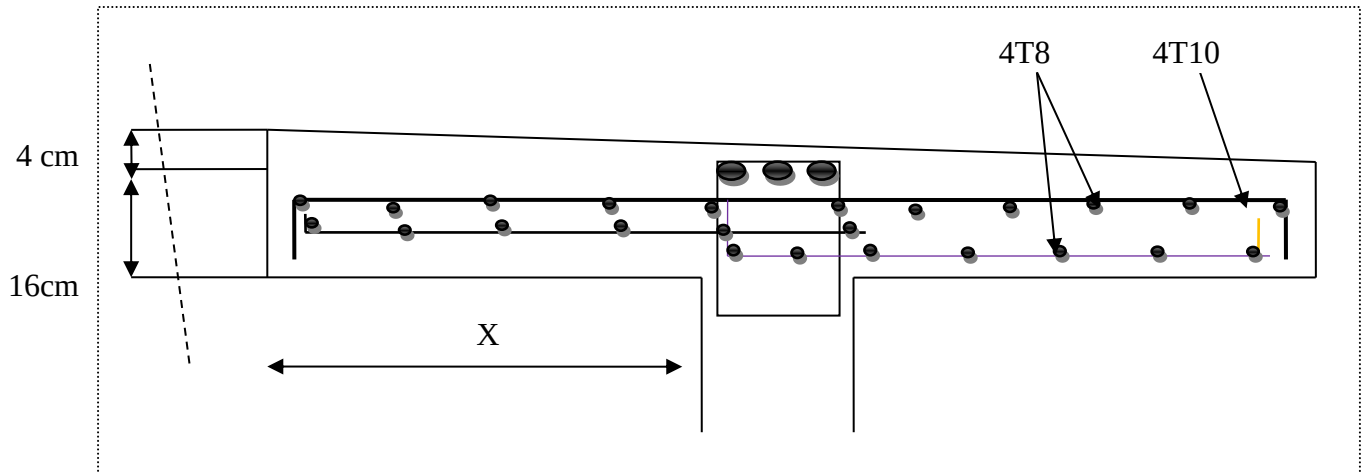


Figure IV.5. Schéma de ferrailage du balcon

IV.3. Etude d'escalier :

Les escaliers sont des éléments non structuraux constitués d'une succession des gradins et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

IV.3.1. Description : L'escalier se compose généralement de :

La paillasse : une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches. Palier de repos : L'escalier est équipé d'une petite dalle dite palier de repos, permettant aux usagers de se reposer.

L'emmarchement : la longueur d'une marche.

Le giron (g) : la largeur d'une marche.

Contre marche (h) : la hauteur de marche.

Garde de corps : à pour rôle d'éviter les risques de chute.

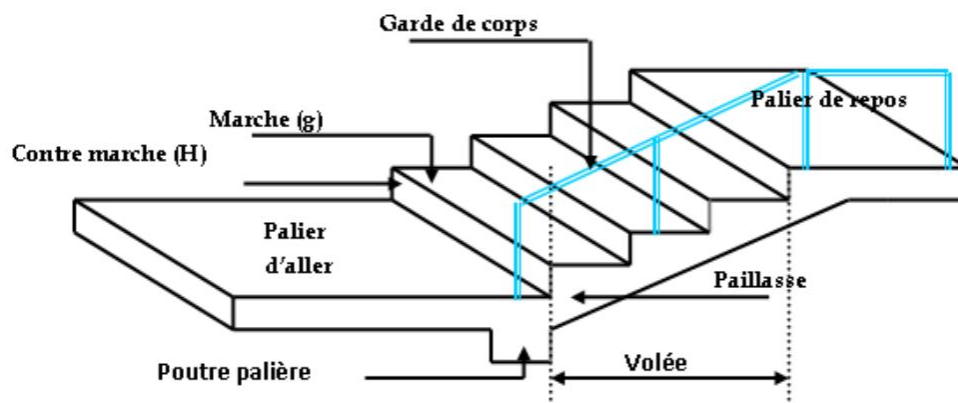


Figure IV.6. Schéma d'un escalier.

Dans notre cas on un seul type d'escalier est composé de trois volées et deux paliers

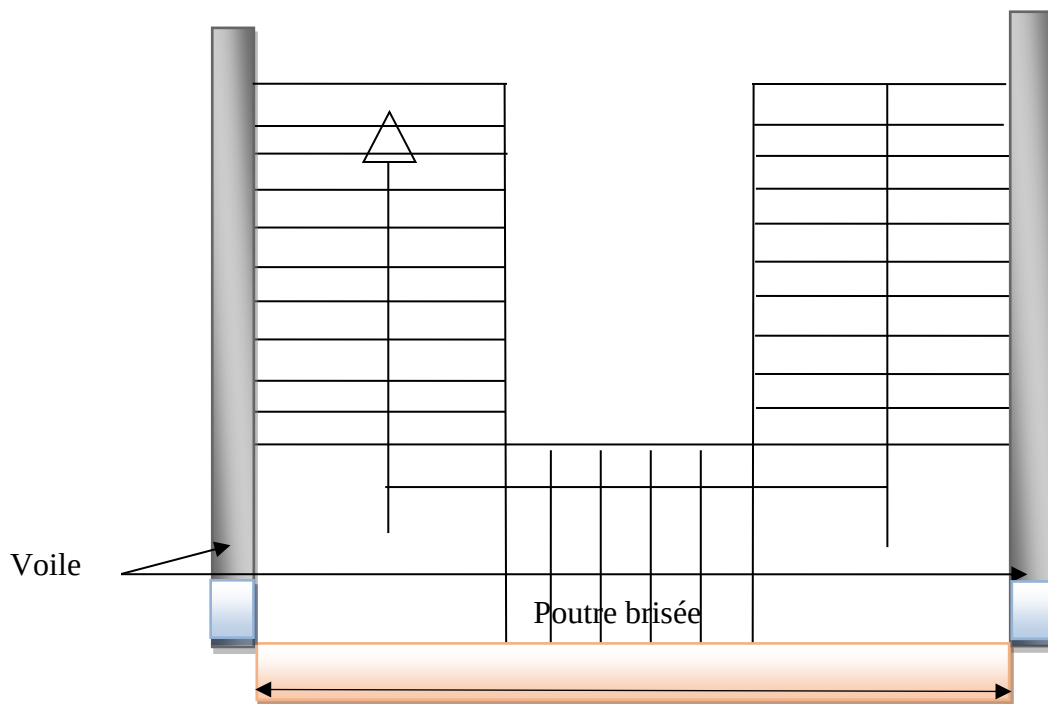


Figure IV.7. Escalier de 3 volées

- **Schéma statique :**

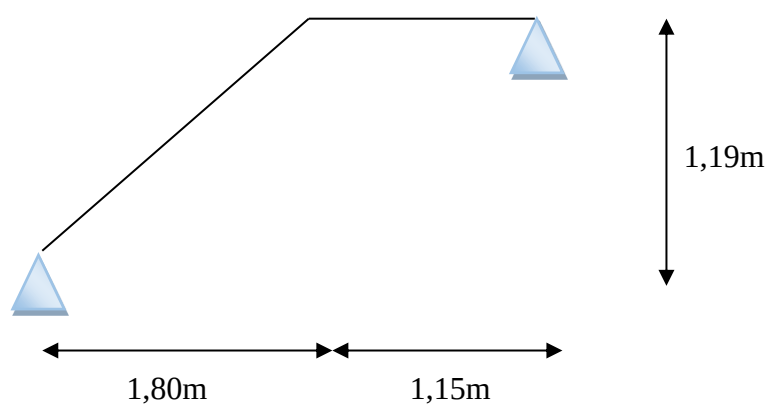


Figure IV.8. Volé 1 et 3

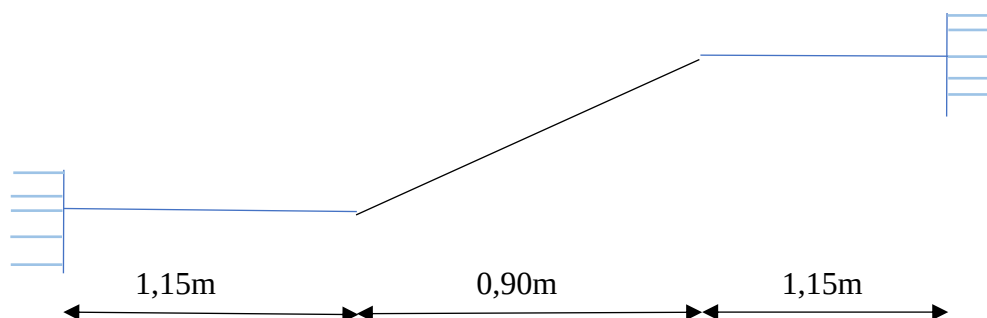


Figure IV.9. Volé 2

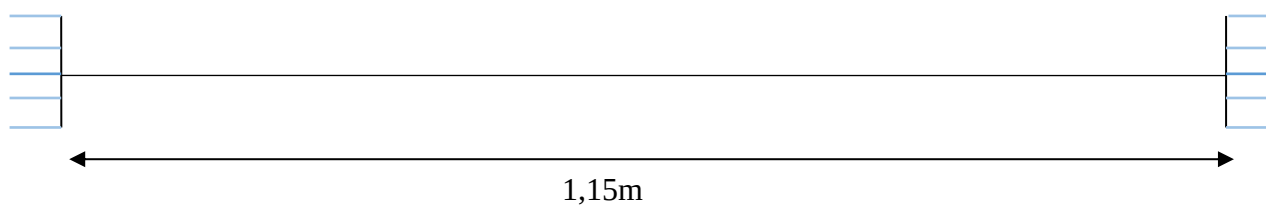


Figure IV.10. Palier de repos

Descente des charges

Tableaux.IV.3. Descente des charges de Paillasse:

Descente des charges	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/ m ³)	(KN/m ²)
Carrelage horizontale	0,02	22	0,44
Mortier de pose horizontale	0,02	20	0,40
Carrelage verticale	$0,02 * \frac{0,17}{0,30}$	22	0,24
Mortier de pose verticale	$0,02 * \frac{0,17}{0,30}$	20	0,22
Paillasse	$\frac{0,15}{\cos\alpha}$	25	4,30
Marche	$\frac{0,17}{2}$	25	2,12
Enduit en plâtre sous volée	$\frac{0,02}{\cos\alpha}$	10	0,22
Gard corps	/	/	1
Charge permanente $G = 8,94 \text{KN/m}^2$			
Charge exploitation $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$			

Tableaux.IV.4. Descente des charges de Palier :

Descente des charges	Epaisseur en (cm)	Poids volumique (KN/ m ³)G	(KN/m ²)
Poids propre	0,15	25	3,75
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Carrelage	0,02	22	0,44
Enduit en ciment	0,02	10	0,2
Charge permanente $G = 4,79\text{KN/m}^2$			

- **Calcul des volé 1 et 3 :**

Combinaisons des charges :

Paillasse :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 (8,94) + 1,5 (2,5)$$

$$P_u = 15,82\text{KN/ml.}$$

$$P_{ser} = 11,44 \text{ KN/ml.}$$

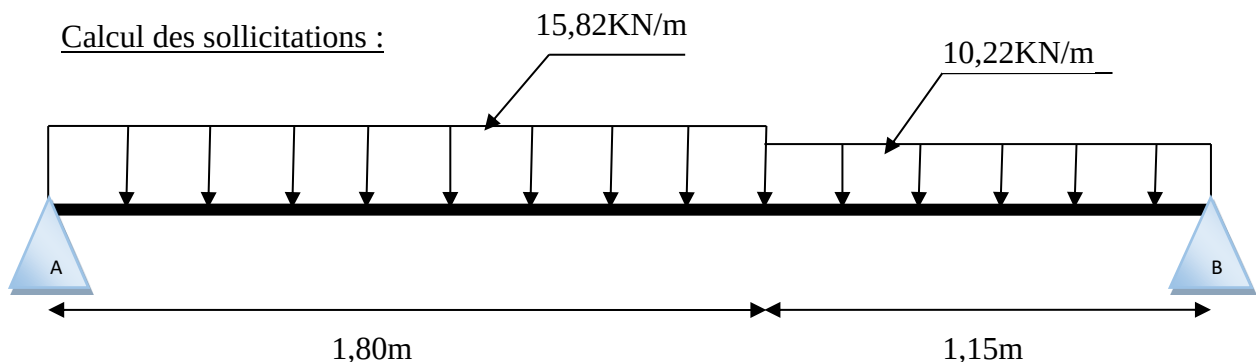
Palier :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 (4,79) + 1,5 (2,5)$$

$$P_u = 10,22\text{KN/ml.}$$

$$P_{ser} = 7,29 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des sollicitations :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (15,82 \cdot 1,80) + (10,22 \cdot 1,15) \Rightarrow R_A + R_B = 40,23\text{KN.}$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow R_B \cdot 2,95 - 15,82 \cdot \frac{1,80^2}{2} - 10,22 \cdot 1,15 \cdot \left(\frac{1,15}{2} + 1,80\right) = 0 \Rightarrow R_B = 18,15 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 44,98 \Rightarrow R_A = 22,08\text{KN.}$$

Sollicitations section 1_1

$$M(x) = 22,08x - 15,82 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 22,08 - 15,82x$$

$$X=0 \Rightarrow [M(0)=0 ; T(0)=22,08 \text{ KN}]$$

$$X=1,80 \Rightarrow [M(1,80)=14,12 \text{ KN.m} ; T(1,80)=-6,40 \text{ KN}]$$

Calcul moment fléchissant et effort tranchant :

$$T(x_n) = 0 \Rightarrow 22,08 - 15,82x = 0 \Rightarrow x = 1,395 \text{ m}$$

$$M(1,55) = 22,08(1,395) - 15,82 \cdot \frac{1,395^2}{2} = 15,41 \text{ KN.m}$$

Sollicitations section 2_2

$$M(x) = 18,15x - 10,22 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$T(x) = 18,15 - 10,22x$$

$$X=0 \Rightarrow [M(0)=0 ; T(0)=18,15 \text{ KN.}]$$

$$X=1,15 \Rightarrow [M(1,15)=14,11 \text{ KN.m} ; T(1,15)=6,40 \text{ KN.}]$$

Calcul moment fléchissant et effort tranchant :

$$T(x_n) = 0 \Rightarrow 18,15 - 10,22x = 0 \Rightarrow x = 1,775 \text{ m}$$

$$M(1,99) = 18,15(1,775) - 10,22 \cdot \frac{1,775^2}{2} = 16,12 \text{ KN.m}$$

Calcul les sollicitations maximal :

$$\text{En Travée} \Rightarrow M_{t' \max} = 0,5 \cdot M_{\max} = 0,85 \cdot 16,12 = 13,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui} \Rightarrow M_{a' \max} = -0,2 \cdot M_{\max} = -0,20 \cdot 16,12 = -3,22 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = 22, \text{ KN.}$$

T KN

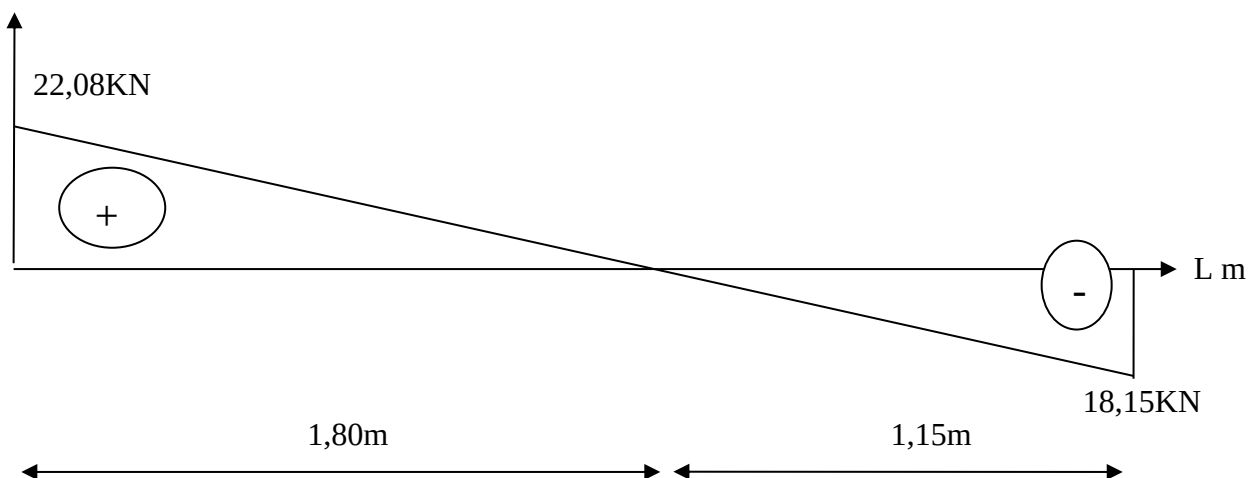


Figure IV.11. Les diagrammes des efforts tranchants volés 1 et 3

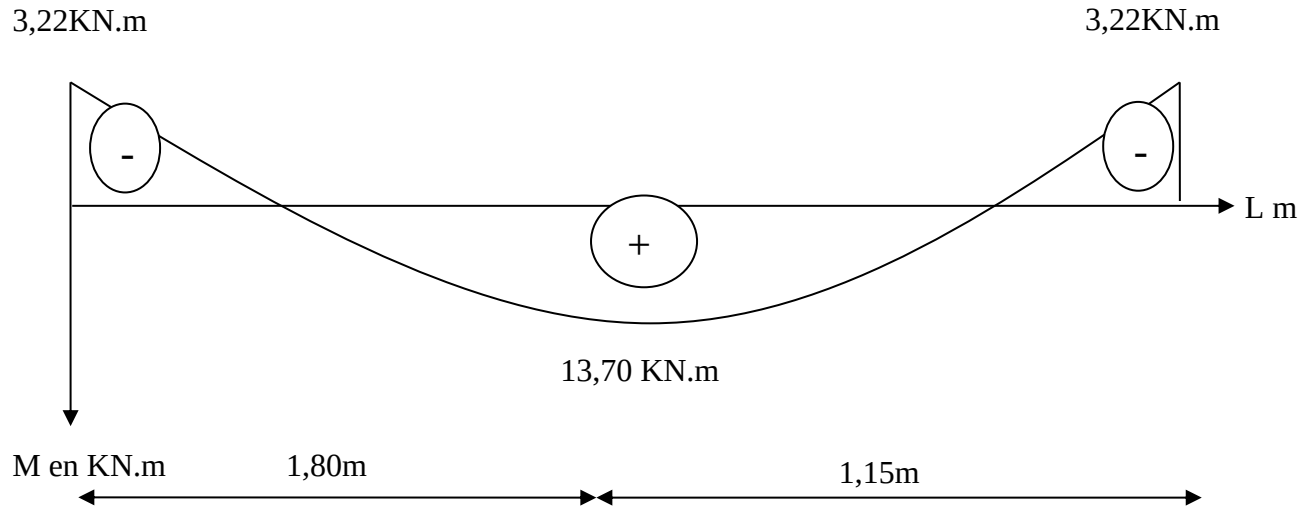


Figure IV.12 : Les diagrammes des moments fléchissant volés 1 et 3.

Tableau.IV.5. Récapitulatif donnant les sollicitations volé 1 et 3

Sollicitation	ELU	ELS
Mtmax en (KN.m)	13,70	9,89
Ma max en (KN.m)	3,22	2,33
T max en (KN)	22,08	15,95

Calcul de ferrailage :

L'E.L.U En travée :

$$M_{tu} = 13,70 \text{ KN.m}$$

Calcul de section:

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot c \cdot b \cdot d^2} = \frac{13,70 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 1 \cdot 0,135^2} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0681$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,13 \text{ m}$$

Déterminations des armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{13,70 \cdot 10^{-3}}{34,82 \cdot 0,3} \cdot 10^4 = 3,02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures longitudinales:

$$A_s = 8T12 \Rightarrow 9,05 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{chois des barres : } 4T12 \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2.$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$L' \text{écartement des armatures : } S \leq \min(3 \cdot h_0; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

L'E.L.U en appuis:

$$M_{au} = 3,22 \text{ KN.m}$$

Calcul de section :

$$\mu_b u = \frac{M_u}{6 b c \cdot b \cdot d^2} = \frac{4,22 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 1 \cdot 0,135^2} = 0,0124 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,01559$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,134 \text{ m}$$

Déterminations des armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{M_u}{6 s \cdot Z_b} = \frac{4,08 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,133} \cdot 10^4 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures longitudinales:

$$A_s = 4T12 \Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{chois des barres : } 4T10 \Rightarrow 3,14 \text{ cm}^2.$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$L' \text{écartement des armatures : } S \leq \min(3 \cdot h_0; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 22,08 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{22,08 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,16 \text{ MPa.}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau_{\text{'adm'}} = \min\left(0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{\text{'adm'}} > \tau_u \text{ la condition vérifier.}$$

Vérification L'E.L.S :

Tableau.IV.6. vérification la contrainte 'volé 1 et 3 'ELS pour le béton :

	Mu (KN.m)	Mser(KN.m)	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	13,70	9,89	0,0681	1,38	cv
Appuis	3,22	2,33	0,0155	1,38	cv

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{\text{'adm'}} = 0.6 * f_{c28}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{\text{'adm'}} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa condition vérifier.}$$

Pour l'acier :

La fissuration peu-préjudiciable $\Rightarrow$ aucune limitation

Tableau.IV.7. Calcul des sections d'armatures volées 1 et 2

	Mu(KN.m)	Longitudinal			Répartition		
		A cm ²	choix cm ²	St cm	Acm ²	choix cm ²	St cm
Travée	13,70	3,02	9,05	20	2,26	4T12	20
Appui	3,22	1,36	4,52	20	1,3	4T10	20

Etude de palier :

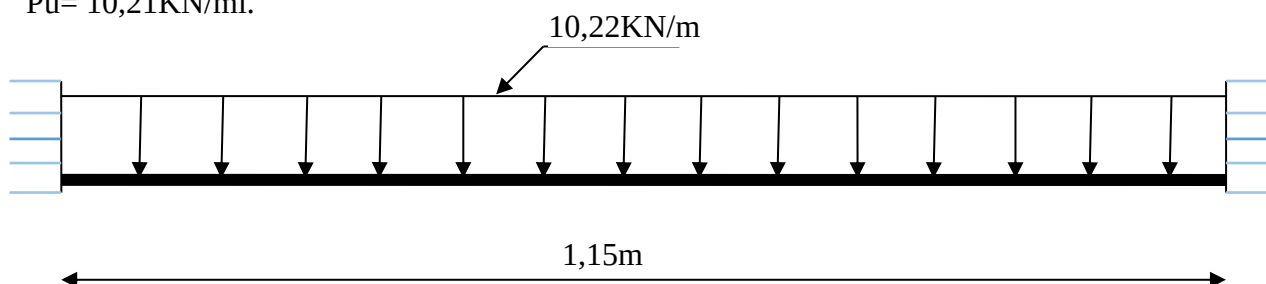
Combinaisons des charges :

Palier :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 (4,79) + 1,5 (2,5)$$

$$P_u = 10,21 \text{ KN/ml.}$$



Calcul des sollicitations maximal :

Avec la méthode de RDM

$$M \text{ En appuis : } M_a = \frac{qu \cdot l^2}{12} = \frac{10,22 \cdot 1,15^2}{12} = 1,13 \text{ KN.m}$$

$$M \text{ En travée: } M_t = \frac{qu \cdot l^2}{24} = \frac{10,22 \cdot 1,15^2}{24} = 0,56 \text{ KN.m}$$

$$L' \text{ effort tranchant : } T = \frac{qu \cdot l}{2} = \frac{10,22 \cdot 1,15}{2} = 5,88 \text{ KN}$$

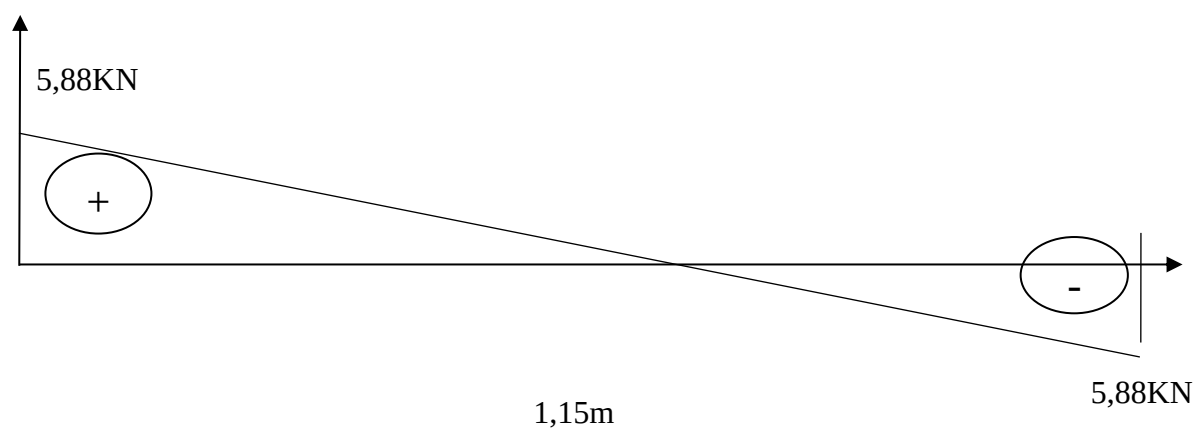


Figure IV.13. Diagrammes effort tranchant de palier

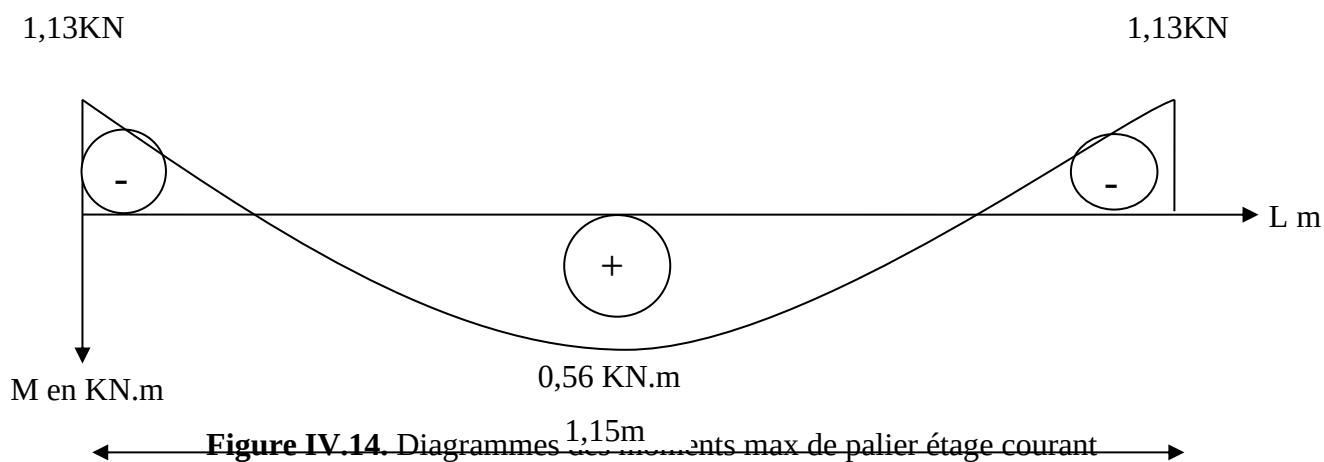


Figure IV.14. Diagrammes des moments max de palier étage courant

Tableau.IV.8. Récapitulatif donnant les sollicitations de palier

Sollicitation	ELU	ELS
Mtmax (KN.m)	0,56	0,40
Mamax (KN.m)	1,13	0,80
tmax (KN)	5,88	4,19

Calcul de ferrailage de palier :

L'E.L.U En travée :

$$M_{tu} = 0,56 \text{ (Kn.m)}$$

Calcul de section:

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,56 \cdot 10^{-3}}{14,17 \cdot 1 \cdot 0,135^2} = 0,0022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armature comprimée.}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0,0028$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,135 \text{ m}$$

Déterminations des armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{0,56 \cdot 10^{-3}}{347,82 \cdot 0,135} 10^4 = 0,12 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot h_0 \cdot b = 1,2 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures longitudinales:

$$A_s = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{chois des barres : } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

Espacement maximal des armatures : [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$L'écarterment \text{ des armatures : } S \leq \min(3 \cdot h_0; 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = 5,88 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{5,88 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,043556 \text{ MPa}.$$

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\tau'_{\text{adm}} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau'_{\text{adm}} > \tau_u \text{ la condition vérifier.}$$

Vérification L'E.L.S :

Tableau.IV.9. Les sollicitations maximales de palier étage courant :

	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	A	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	0,56	0,40	0,0028	0,45	Cv
Appuis	1,13	0,80	0,0027	1,45	Cv

Pour le béton :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{\text{adm}} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}'_{\text{adm}} = 0,6 \cdot 28 = 15 \text{ MPa condition vérifier.}$$

Pour l'acier :

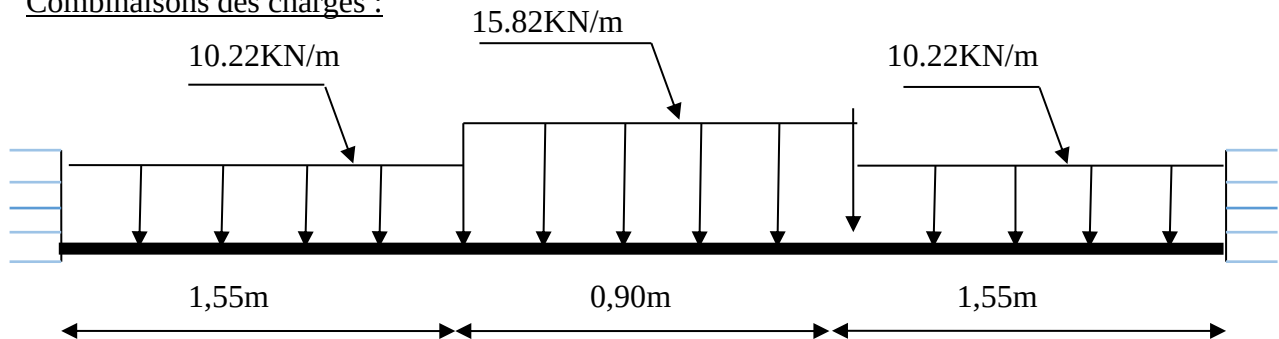
La fissuration peu-préjudiciable => aucune limitation

Tableau.IV.10. vérification de la contrainte 'palier' ELS pour le béton :

		Longitudinal			Répartition		
	Mu(KN.m)	A cm ²	choixcm ²	St cm	Acm ²	choixcm ² .	St cm
Travée	0,56	1,20	5.65	20	1.41	4.52	20
appui	1,13	1,20	5.65	20	1.41	4.52	20

• **Calcul de volé 2 :**

Combinaisons des charges :



Etat limite ultime : (E.L.U) :

$$Q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{15,82 \cdot 0,9 + 2 \cdot 10,22 \cdot 1,55}{0,9 + 2 \cdot 1,55} = 11,48 \text{ KN/m}$$

Etat limite servise : (E.L.S) :

$$Q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} = \frac{11,44 \cdot 0,9 + 2 \cdot 7,29 \cdot 1,55}{1,2 + 2 \cdot 1,55} = 8,22 \text{ KN/m}$$

Calcul les sollicitations ELU :

• Réaction : $R = \frac{q_{eq} \cdot L}{2}$

$$R_a = R_b = \frac{q_{eq} \cdot L}{2} = \frac{11,48 \cdot 4}{2} = 22,96 \text{ KN}$$

• Moment : $M = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{12}$

$$1\text{-en appuis} : \frac{q_{eq} \cdot L^2}{12} = \frac{11,48 \cdot 4^2}{12} = 15,31 \text{ KN.m}$$

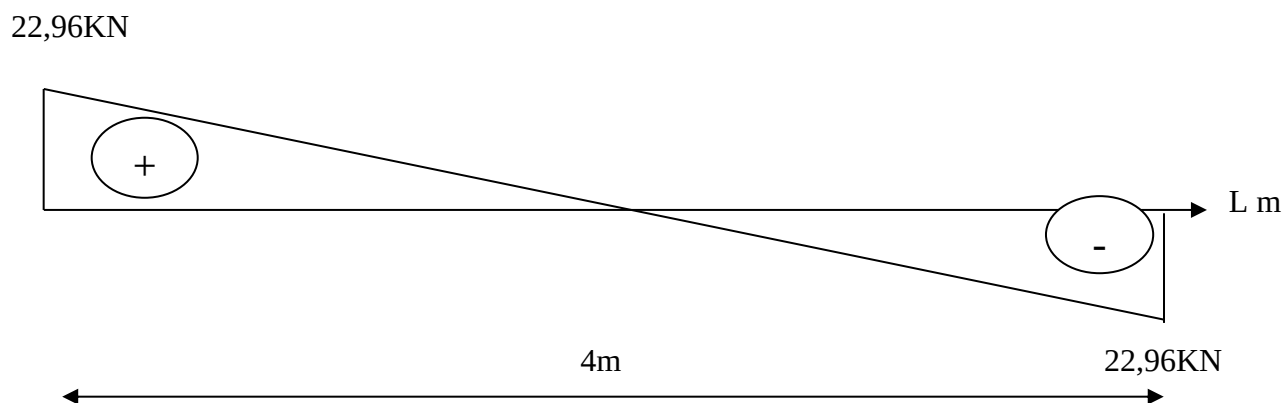
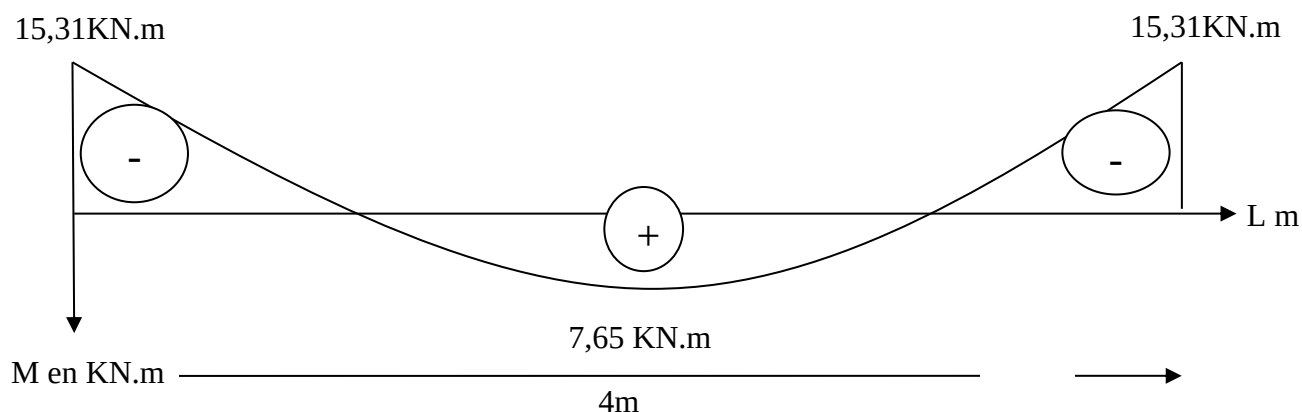
$$2\text{-en travée} : \frac{q_{eq} \cdot L^2}{24} = \frac{11,48 \cdot 4^2}{24} = 7,65 \text{ KN.m}$$

• Effort tranchant :

$$R_a = R_b = \frac{q_{es} \cdot L}{2} = \frac{11,48 \cdot 4}{2} = 22,96 \text{ KN.}$$

Tableau.IV.11. les sollicitations maximale volé 2:

Sollicitation	ELU	ELS
Mt max travée (KN.m)	7,65	5,48
Ma max appuis (KN.m)	15,31	10,96
T max (KN)	22,96	16,44

**Figure IV.15.** Les diagrammes des efforts tranchants volés 2**Figure IV.16.** Les diagrammes des moments fléchissant volés 2 RDC**Tableau.IV.12.** Calcul des sections d'armatures volées 2

	Mu(KN.m)	Longitudinal			Répartition		
		A(KN.m)	choix(KN.m)	Es	A(cm ²)	choix	Es (cm)
Travée	7,65	1,65	5T12	20	1,41	4T12	20
Appui	15,31	3,36	5T12	20	1,41	4T12	20

Tableau.IV.13. Vérification de la contrainte volé 2 ELS pour béton :

	Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$	Observation
Travée	7,65	5,48	0,0375	1,40	Cv
Appuis	15,31	10,96	0,0763	1,40	Cv

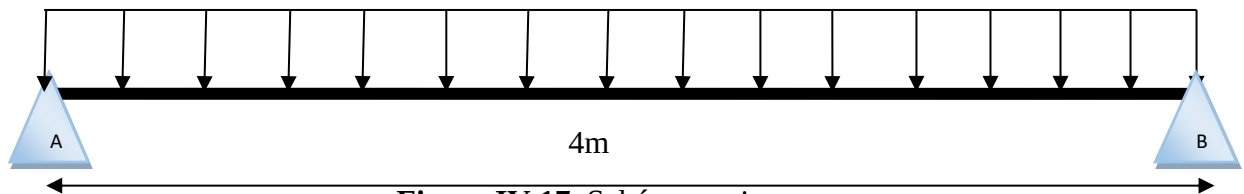
Vérification d'effort tranchant :

$$T_{\max} = 15,10 \text{ kN.} \Rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{22,96 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,135} = 0,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\text{'adm'}} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{\text{'adm'}} > \tau_u \text{ la condition vérifier.}$$

IV.2.2. 5. Etude de la poutre brisée type 2 RDC :

La poutre brisée est une poutre qui supporte les réactions des escaliers



$$h_t = 40 \text{ cm}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

- **Le poids propre de la poutre brisée**

$$g_p = 0,40 \cdot 0,25 \cdot 25 = 2,5 \text{ kN/ml.}$$

- **Le poids propre de mur :**

$$G_{\text{mur}} = 2,82 \cdot \frac{4 - 0,4}{2} = 5,076 \text{ kN/m}^2$$

- **Calcul les réactions :**

$$R_{b'u'} = 15,30 \text{ kN, } R_{b'ser'} = 11,20 \text{ kN.}$$

- **Combinaison des charges :**

$$Elu \Rightarrow P_u = 1,35 \cdot (p_p + p_{\text{mur}}) + R_b$$

$$P_u = 1,35 \cdot (2,50 + 5,076) + 15,30 = 25,53 \text{ kN/m}$$

$$Elser \Rightarrow P_{ser} = (p_p + p_{\text{mur}}) + R_b$$

$$P_{ser} = (2,50 + 5,076) + 11,20 = 18,78 \text{ kN/m}$$

- **Calcul des sollicitations ELU :**

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 \Rightarrow 0,85 \cdot \frac{P_u \cdot L^2}{8} \Rightarrow M_t = 0,85 \cdot \frac{25,53 \cdot 4^2}{8} = 43,40 \text{ kN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 \Rightarrow 0,4 \cdot \frac{P_u \cdot L^2}{8} \Rightarrow M_a = 0,4 \cdot \frac{25,53 \cdot 4^2}{8} = 20,42 \text{ kN.m}$$

Tableau.IV.14. Calcul de ferrailage poutre brise :

	Mu(KN.m)	μ	A	Zb(m)	As(cm ²)	Amin(cm ²)	Choix	As(cm ²)
Travée	43,40	0,0945	0,124	0.342	5,12	1.207	5T12	5,65
Appuis	20,42	0.0447	0.057	0.351	2,35	1.207	3T12	3,39

Avec :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 25 \cdot 40 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,207 \text{ cm}^2.$$

- Vérification à E.L.S :**

En travée :

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 \Rightarrow 0,85 \cdot \frac{P_{ser} \cdot L^2}{8} \Rightarrow M_t = 31,93 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a = 0,4 \cdot M_0 \Rightarrow 0,4 \cdot \frac{P_{ser} \cdot L^2}{8} \Rightarrow M_a = 15,02 \text{ KN.m}$$

Tableau.IV.15. Vérification de la contrainte poutre brisé RDC ELS pour béton :

	Mu	Mser	A	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	43,40	31,93	0,124	0.43	cv
Appuis	20,42	15,02	0,057	0.43	cv

Pour l'acier : La fissuration peu-préjudiciable $\Rightarrow$ aucune limitation.

- Vérification d'effort tranchant :**

$$T_{\max} = \frac{25,53 \cdot 4}{2} = 51,06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{51,06 \cdot 10^{-3}}{0,25 \cdot 0,36} = 0,57 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{\text{adm}} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{\text{adm}} > \tau_u \text{ la condition vérifier.}$$

- Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales : [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_t\right) \Rightarrow \emptyset \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{250}{10}; 10\right) \Rightarrow \emptyset \leq \min(11,43; 25; 10) \emptyset \Rightarrow \emptyset 8$$

On prend un cadre de $A_t = 2 \emptyset 8 \text{ cm}^2 = 1,01 \text{ cm}^2$.

L'espacement des armatures transversales : [B.A.E. L91 (A.5.1, 232)] :

$$\frac{At*fe}{b*ST1} \geq \max \left[\frac{\tau u}{2} ; 0.4\text{MPa} \right] \Rightarrow \frac{At*fe}{b*ST1} \geq \max [0,28 ; 0,4\text{MPa}]$$

$$St1 \leq \frac{1.01*235}{0.25*40} \Rightarrow St \leq 23,74 \text{ cm.}$$

Avec: $St \leq \max (0.9*d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St2 \leq \min (32,40\text{cm} ; 40\text{cm}) \Rightarrow St2 \leq 18\text{cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm.}$

- **Vérification selon RPA 2003 :**

Zone nodale : $\min \left(\frac{h}{4} ; 12* \varnothing \right) : \min \left(\frac{40}{4} ; 12* \varnothing \right) \Rightarrow St = 10 \text{ cm}$

Zone courant : $St = \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$

- **Vérification de la flèche :**

$$Fi = \frac{5*Pser.L^4}{384*E*I}$$

- position de l'axe neutre : $\frac{(b*h)*\frac{h}{2} + \eta*As*d}{(b*h) + \eta*As}$

$$Y_{cg}=y1 = \frac{(25*40)*20 + 15*5,65*36}{(25*40) + 15*5,65} = 21,25 \text{ cm}$$

$$y2 = h - y1 \Rightarrow 40 - y1 = 18,75\text{cm}$$

- l'inertie : $i = \frac{b*y1^3}{3} + \frac{b*y2^3}{3} + 15*As*(d - y1)^2$

$$i = \frac{25*21,25^3}{3} + \frac{25*18,75^3}{3} + 15*5,65*(36 - 21,25)^2 = 153334,2552 \text{ cm}^4$$

$$Fi = \frac{5*Pser*L^4}{384*32164,195*I} = \frac{5*18,78*4^4}{384*32164,195*153334,2552} * 10^7 = 0,127 \text{ cm}$$

$$Fadm = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$Fi = 0,127 < Fadm = 0,8$ condition vérifier.

IV.4. étude d'ascenseur

IV.4.1.Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation verticale qui permet d'assurer le transport des personnes, ou des marchandises en toute sécurité.

La cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle d'escalier compose de Trois constituants principaux :

Cabine : organe destine à recevoir les personnes ou les charges à transporter;

Treuil de levage de la poulie et

Le contre poids.

IV.4.2.Principe de fonctionnement :

La cabine est fixée à un câble entraîné par un treuil accouplé à un moteur électrique et équilibré par un contre poids avec une machine supérieur.

IV.4.3.Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous le terme simple d'ascenseur, les Dimensions de la cabine (Voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

C'est ainsi que la norme NF-P82-208 a adopté plusieurs types de cabine selon la charge à transporter et pour notre projet on a opté pour un ascenseur réservée pour 8 personnes, donc on a une charge nominale de 630Kg pour une vitesse de 1,6m/s ; donc; les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $LC = 1,10m$
- Profondeur de la cabine : $Pc = 1,40m$
- Largeur de la gaine : $LG = 1,30m$
- Profondeur de la gaine : $PG = 2,00m$
- Hauteur de la cabine : $Hc = 2,20m$
- Largeur du passage libre : $Lp = 0,80m$
- Hauteur du passage libre : $Hp = 2,00m$
- Epaisseur de voile : $e = 20cm$

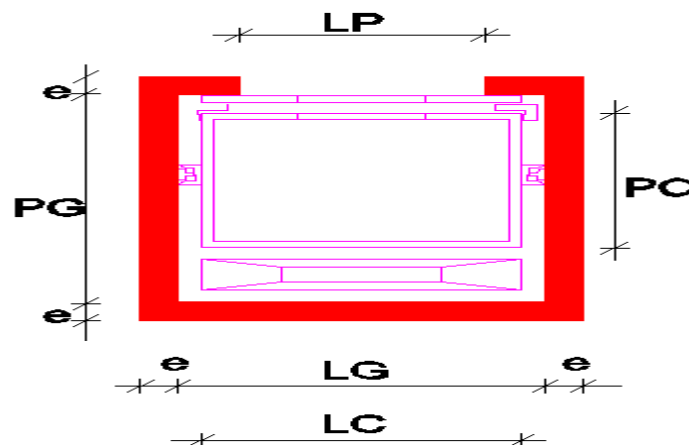


Figure IV.18. Dimensionnement de l'ascenseur

Remarque :

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15cm; et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à 1 m/s.

IV.4.4.Descente de charge :

a)Charge d'exploitation:

$$q = 6,30 \text{ KN (8 Personnes)}$$

b)Charge permanente: (NEP 82-209)

1.Masse de la cabine M1:la masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2

$$\text{Surface latérale } S_i : S_i = (L_c + 2 \cdot P_c) H = (1,10 + 2 \cdot 1,40) \times 2,20 = 8,58 \text{ m}^2$$

$$M1 = (11.5 + 0.1 \cdot 11.5) \cdot 8,58 = 1,08 \text{ KN}$$

2.Masse du plancher M2:

la masse du plancher à raison de « 80kg » pour appareils de « 630kg » de charge.

$$S2 = L_c \times P_c$$

$$S2 = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M2 = 0,80 \text{ KN/m}^2$$

$$M2 = 80 \times 1.54 = 1,23 \text{ KN}$$

3.Masse du toit M3:

$$S3 = L_c \times P_c$$

$$S3 = 1.10 \times 1.40 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$M3 = 0,20 \text{ KN/m}^2$$

$$M3 = 20 \times 1.54 = 0,308 \text{ KN}$$

4.Masse de l'arcade M4:La masse de l'arcade a raison de partie fixe de « 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M4 = 0,60 \text{ KN} + (0,80 \text{ KN/m} \times L_c \text{ (m)})$$

$$M4 = 0,60 + (0,80 \times 1.10) = 1,48 \text{ KN}$$

5.Masse du parachute M5:

$$M5 = 1,00 \text{ KN (à prise amortie)}$$

6.Masse des accessoires M6:

$$M6 = 0,80 \text{ KN}$$

7.Masse de la porte M7:

$$M7 = 0,80 + 0,25 \cdot (0,8 \times 2) = 1,20 \text{ daN}$$

8.Masse des poulies de mouflages M8 :

$$M8 = 0,03 \cdot n = 0,03 \cdot 2 = 0,06 \text{ KN (n = 2 poulies)}$$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_m = \sum_{i=1}^8 M_i$$

$$P_m = M1 + M2 + M3 + M4 + M5 + M6 + M7 + M8 = 7,158$$

KN

c) Masse du contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{q}{2}$$

Avec: P_p : Contre poids
 P_m : Poids mort
 q : Charge en cabine

$$P_p = 7,158 + \frac{6,30}{2} = 10,308 \text{ KN}$$

Remarque:

Dans un ascenseur moderne, le contre poids (P_p) équilibre la demi-charge en cabine tandis que, la demi-charge restante et le poids mort (P_m) seront soulevées par le moteur.

Calcul de la charge de rupture C_r :

$$C_r = C_{r1} * n * m \quad \dots (1)$$

Tel que :

C_r : Charge de rupture totale

C_{r1} : Charge de rupture d'un seul câble

n : Nombre de câbles

m : Nombre de mouflages

$$\text{On sait que : } C_s = \frac{C_r}{M} \quad \dots (2)$$

C_s : Coefficient de sécurité

$$M = q + P_m + P_{\text{cable}} \quad \dots (3)$$

P_{cable} est négligeable par rapport aux poids mort P_m et charge de la cabine q donc:

$$M = q + P_m$$

$$C_s \geq 12$$

$$\text{Généralement : } \frac{D}{d} \geq 40 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } \frac{D}{d} = 40 \text{ mm}$$

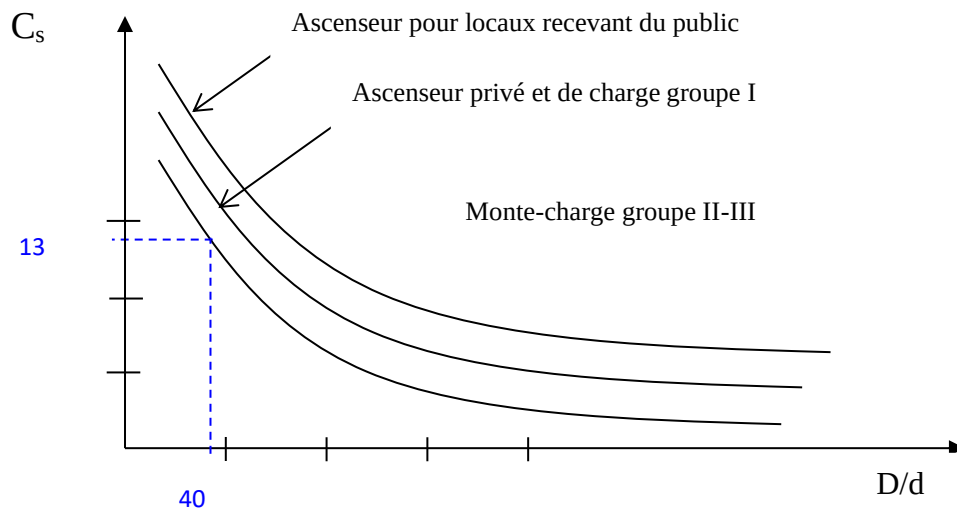


Figure IV.19. Abaque de détermination de suspente

Donc $C_s = 13$

Avec : D : Diamètre de poulies de mouflages = 500 mm
d : Diamètre de câble

$$d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12,50 \text{ mm} \rightarrow \text{Tableau p99 du ascenseur et monte charge}$$

IV.4.4.1.Caractéristiques du câble:

Tableau.IV.16. Les caractéristiques des câbles :

Diamètre des câble (mm)	Diamètre des fils (mm)	Section (mm ²)	Masse linéaires ML (kg/m)	Charge admissible totale Cr (KN)
7.87	0.50	21.05	0.203	3.223
9.48	0.60	30.26	0.293	4.650
11	0.70	41.27	0.396	6.232
12.60	0.80	53.34	0.515	8.152
14.20	0.90	67.98	0.656	10.805
15.50	1	83.84	0.81	12.830

La charge admissible totale : 81,52 KN

Masse linéaire : 0,005 KN/m

Coefficient de sécurité de câblage=0.85.

$$C_r = C_s * M * \frac{1}{0,85} = C_s (q + P_m) \frac{1}{0,85}$$

$$C_r = \frac{13(6,30 + 7,158)}{0,85} = 205,82 \text{ KN}$$

$$n = \frac{C_r}{C_r * 1 * m} = \frac{20582}{8152 * 2} = 1,26$$

Soit n = 2 câbles.

d). Détermination des poids des câbles Mc:

$$M_c = M_L * n * c$$

$$M_c = 0,005 * 2 * 30,60 = 0,306 \text{ KN}$$

e) Masse du treuil:

$$M_g = 12,00 \text{ KN}$$

Résumé:

- Poids mort = 7,158KN

- Masse du câble = 0,306KN

- Masse du contre poids = 10,308KN
- Treuil en haut + moteur = 12,00 KN
- G = 29,77 KN

IV.4.4.2. Combinaison fondamentale :

ELU: $Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 29,77 + 1.5 \times 6,30) = 49,64\text{KN}$

ELS: $Q_s = G + Q = 29,77 + 6,30 = 36,07\text{ KN}$

IV.4.4.3. Vérification de la dalle au poinçonnement :

Nombre d'appuis : 04

=> Pour chacun des quatre appuis :

$q_u = Q_u / 4 = 12,41\text{ KN}$

$q_{ser} = Q_s / 4 = 9,017\text{ KN}$

D'après l'article A 5. 2. 4. du CBA93

Si : $q_u(a) \leq \frac{0.045 \cdot U_c \cdot f_{c28} \cdot h}{\gamma_b} \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

avec:

q_u : Charge utile pour chaque appui

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen défini par l'article A3.25 du BAEL91;

h : Epaisseur totale de la dalle = 15 cm;

1. Dimension parallèle à L_x ;

2. Dimension parallèle à L_y .

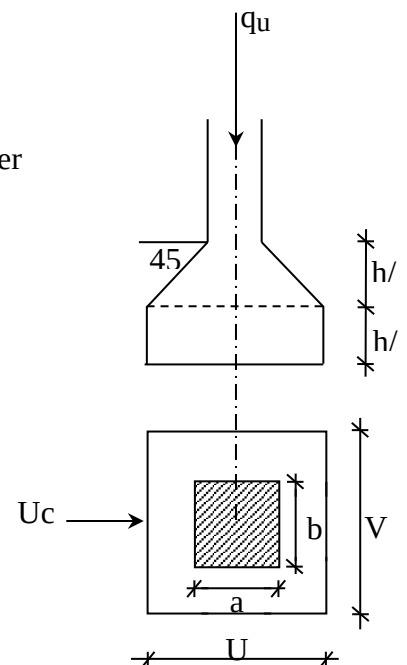
Surface d'impact : $a \times b = (0.10 \times 0.10)\text{ m}^2$

$u = V \left[a + 2 \frac{h}{2} \right] = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25\text{ cm}$

$U_c = 2 \cdot (U + V) \Rightarrow U_c = 100\text{ cm}$.

$Q_u(a) = 12.80\text{ N} < 0.045 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot \frac{25 \cdot 10^3}{1.5} = 112.5\text{ KN} \Rightarrow$ condition vérifier

Conclusion : La dalle résistée et il n'y pas de risque poinçonnement



IV.4.5. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées, sera fait à l'aide des abaques de PIGEAUT et en plaçant les charges au centre,

leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = q_a \cdot (M_1 + \nu \cdot M_2) \cdot P \cdot S$$

$$M_y = q_a \cdot (M_2 + \nu \cdot M_1) \cdot P \cdot S$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sont des coefficients donnée par l'abaque de PIGEAUD.

$$P_u = \frac{Q_{up}}{U \cdot V} \Rightarrow \frac{12,41}{0,25 \cdot 0,25} \Rightarrow P_u = 198,56 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = \frac{Q_{sp}}{U \cdot V} \Rightarrow \frac{9,017}{0,25 \cdot 0,25} \Rightarrow P_s = 145,14 \text{ KN/m}^2.$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4$$

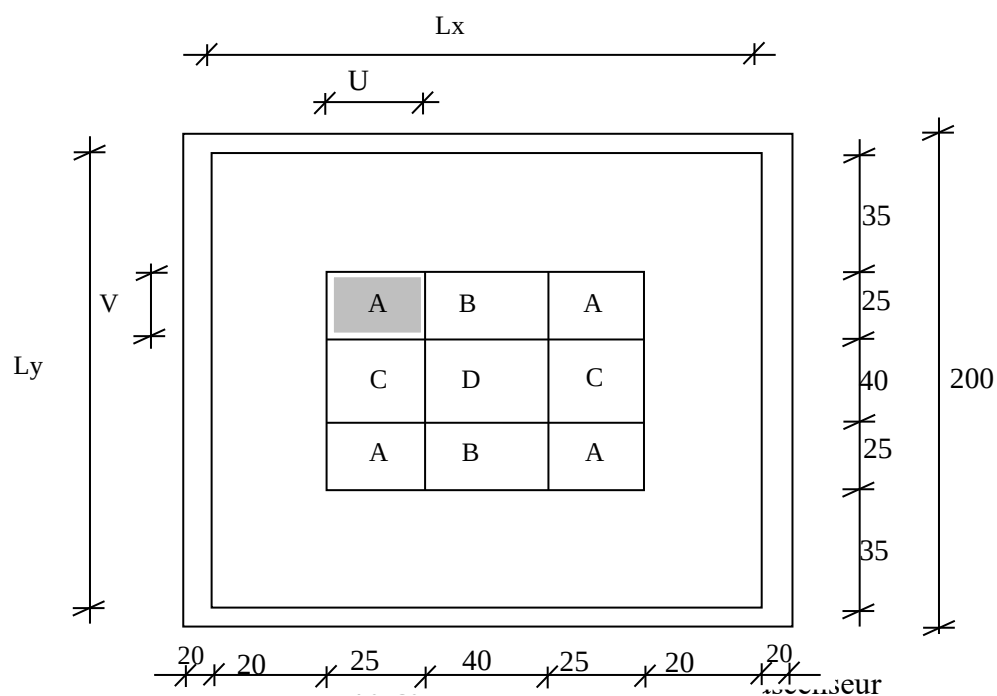
IV.4.6. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante:

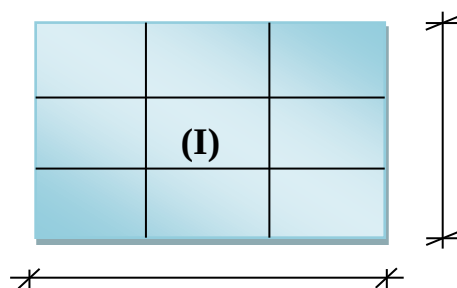
Soit pour fig(4) une dalle de dimensions ($L_x \times L_y$) soumise a une charge oncentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

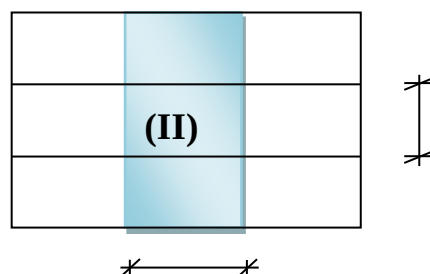
4 rectangles symétriques A, 2 rectangles symétriques B, 2 rectangles symétriques C et 1 rectangle au centre D.



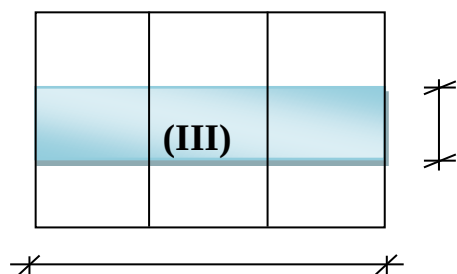
On divise la dalle en rectangle fictif c charges 'symétrique' comme suite :



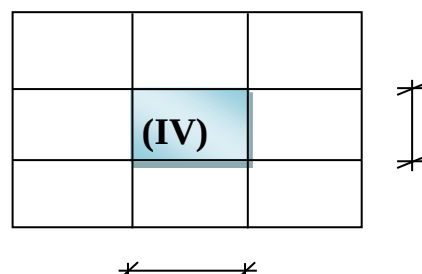
(Figure .a)



(Figure .b)



(Figure .c)



(Figure .d)

Figure IV.21. Les 4 cas du chargement de panneau.

On recherche les moments par les rectangles :

$$I = 4A + 2B + 2C + D \dots \dots \text{figure (a).}$$

II=2B+Dfigure (b).

III= 2C+D.....figure(c).

IV=D..... figure (d).

Il est évident que les moments produits par 'la charge non concentrique' :

$$A = \frac{I+II+III+IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,3}{2} = 0,65 > 0,4 \text{ la dalle porte dans les deux sens.}$$

La charge :

A ELU :

$$v=0.$$

$$M_x = M_1 * P * S$$

$$M_y = M_2 * P * S$$

$$P_u = \frac{Q_{up}}{U * V} \Rightarrow \frac{12,41}{0,25 * 0,25} \Rightarrow P_u = 198,56 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = \frac{Q_{sp}}{U * V} \Rightarrow \frac{9,017}{0,25 * 0,25} \Rightarrow P_s = 145,14 \text{ KN/m}^2.$$

	I	II	III	IV
U(m)	0,90	0,40	0,90	0,40
V(m)	0,90	0,90	0,40	0,40
S(m ²)	0,81	0,36	0,36	0,16
U/Lx	0,69	0,31	0,69	0,31
V/Ly	0,45	0,45	0,2	0,2
M1	0,0935	0,1309	0,1081	0,1661
M2	0,0406	0,0796	0,0436	0,0885
Qu=Pu*S (Kn)	160,83	71,48	71,48	31,77
QS=Ps*s (Kn)	117,56	52,25	52,25	23,22
Mux	15,037	9,3567	7,7269	5,2769
Muy	6,529	5,689	3,1165	2,8116
M_{xc}^u	3,2303			
M_{yc}^u	0,5351			
M_{xc}^s	2,3609			
M_{yc}^s	0,4206			

IV.4.7. Etude de la dalle sous la charge répartie:

On à :

$$Q=1\text{KN/m}^2$$

$$\text{Et: } \rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,3}{2} = 0,65$$

ELU :

$$G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$P_u = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

A ELU : $\nu=0$.

$$P_u = 6.56 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

$$[\mu_x = 0.0745 ; \mu_y = 0.369]$$

Donc :

$$M_x = 0.0745 \times 6.56 \times 1.3^2 = 0.82815 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.369 \times 0.82815 = 0.30558 \text{ KN.m}$$

A ELS: $\nu=0.2$.

$$P_s = 4.75 \text{ KN/m}^2$$

$$[\mu_x = 0.0745 ; \mu_y = 0.369]$$

$$M_x = 0.0745 \times 4.75 \times 2^2 = 1.4155 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.369 \times 1.4155 = 0.5223 \text{ KN.m}$$

Moments de la dalle en ELU

$$M_{xu} = 3.2303 + 0.82815 = 4.05845 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = 0.5351 + 0.30558 = 0.84098 \text{ KN.m}$$

Moments de la dalle en ELS

$$M_{xs} = 2.3609 + 1.4155 = 3.7764 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = 0.4206 + 0.5223 = 0.9429 \text{ KN.m}$$

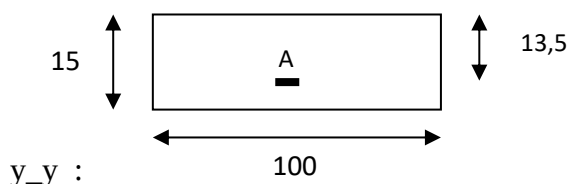
IV.3.7. Calcul du ferrailage de la dalle pleine

Tableau.IV.17. Les moments en appuis et en travée

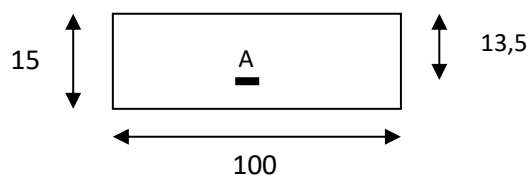
/	E.L.U	E.L.S
Mtx	3,45	3,21
Mty	0,71	0,80
Max	0,81	0,76
May	0,17	0,19

a-Calcul section de ferrailage

x_x :



y_y :

**Tableau .IV.18.** Résumé le calcul de sens X_X ‘dalle machine’ :

sens	Mu	M	A	Zb m	A cm^2	Amin cm^2	As choix des barres cm^2
travée	3,45	0,0133	0,0167	0,134	0,74	1,2	4T12
appuis	0,81	0,00313	0,0039	0,135	0,17	1,2	4T12

Tableau.IV.19. Résumé le calcul de sens Y_Y ‘dalle machine’ :

sens	Mu	M	A	Zb m	A cm^2	Amin	As cm^2
travée	0,71	0,00274	0,0034	0.135	0,15	1.2	4T12
appuis	0,17	0,00065	0.00081	0.135	0,036	1.2	4T12

b-Vérification de la contrainte du béton :**Tableau.IV.20. Vérification de la contrainte dalle machine ELS pour le béton x_x**

	Mu	Mser	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	3,45	3,21	0,0156	0,287	cv
Appuis	0,81	0,76	0,0036	0,283	cv

Tableau.IV.21. Vérification de la contrainte dalle machine ELS pour le béton y_y

	Mu	Mser	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	0,71	0,80	0,0038	0,193	cv
Appuis	0,17	0,19	0,0009	0,197	cv

c-Vérification des contraintes de cisaillement :

$$t_u = q_{up} + p_u \cdot \frac{Lx}{2} = 12,41 + 6,56 \cdot \frac{1,3}{2} = 16,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{t_u}{b \cdot d} = \frac{16,67 \cdot 10^{-3}}{(100 \cdot 13,5)} = 0,123 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \text{ condition vérifier}$$

IV.4.8. Vérification de la flèche : (A L'E.L. S)**Condition de vérification de la flèche selon [C.B.A.93 / B.7.5]**

$$\frac{hd}{lx} > \frac{M_{tser}}{20 \cdot M_x} \Rightarrow \frac{0,15}{2} > \frac{4,75}{20 \cdot 1,4155} \Rightarrow 0,075 < 0,167 \text{ condition non vérifier.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \cdot 13,5} < \frac{2}{400} \Rightarrow 3,34 \cdot 10^{-3} < 0,005 \text{ condition vérifier.}$$

Conclusion : les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre V : Etude sismique

V.1.Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère.

Le séisme constitue un risque naturel majeur potentiellement très meurtrier et pouvant causer des dégâts importants sur les bâtiments et les équipements. Notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable vis-à-vis des vies humaines et aux biens matériels.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est de s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de résonance en cas de séisme, et la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors des vibrations libres amorties.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Auto desk Robot Structural Analyse Professional 2017** qui est un logiciel de calcul des structures.

V.2.Choix de la méthode de calcul :

Selon le [RPA99mod2003] le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente
- La méthode analyse modale spectrale
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

V.2.1. Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99/version2003 permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times d \times Q}{R} W$$

- Condition d'application :

Dans notre étude la méthode statique équivalente n'est pas applicable donc on choisit la méthode analyse modale spectrale.

V.2.2. La méthode modale spectrale :

- ☛ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Cette méthode est basée sur :

- Concentration des masses aux niveaux des planchers.

- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes : soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de mode est de trois dans chaque direction considérée, dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de mode (K) doit être : $K \geq 3\sqrt{N}$, $T_k \geq 0.20s$.

☛ Condition d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale appliquée lorsque les conditions de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées.

V.3. Combinaisons :

V.3.1. Combinaisons d'actions accidentelles :

$$G + Q + E. \quad (5-1)$$

$$0.8G \pm E. \quad (5-2)$$

V.3.2. Combinaisons fondamentales :

$$ELS \rightarrow G + Q.$$

$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q.$$

V.4. Calcul la force sismique totale par la méthode statique équivalente :

Une fois l'effort dynamique est calculé le règlement [RPA99 mod2003] prévoit de faire une vérification :

$$\text{☛ D'après RPA [Article 4.3.6] } \rightarrow V_{\text{dyn}} \geq 0.8 \times V_{\text{st}}.$$

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique calculé par méthode spectre modale spectrale.

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

V.4.1. Effort tranchant statique selon [RPA99 mod2003 art 4.2.3]

$$V_{\text{st}} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

V.4.2. Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- Coefficient d'accélération de zone :

$A = 0.30$ [RPA99 mod2003 Tableau 4.1.] .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S. \end{cases} \quad [\text{RPA99 mod2003(fomule 4.2)}]$$

η : Facteur de correction d'amortissement [RPA 99 mod2003 (4.3)].

ξ : Pourcentage d'amortissement critique [RPA99 mod2003 tab 4.2].

T_2 : Période caractéristique (un site 3 sols meuble) [RPA99 mod2003 Tab 4.7].

T : Période fondamentale [les formules de RPA99 m2003 4-6 et 4-7].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.88 \text{ Avec : } \xi = 7\%.$$

$$T_2 = 0.40S.$$

La période fondamentale de la structure:

$$T = \min \left(C_t \times h_n^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement $\rightarrow C_t = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.65s$$

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen selon le sens(Dx , Dy).**

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{27.79}} = 0.52 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{20.78}} = 0.60 \text{ s}$$

$$T = \min(0.65 ; 0.52; 0.60) .$$

$$\text{Tempirique} = 0.52 \text{ s}$$

- **A partir de la condition de facteur D : $T_2 \leq T = 0.52 \leq 3.0S$**
 $\rightarrow (D_x = 1.15 , D_y = 1.67).$
- **R : coefficient de comportement de la structure $R = 3.5$:** [RPA99mod2003Tab4.3]
- **Q : Les critères de qualité "q" à vérifier sont :**

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité(Q) d'après [RPA99 mod2003 art 4.3.2.1].

Tableau V.1. Valeurs des pénalités P_q [RPA99 mod2003 tab 4.4.] :

	Critère	Observé	P_q/x_x	Observé	P_q/y_y
01	Condition minimales sur les files de contreventements	Oui	0	Non	0.05
02	Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
03	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
04	Régularité en élévation	Oui	0	oui	0
05	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
06	Contrôle de qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10

$$Q_x = 1 + \Sigma P_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10) = 1.25.$$

$$Q_y = 1 + \Sigma P_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.10) = 1.25.$$

- **W : poids total de la structure** ($w = G + \beta \times Q = 29896.57416\text{KN}$).
- **β : Coefficient de pondération** [RPA99 mod2003 tab 4.5.].

$$\beta = 0.20$$

V.4.3. Calcul de la force sismique :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.30 \times 1.15 \times 1.25 \times 33708.6444}{3.5} = 4153.386\text{N}.$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.30 \times 1.67 \times 1.25 \times 33708.6444}{4} = 6031.439\text{KN}.$$

V.5. Calcul La méthode modale spectrale :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1. \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S. \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3.0S. \end{cases}$$

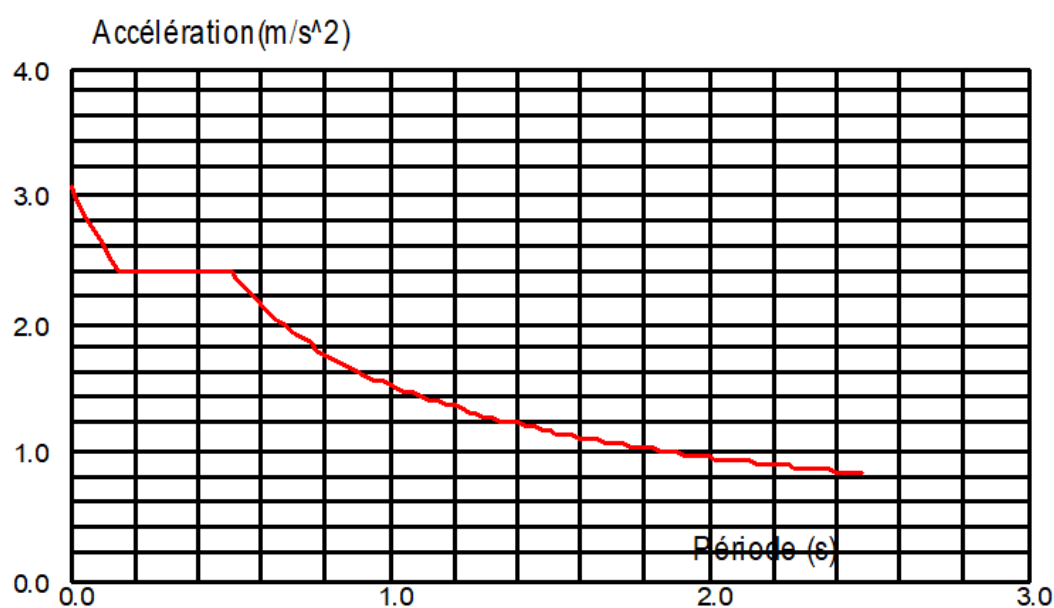


Figure V.1.Représentation graphique du spectre de réponse.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81N.

$A = 0.30$ [RPA99 mod2003 Tableau 4.1.].

$R = 3.5$ [RPA99mod2003 art 3.4.3.4b].

$T_1 = 0.15S$, $T_2 = 0.40S$ [RPA99 mod2003 Tab 4.7.] .

$Q = 1.25$ [RPA99 mod2003 tab 4.4.].

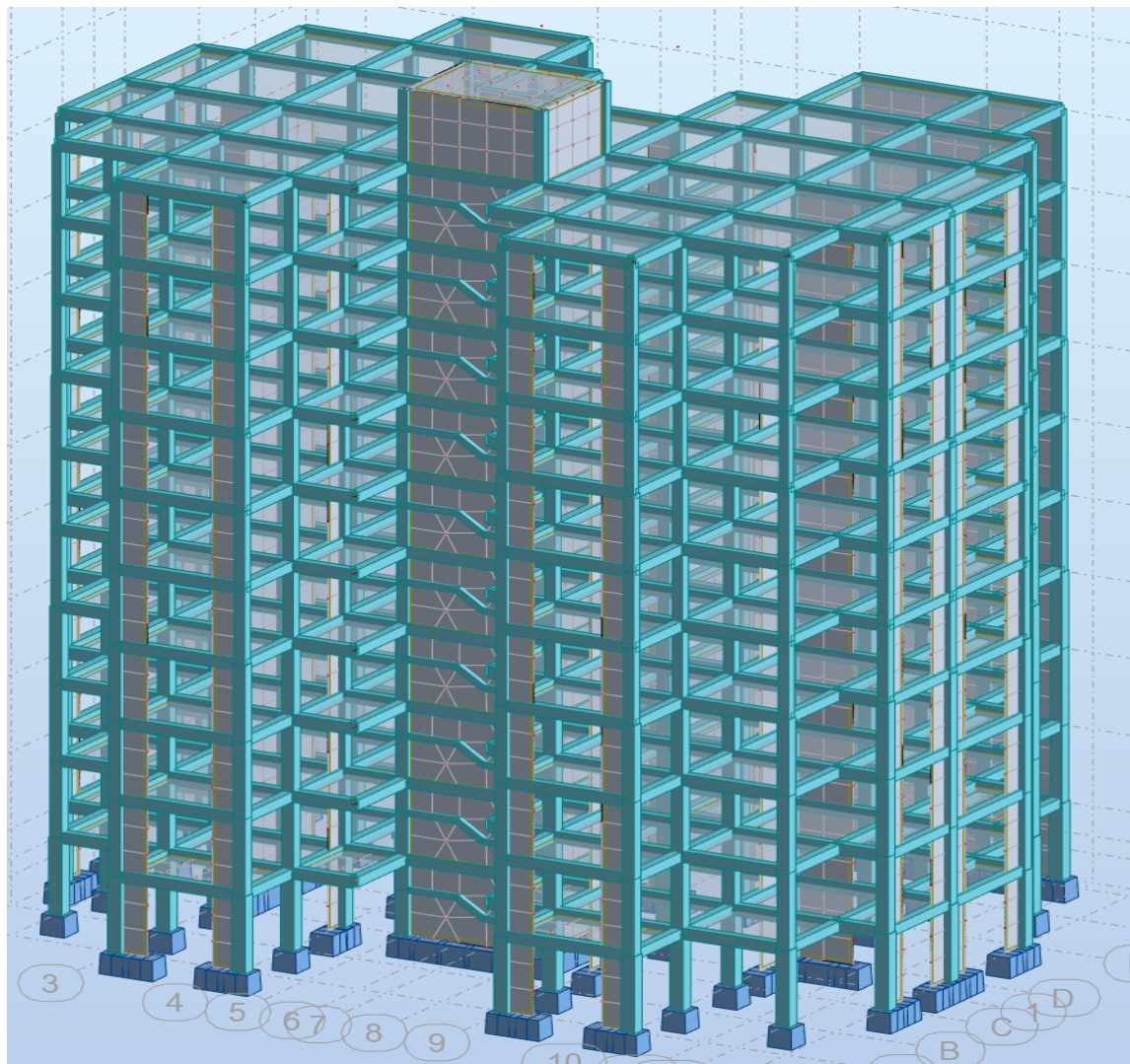


Figure V.2.Représentation de modélisation par logiciel Robot Structural en 3D.



Figure V.3.Disposition des voiles 1 « T=0,54S W=2107,922T ».



Figure V.4. Disposition des voiles 2 « $T=0,54S$ $W=2143,437T$ ».

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

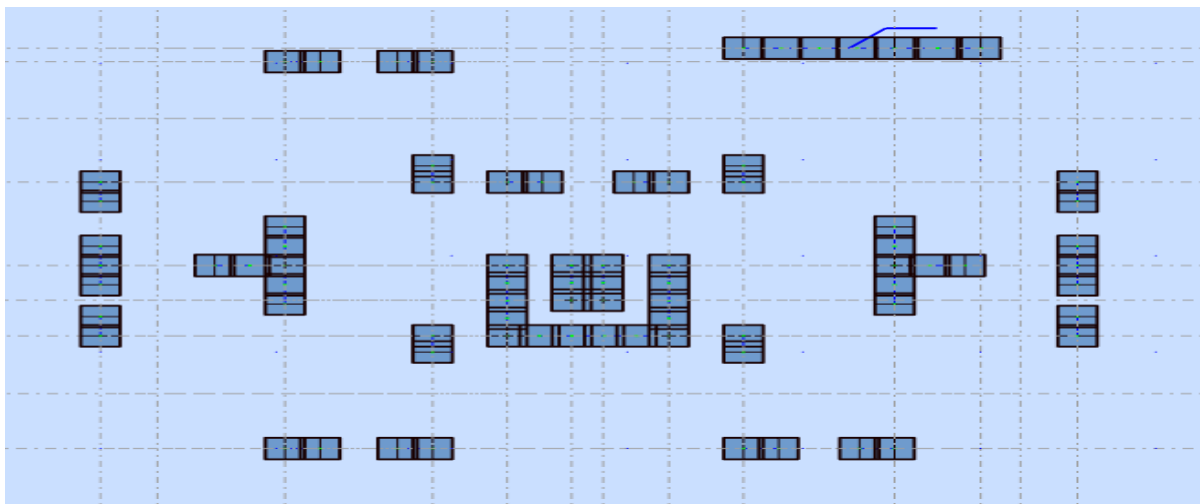


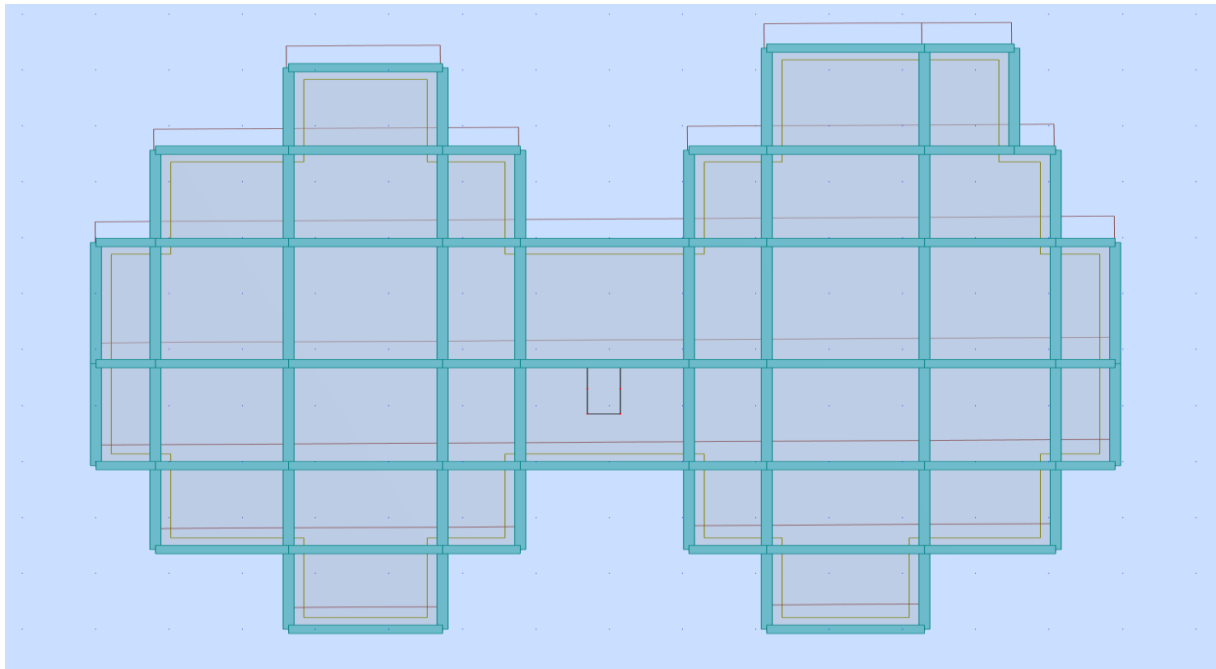
Figure V.5. Disposition des voiles 3 « $T=0,59$ $W=3370,864T$ ».

V.6. Vérification des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot Structural Analyse

V.6.1. Résultats et observations :

Tableau V.2 Périodes et taux de participation massique de la structure.

Mode	Période (S)	% cumulé de la masse modale		% de la masse modale	
		x_x	y_y	x_x	y_y
1	0,59	0,00	60,67	0,00	60,67
2	0,52	59,92	60,69	59,91	0,02
3	0,46	60,72	61,06	0,81	0,37
-	-	-	-	-	-
20	0,06	87,29	86,75	0,78	1,33
21	0,06	87,59	87,39	0,30	0,63
22	0,06	87,59	87,40	0,00	0,01
23	0,05	87,60	87,41	0,01	0,01
24	0,05	87,64	87,43	0,04	0,02
25	0,05	87,79	87,83	0,15	0,40
26	0,05	87,90	87,99	0,11	0,16
27	0,05	87,91	87,99	0,00	0,00
28	0,05	88,66	88,21	0,75	0,22
29	0,05	88,91	88,36	0,25	0,15
30	0,05	89,01	88,52	0,10	0,17
31	0,05	89,02	88,52	0,01	0,00
32	0,05	91,41	88,53	2,39	0,01
33	0,04	92,15	90,66	0,73	2,13
34	0,04	92,15	90,89	0,00	0,23
35	0,04	92,22	91,66	0,07	0,77



1Figure V.8. Mode de translation selon y (1er mode).

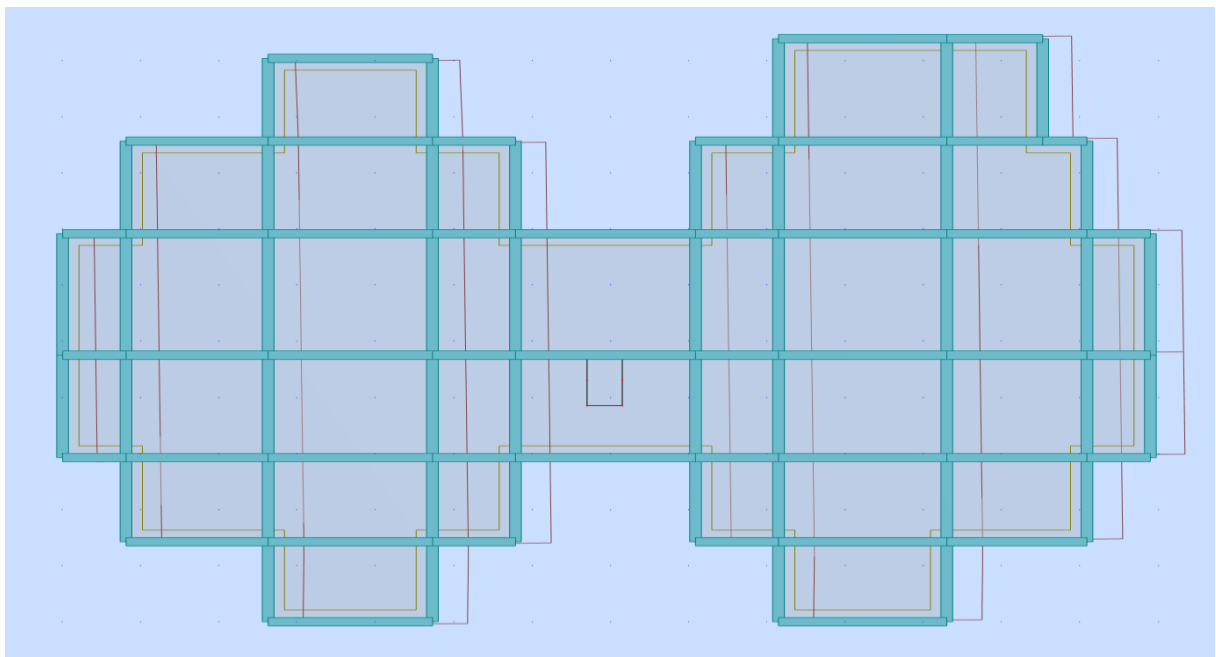


Figure V.9. Mode de translation selon x (2eme mode).

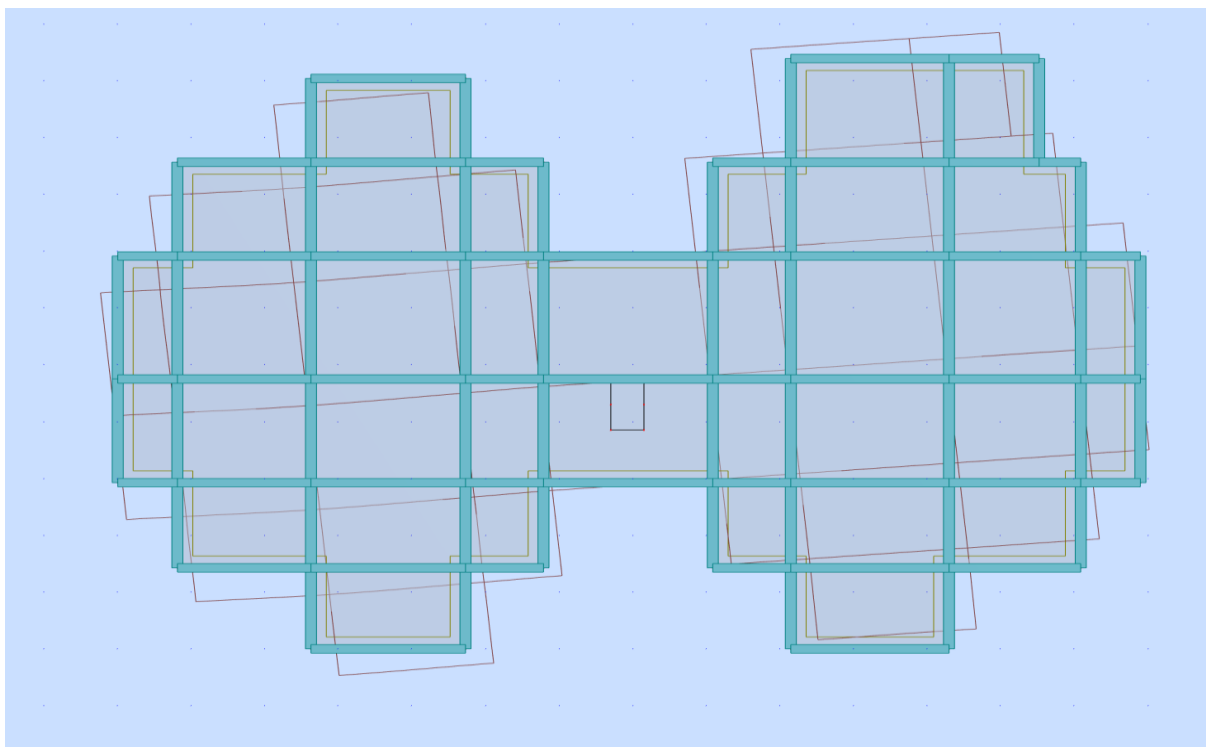


Figure V.10. Mode de rotation selon z (3eme mode).

V.6.2. Vérification des résultats des forces sismiques [RPA99 mod2003 art 4.3.6.] :

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau V.3. Vérification de l'effort tranchant à la base :

Résultante des forces sismiques	$V_{dyn} (t)$	$V_{st} (t)$	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$
Sens x_x	5133.48	4153.386	1.23 c.v
Sens y_y	4819.14	6031.439	0.80 c.v

$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8 \rightarrow$ Condition vérifiée.

V.6.3. Vérification de la période [RPA99 mod2003 art 4.2.4.4] :

La valeur de T calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de « 30%».

$$1.3 \times T_{\min} > T_{\text{dyn}} \Rightarrow 1.3 \times 0.52S > 0.74S \Rightarrow 0.67S > 0.59S \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

V.6.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de l'étage [le RPA99 mod2003 (art 5.10)] :

Selon le RPA99 mod2003 [art 5.10], les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui adjacents, ne doivent pas dépasser '1%' de la hauteur de l'étage.

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

$$\Delta_K = (\delta_K) - (\delta_{K-1}).$$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure [RPA99/2003(Art4.43)].

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}.$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement égal à 3.5.

- D'après les résultats de robot logiciel Robot :

Tableau V.4. Vérification des déplacements de l'étage selon sens x_x :

Etage	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_{Kx}(m)$	$\Delta_{Kx}(m)$	$0.01 \times h_e (m)$	$\Delta_K = 0.01h_e$
R.D.C	0,00234	3,5	0,00819	0,00819	0,0306	CV
	0,00470	3,5	0,01645	0,00826	0,0306	CV
2	0,00620	3,5	0,02170	0,00525	0,0306	CV
3	0,00728	3,5	0,02548	0,00378	0,0306	CV
4	0,00823	3,5	0,028805	0,003325	0,0306	CV
5	0,00876	3,5	0,03060	0,001795	0,0306	CV
6	0,00902	3,5	0,031570	0,00097	0,0306	CV
7	0,00925	3,5	0,032375	0,000805	0,0306	CV
8	0,00912	3,5	0,03192	-0,000455	0,0306	CV
9	0,00872	3,5	0,03050	0,00142	0,0306	CV

Tableau V.5. Vérification des déplacements de l'étage selon sens y_y :

Etage	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{Ky}(m)$	$0.01 \times h_e (m)$	$\Delta_K = 0.01h_e$
R.D.C	0,00264	3,5	0,00924	0,00924	0,0306	CV
1	0,00575	3,5	0,020125	0,010885	0,0306	CV
2	0,00777	3,5	0,027195	0,00707	0,0306	CV
3	0,00908	3,5	0,03178	0,004585	0,0306	CV
4	0,01015	3,5	0,035525	0,003745	0,0306	CV
5	0,01063	3,5	0,037205	0,00168	0,0306	CV
6	0,01075	3,5	0,037625	0,00042	0,0306	CV
7	0,01090	3,5	0,03815	0,000525	0,0306	CV
8	0,01059	3,5	0,037065	-0,001085	0,0306	CV
9	0,00994	3,5	0,03479	-0,002275	0,0306	CV

Remarque : Le déplacement de niveau est vérifié pour tous les étages.

V.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) [RPA99 mod2003 art 5.9] :

Les effets du 2^{ème} ordre « ou effet de P-Δ » sont des effets due aux charges verticales après déplacement, ils peuvent être négligées dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \times \frac{\Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0.1.$$

$$P_K = (\Sigma W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}).$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k : $V_k = \Sigma F_i$.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Tableau V.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens x_x.

Etage	$h_k (m)$	$P_K (kN)$	$\Delta_K(m)$	$V_{kx}(kN)$	θ	Obs
R.D.C	3,06	6669,8403	0,00234	5073,55	0,001	CV
1	3,06	2650,3172	0,00470	4903,81	0,0008	CV
2	3,06	2650,3172	0,00620	4781,11	0,001	CV
3	3,06	2650,3172	0,00728	4597,99	0,001	CV
4	3,06	2509,9022	0,00823	4355,21	0,001	CV
5	3,06	2509,9022	0,00876	4051,62	0,001	CV
6	3,06	2509,9022	0,00902	3678,14	0,002	CV
7	3,06	2381,8738	0,00925	3241,13	0,002	CV
8	3,06	2381,8738	0,00912	2737,45	0,002	CV
9	3,06	6055,2898	0,00872	2094,60	0,008	CV

Tableau V.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens y_y.

Etage	h_k (m)	P_K (kN)	Δ_K (m)	V_{ky} (kN)	θ	Obs
R.D.C	3,06	6669,8403	0,00264	4717,80	0,001	CV
1	3,06	2650,3172	0,00575	4560,47	0,001	CV
2	3,06	2650,3172	0,00777	4438,90	0,001	CV
3	3,06	2650,3172	0,00908	4256,51	0,001	CV
4	3,06	2509,9022	0,01015	4019,77	0,002	CV
5	3,06	2509,9022	0,01063	3732,89	0,002	CV
6	3,06	2509,9022	0,01075	3387,52	0,002	CV
7	3,06	2381,8738	0,01090	2989,56	0,002	CV
8	3,06	2381,8738	0,01059	2537,60	0,003	CV
9	3,06	6055,2898	0,00994	1956,20	0,01	CV

Remarque : L'effet P-Δ est vérifié selon les deux directions.

V.6.6. Vérification au renversement [RPA99 mod2003 art 4.4.1] :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5 .$$

$$M_s = W_t \times d_i .$$

$$M_r = \Sigma F_i \times h_i .$$

d_i : Bras de levier.

F_i : Force sismique au niveau i.

h_i : Hauteur compté de sous-sol jusqu'aux niveaux i.

Tableau V.8. Vérification au renversement selon le sens x_x :

Etage	V _x (kN)	F _x (kN)	H(m)	W(kN)	X _G (m)	M _r (kN. m)	M _s (kN. m)
R.D.C	5073,55	169,74	3,06	33708,64	14,19	519,40	478325,60
1	4903,81	122,70	6,12	33708,64	14,19	750,92	478325,60
2	4781,11	183,12	9,18	33708,64	14,19	1681,04	478325,60
3	4597,99	242,78	12,24	33708,64	14,19	2971,62	478325,60
4	4355,21	303,59	15,30	33708,64	14,19	4644,92	478325,60
5	4051,62	373,48	18,36	33708,64	14,19	6857,09	478325,60
6	3678,14	437,01	21,42	33708,64	14,19	9360,75	478325,60
7	3241,13	503,68	24,48	33708,64	14,19	12330,08	478325,60
8	2737,45	642,85	27,54	33708,64	14,19	17704,08	478325,60
9	2094,60	2094,60	30,60	33708,64	14,19	64094,76	478325,60

Tableau V.9. Vérification au renversement selon le sens y_y :

<Etage	V _y (kN)	F _y (kN)	H(m)	W(kN)	X _G (m)	M _r (kN. m)	M _s (kN. m)
R.D.C	4717,80	157,33	3,06	33708,64	10,24	481,42	345176,47
1	4560,47	121,57	6,12	33708,64	10,24	744,01	345176,47
2	4438,90	182,39	9,18	33708,64	10,24	1674,34	345176,47
3	4 256,51	236,74	12,24	33708,64	10,24	2897,69	345176,47
4	4019,77	286,88	15,30	33708,64	10,24	4389,26	345176,47
5	3732,89	345,37	18,36	33708,64	10,24	6340,99	345176,47
6	3387,52	397,96	21,42	33708,64	10,24	8524,30	345176,47
7	2989,56	451,96	24,48	33708,64	10,24	11063,98	345176,47
8	2537,60	581,40	27,54	33708,64	10,24	16011,75	345176,47
9	1956,20	1956,20	30,60	33708,64	10,24	59859,72	345176,47

V.6.7. Vérification de l'effort normal réduit [RPA99 mod2003 art 7.4.3.1] :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0.30.$$

N_d : Effort normal de compression.

B_c : Section du béton comprimé.

Tableau V.10. Vérification de l'effort normal réduit sous la combinaison G+Q.

Etage	$B_c(\text{mm})^2$	$N_d(\text{N})$	$F_{c28}(\text{MPa})$	v	Observation
R.D.C	202500	740570,42	25	0,14	CV
1	160000	479768,62	25	0,11	CV
2	160000	424995,44	25	0,10	CV
3	160000	374718,91	25	0,09	CV
4	122500	327245,27	25	0,10	CV
5	122500	286834,65	25	0,09	CV
6	122500	251484,97	25	0,08	CV
7	90000	218635,96	25	0,09	CV
8	90000	192185,00	25	0,08	CV
9	90000	174447,67	25	0,07	CV

Tableau V.12. Dimensions finales des éléments porteurs verticaux (poteaux).

Etage	Section pré-dimensionnée	Section finale
RDC	45 x 45	45 x 45
1	40 x 40	40 x 40
2	40 x 40	40 x 40
3	40 x 40	40 x 40
4	35 x 35	35 x 35
5	35 x 35	35 x 35
6	35 x 35	35 x 35
7	30 x 30	30 x 30
8	30 x 30	30 x 30
9	30 x 30	30 x 30

Tableau V.13. Dimensions finales pour les éléments porteurs horizontaux (poutres).

Poutre	Section pré-dimensionnée	Section finale
P. principale	25×40	30×45
P. secondaire	25×35	30×40

Chapitre VI : Etude thermique

VI.1 : Introduction

Les variations journalières et saisonnières de la température de l'air, les rayonnements solaires, les rayonnements réémis, etc., entraînent des variations de la distribution de la température à l'intérieur des différents éléments particuliers d'une structure, ces actions thermiques agissant sur une structure ou sur un de ses éléments qui en résulte des variations des champs de température dans les limites d'un intervalle de temps déterminé.

VI.2. EFFET DE LA TEMPERATURE

La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers, une augmentation sensible de la température provoque un raccourcissement de ces derniers. La valeur de ces effets thermiques dépend des conditions climatiques locales, ainsi que de l'orientation de la structure, de sa masse totale, des finitions (par exemple les revêtements extérieurs dans les bâtiments), et même des conditions de chauffage et ventilation, ainsi que de l'isolation thermique. La distribution de la température à l'intérieur d'un élément de structure d'après « Eurocode1 partie 5.1 » qui donne les principes et les règles pour le calcul des actions de la température et de leurs effets sur les bâtiments.

VI.3. APPLICATION DE L'ANALYSE THERMIQUE

L'implantation et Les dimensions maximales des bâtiments (ou blocs de bâtiments entre joints) permettant de négliger ou appliqué les effets du retrait et des variations de température extérieures Le tableau ci-dessous montre les valeurs.

Tableau VI.1 : L'implantation et les dimensions maximales des bâtiments.

Implantation	L(m)
Wilayas côtières (Excepté Oran, Ain T'émouchent et Tlemcen)	30
Wilayas de Tell, Hauts plateaux de l'Atlas Saharien	25
Le moyen et extrême sud	20

D'après l'implantation (BLIDA) et les dimensions de notre structure on va faire l'analyse thermique car les dimensions en plan dépassent la limite de 25m ($L_x=28,38\text{m}$, $L_y=20,48$).

VI.4 : Hypothèses et méthodes de calculs

- Coefficient de dilatation du béton armé 10^{-5} .
- La température est généralement considérée comme une charge lentement variable qui est donc introduit avec le module de déformation longitudinal différée $E_v = 10819 \text{ Mpa}$
- Pour prendre en compte l'effet de la température, on va faire une modélisation d'où ont défini les combinaisons thermiques de tel façon on sélectionne tous les éléments qui sont exposés au soleil ou bien à la chaleur externe, et on applique sur les faces la chaleur uniforme T.

- Combinaison d'action :

Tableau VI.2. Combinaison des charges à l'ELU et l'ELS

Etat limite ultime ELU	
Q action variable de base	T action variable de base
$1,35G+1,50Q+0,8T$	$1,35G+Q+1,35T$
Etat limite de service ELS	
G+T	

$$\alpha = 0 \quad \text{Si } L < 1,25L_{max}$$

$$\alpha = 4\left(\frac{L}{L_{max}} - 1\right) \quad \text{Si } L_{max} < L < 1,25L_{max}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{Si } L > 1,25L_{max}$$

Dans notre cas $L=28,38\text{m}$ $1,25L_{max}=35,475$ Donc :

$$\alpha = 0$$

Donc : ELU : $1,35G+1,5Q+0,8(0)T$

$$1,35G+ Q +1,35T$$

ELS : G+T

VI.5. DETERMINATION DE LA TEMPERATURE

La variation uniforme de la température ΔT pour une structure ou un élément structural donné est calculée comme la différence entre la température moyenne T en raison des températures climatique (en hiver ou en été) et la température T_0 à l'instant initial au moment de la réalisation de l'ouvrage D'après CBA l'article A.3.1.3.3 et selon le site du projet on a :

Tableau VI.3. La variation saisonnière de la température dans le cas courant

Implantation	T(°C)
Algérie du nord	$T_{max}=+35^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} \ 15^{\circ}\text{C}$
Proche et le moye sud	$T_{max}=+45^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} \ 20^{\circ}\text{C}$
Extrême sud	$T_{max}=+55^{\circ}\text{C}$ et $T_{min} \ 30^{\circ}\text{C}$

• Donc dans notre cas $T_{max}=+35^{\circ}\text{C}$ et $T_{min}= -15^{\circ}\text{C}$

- Les températures initiales moyennes au moment de la réalisation de l'ouvrages sont entre $T_0=+10^{\circ}$ et $+25^{\circ}$ donc :

$$\text{Cas 1 : } \Delta t = +35 - (+10) = +25^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Cas 2 : } \Delta t = +35 - (+25) = +10^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Cas 3 : } \Delta t = -15 - (+10) = -25^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Cas 4 : } \Delta t = -15 - (+25) = -40^{\circ}\text{C}$$

Alors : $\Delta t_1 = +25^\circ\text{C}$; $\Delta t_2 = -40^\circ\text{C}$

VI.6. ELEMENT EXPOSEE AUX EFFETS DE LA TEMPERATURE

L'effet de la température est généralement plus prononcé pour les poutres induisant des efforts de traction ou de compression. Les poutres qui sont sollicitées généralement en flexion simple sous les autres cas de charges, se trouvent sollicitées en flexion composée lorsque l'effet de la température est pris en compte. Dans les logiciels de calcul la température est à appliquer sur l'enveloppe du bâtiment donc sur tout les éléments exposés en permanence aux conditions climatiques extérieures.

1. Poutre extérieure
2. Poteaux et voiles extérieurs
3. Plancher terrasse

VI.7. RESULTAT DE CALCUL

Tableau VI.4. Les sollicitations thermique et dynamique max dans poutres principales.

	M_{max} (travée) (Kn.m)	M_{max} (appuis) (Kn.m)
ELU	151,81	139,96
ELS	108,29	100,87
VX	147,05	162,57
VY	174,05	176,14
T	67,64	39,17
1,35G+1,35T+Q	149,31	140,13
1,35G+1,5Q+0,8T	149,31	140,13
G+T	91,48	75,70

VI.8. CONCLUSION

En comparant les valeurs des sollicitations « moment fléchissant, effort tranchant et l'effort normal » aux différentes combinaisons (thermique, dynamique), on remarque que les éléments sont plus sollicités sous l'effet de la charge dynamique. Donc on ferraille les éléments de la structure avec l'effet dynamique.

Chapitre VII : Etude des éléments principales

VII.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales « ossature auto-stable ».

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structures, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures « **robot 2017** », qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calculs.

Le calcul des sections d'armatures sera mené selon les règles de calcul du béton armé [].

VII.2. Les hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- Les poutres principales et secondaires seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque niveau ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).
- Seule la variation de la quantité d'armatures longitudinales est à considérer, car pour la majorité des cas, la quantité d'armatures transversales minimales imposées par le RPA dépasse de loin la quantité nécessaire.

VII.3. Etude de portique :

Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une structure, ou résultant de déformations imposées « fluage, retrait, variation de température ».

Action permanente notée G « poids propre de la structures ».

Action variable Q « charge d'exploitation ».

Action accidentelle notée E « séisme ».

Les sollicitations :

Ce sont des efforts « normaux, tranchants » et les moments de flexion ou de torsion, développées dans une section par combinaison d'actions.

Les combinaisons d'action :

- Fondamentales : D'après le **BAEL91** on a

ELU : **1.35G+1.5Q**

ELS : **G+Q**

- Accidentelles : d'après **RPA99mod 2003 art 5.2**

Poteaux:

- **$0.8 \cdot G \pm E$** (5-2)
- **$G + Q + 1.2 \cdot E$** (5-3)

Poutres:

- **$0.8 \cdot G \pm E$** (5-2)
- **$G + Q + E$** (5-1)

Tableaux VII.1. Evaluation des sollicitations des poutres:

Type	Sollicitation		ELU 1.35G+1.5Q	ELS G+Q	accidentelle 0.8*G±E	accidentelle G+Q±E
P. principale	Moments KN.m	Mt	73.71	53.26	160.04	152.36
		Ma	-125.30	-89.46	-166.19	-175.48
	Effort tranchant KN		11.68 -12.01			
P. secondaire	Moments KN.m	Mt	43.63	31.01	144.06	145.10
		Ma	-56.05	-39.93	-146.93	-158.65
	Effort tranchant KN		+39.70			

VII.3.1.4 calcul ‘ poutre principales 30*45’

a) Calcul des armatures longitudinales selon RPA99mod2003 art.7.5.2.1:

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5\% \cdot 30 \cdot 45 = 6.75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h = 4\% \cdot 30 \cdot 45 = 54 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h = 6\% \cdot 30 \cdot 45 = 81 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul des armatures longitudinales selon BAEL91 à ELU :

- **en travée :**

$$M_t = 73.71 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{6bc \cdot b \cdot d^2} = \frac{73.71 \cdot 10^{-3}}{14.17 \cdot 0.35 \cdot 0.405^2} = 0.0906 < \mu_l = 0.392 \text{ ‘pas d’armature comprimée’}.$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.118$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.385 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{73.71 \cdot 10^{-3}}{347.82 \cdot 0.384} 10^4 = 5.50 \text{ cm}^2.$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures [BEAL91 art A.4.2,1]

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

Vérification à ELS :

$$M_s = \text{KN.m}$$

Fissuration peu nuisible

Flexion simple $\sigma_s < \sigma_{sadm}$

Section rectangulaire

$$\text{On vérifier si : } \alpha' = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{73.71}{53.26} = 1.83$$

$$\alpha' = \frac{1.83 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha' = 0.665 > \alpha = 0.384 \text{ 'condition vérifier'}$$

- en appuie

$$M_t = 125.30 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{125.30 \cdot 10^{-3}}{14.17 \cdot 0.35 \cdot 0.405^2} = 0.0628 < \mu_l = 0.392 \text{ 'pas d'armature comprimé'}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.0811$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.391 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{125.30 \cdot 10^{-3}}{347.82 \cdot 0.391} 10^4 = 9.21 \text{ cm}^2.$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures [BEAL91 art A.4.2,1]

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

Vérification à ELS :

$$M_s = 89.46 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible

Flexion simple $\sigma_s < \sigma_{sadm}$

Section rectangulaire

On vérifier si : $\alpha' = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{125.30}{89.46} = 1.40$

$$\alpha' = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha' = 0.45 > \alpha = 0.384$ ' condition vérifier

calcul ' poutre secondaires 30*40

a) Calcul des armatures longitudinales selon RPA99mod2003 art.7.5.2.1:

$$A_{min} = 0.5\% * b * h = 0.5\% * 30 * 40 = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 4\% * b * h = 4\% * 30 * 40 = 48 \text{ cm}^2.$$

$$A_{max} = 6\% * b * h = 6\% * 30 * 40 = 72 \text{ cm}^2.$$

b) Calcul des armatures longitudinales selon BAEL91 à ELU :

- **en travée :**

$$M_t = 43.63 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{43.63 * 10^{-3}}{14.17 * 0.30 * 0.36^2} = 0.079 < \mu_l = 0.392 \text{ 'pas d'armature comprimé'.$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) = 0.102$$

$$Z_b = d * (1 - 0.4 * \alpha) = 0.345 \text{ m.}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s * Z_b} = \frac{43.63 * 10^{-3}}{347.82 * 0.345} 10^4 = 3.63 \text{ cm}^2.$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures [BEAL91 art A.4.2,1]

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

Vérification à ELS :

$$M_s = 31.01 \text{ KN.m}$$

Fissuration peu nuisible

Flexion simple $\sigma_s < \sigma_{sadm}$

Section rectangulaire

Fissuration peu nuisible

Flexion simple $\sigma_s < \sigma_{sadm}$

Section rectangulaire

On vérifier si : $\alpha' = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{43.63}{31.01} = 1.40$

$$\alpha' = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha' = 0.45 > \alpha = 0.110$ ' condition vérifier

- **en appuie**

$M_t = 56.05 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{56.05 \cdot 10^{-3}}{14.17 \cdot 0.30 \cdot 0.36^2} = 0.101 < \mu_l = 0.392 \text{ 'pas d'armature comprimé'}$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}) = 0.133$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.340 \text{ m}$$

Déterminations des armatures :

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{56.05 \cdot 10^{-3}}{347.82 \cdot 0.340} 10^4 = 4.73 \text{ cm}^2$$

La condition de non-fragilité impose une section minimale d'armatures [BEAL91 art A.4.2,1]

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Vérification à ELS :

$M_s = 146.93 \text{ KN.m}$

Fissuration peu nuisible Flexion simple $\sigma_s < \sigma_{sadm}$

Section rectangulaire

On vérifier si : $\alpha' = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \gamma = \frac{56.05}{146.93} = 3.31$

$$\alpha' = \frac{3.31-1}{2} + \frac{25}{100}$$

$\alpha' = 1.40 > \alpha = 0.133$ ' condition vérifier

Diamètre des armatures transversales : [BAEL91r99 /art-A.7.1.2.2]

P. principale :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{tmax} \right)$$

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{450}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) \text{ on prend : } \emptyset t = 8 \text{ mm de FeE235.}$$

P. secondaire :

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset t_{\max} \right)$$

$$\emptyset \leq \min \left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12 \right) \text{ on prend : } \emptyset t = 8 \text{ mm de FeE235.}$$

f) Vérification de l'espacement les poutres principale et secondaire:

D'après [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

$$\frac{At*fe}{b0*st} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{2.01*235}{35*15} = 0.89 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifié.}$$

VII.2. Récapitulation du ferrailage des poutres :

Type		A min cm^2		A calculé cm^2	Choix des barres	A adopté cm^2
		BEAL	RPA			
Principale	Appuis	1.63	6.75	9.21	3T20+2T20	15.7
	Travée	1.63	6.75	5.50	3T16+2T14	9.11
Secondaire	Appuis	1.69	7	4.73	3T16+2T14	9.11
	Travée	1.69	7	3.63	3T20+2T20	15.7

g) Armature transversale d'après RPA99 mod 2003**P. principale**

$$\text{Dans la zone nodale : } S \leq \left(\frac{45}{4}; 12\emptyset \right) \Rightarrow S \leq \left(\frac{45}{4}; 12*1.4 \right) \Rightarrow 16.8 \text{ cm.}$$

$$S \leq \left(\frac{30}{4}; 12\emptyset \right) \Rightarrow S \leq \left(\frac{30}{4}; 12*1.4 \right) \Rightarrow 16.8 \text{ cm}$$

Donc: **s = 10 cm.**

$$\text{Dans la zone courant : } S \leq \left(\frac{45}{2} \right) = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{pour } h = 45 \text{ cm.}$$

$$S \leq \left(\frac{30}{2} \right) = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{pour } h = 35 \text{ cm.}$$

Donc: **s = 15 cm.**

P. secondaires :

$$\text{Dans la zone nodale : } S \leq \left(\frac{40}{4}; 12\emptyset \right) \Rightarrow S \leq \left(\frac{45}{4}; 12*2 \right) \Rightarrow 11.25 \text{ cm.}$$

$$S \leq \left(\frac{30}{4}; 12\emptyset\right) \Rightarrow S \leq \left(\frac{30}{4}; 12*2\right) \Rightarrow 8.75\text{cm}$$

Donc: **s = 10 cm**

Dans la zone courant : $S \leq \left(\frac{40}{2}\right) = 22.5\text{cm} \Rightarrow$ pour $h = 40\text{ cm}$.

$$S \leq \left(\frac{30}{2}\right) = 15\text{cm} \Rightarrow \text{pour } b = 30\text{cm}.$$

Donc: **s = 15cm.**

h) Armatures transversale imposée par RPA99 mod 2003 art 7.5.2.2

P. principale et secondaire :

$A_t = 0.003 * s * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35\text{ cm}^2$ on prend $A_t = 4\emptyset 8 = 2.01\text{ cm}^2$.

i) La longueur minimale de recouvrement : $L_{rec} = 50 * 2 = 100\text{ cm} \Rightarrow$ zone III pour : $L_r = 50\emptyset$.

i) Ancrage des armatures tendue :

$$\tau_s = 0.6 * \psi_s^2 * f_{t28}.$$

τ_s : contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures fixé par le règlement BEAL83

ψ_s : Coefficient de scellement des barres égale à 1.5 en général pour les aciers H.A

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

$$\tau_s = 0.6 * (1.5^2) * 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2}{4} * \frac{400}{2.835} = 42.25\text{ cm}$$

$L_s = 12\text{ cm}$ et L_s : longueur des scellements.

Schéma de ferrailage :

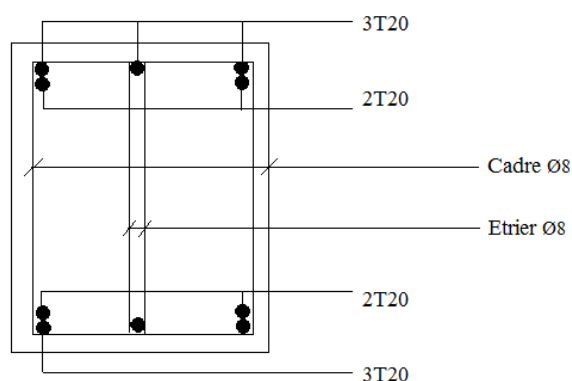


Figure : ferrailage P. principale en appuis

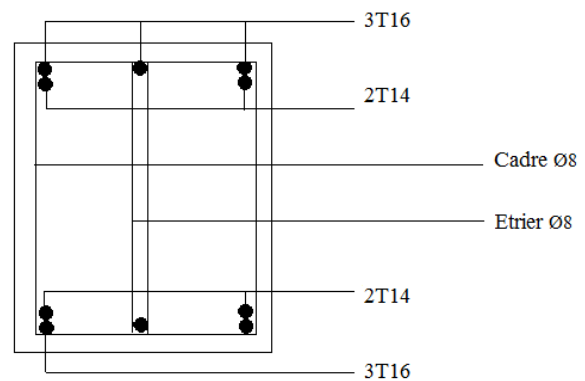


Figure : ferrailage P. principale en travée

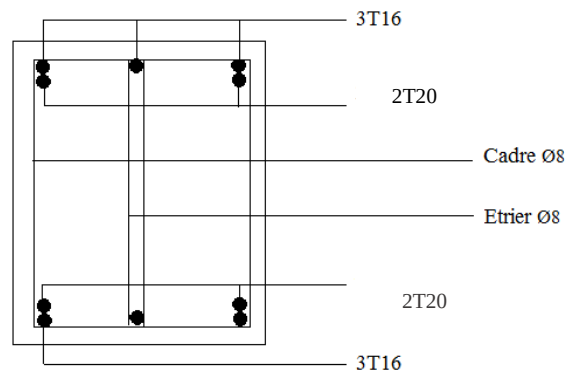
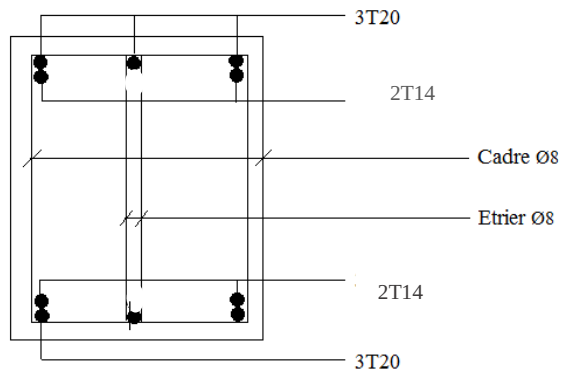


Figure : ferrailage P. secondaire en appuis

Figure : ferrailage P. secondaire en travée

VII.2.1. Etude des poteaux :

1-Définition : On a 4 types des poteaux :

Type 1 $(45*45)cm^2$.

Type 2 $(40*40)cm^2$.

Type 3 $(35*35)cm^2$.

Type 4 $(30*30)cm^2$.

2-ferrailage

Section d'armatures longitudinale imposée par le RPA99 mod 2003 art.7.4.2.1 :

-Le pourcentage minimum imposé par RPA99 est

$A_{min} = 0.9\%$ **en zone III.**

-Le pourcentage maximum imposé par RPA99 est

$A_{max} = 4\%$ en zone courante.

$A_{max} = 6\%$ en zone recouvrement.

-Le diamètre minimum de l'acier est $\phi_{min} = 12$ mm

-La longueur de recouvrement est : 50ϕ **en zone III.**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 20 cm **en zone III.**

Section d'armatures transversale imposée par le RPA99 mod 2003 art.7.4.2.1 :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho * V_u}{h_1 * f_e}$$

ρ : Coefficient correcteur

V_u : l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale

$\lambda \geq 5$: 0.3% « $\rho = 2.5$ »

$\lambda \leq 5$: 0.8% « $\rho = 3.75$ »

λ : l'élancement géométrique du poteau : $\lambda = \frac{L_f}{a}$ ou $\frac{L_f}{b}$

t : l'espacement des armatures transversales

Dans la zone nodale : $t \leq 10\text{cm}$ en zone III

Dans la zone courant $t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10 \cdot \varnothing 1 \right)$ en zone III

La quantité d'armatures transversale minimale $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5$: 0.3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0.8% « $\varnothing > 12 \text{ mm}$ »

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédents

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right) = \frac{261}{70} = 3.70 \geq 5$$

Donc $\lambda \leq 5$: 0.8% « $\rho = 3.75$ »

Détermination de la zone nodale

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$$

$$L' = 2h$$

h : la hauteur de la poutre

b et a : la section de la poutre

h_e : la hauteur libre entre deux étages

-Les étriers et les cadres doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\varnothing > 12 \text{ mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

-les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \varnothing$.

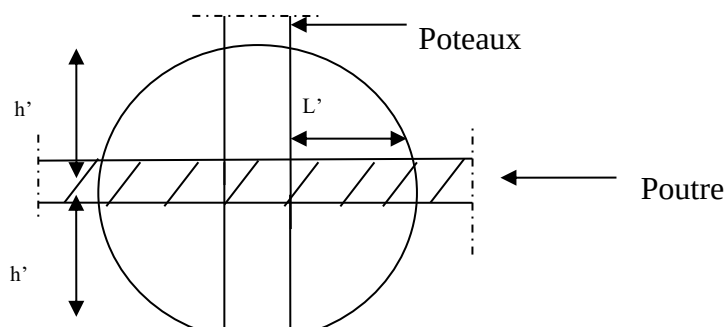


Figure la zone nodale

VII.3.Tableaux : les sollicitations pour les différents poteaux :

Sollicitation		Pot (45*45)
1.35G+1.5Q	Nmax KN	1032.37
	Mcorr KN.m	My=12.75
	τ_u MPa	0.10
G+Q+1.2E	Ncorr KN	798.21
	Mmax KN.m	My=76.51
0.8G+E	Nmin KN	-1223.69
	Mcorr KN.m	Mz=-67.52 My=3.05

calcul du poteau (45*45cm²) :

ELU:

Nmax =1032.37KN, Mcorr=12.75KN.m.

$$e1 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{12.75}{1032.37} = 0.012m = 1.2cm$$

et =e1+ea+e2

$$ea = \max \left(2cm; \frac{L}{250} \right) \Rightarrow ea = \max \left(2cm; \frac{460}{250} \right)$$

$$ea = \max (2cm ; 1.84cm) \Rightarrow ea = 0.02m$$

$$L_f = 0.7*460 = 3.22m.$$

$$e2 = \frac{3*L_f^2}{10000*h} (2 + \alpha*\emptyset)$$

$$\emptyset = 2$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5*M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{12.75}{1.5*14.64} \right) = 4.19$$

$$e2 = \frac{3*3.22^2}{10000*0.2} (2 + 4.19*2) = 0.16m.$$

$$et = 0.012 + 0.02 + 0.16 = 0.19 m.$$

$$L' \text{ élancement } \lambda = \frac{L_f * \sqrt{12}}{0.20}$$

$$\lambda = \frac{3.22 * \sqrt{12}}{0.20} = 55.77$$

L'effort de compression centré maximal supportable par béton :

$$N_{b \max} = b*h*f_{cb} = 450*450*14.17 = 2869425 N$$

Coefficient de remplissage ψ_1 :

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{bmax}} = \frac{1032.37 \cdot 10^3}{2869425} = 0.35 < 0.81 \text{ et } \psi_1 < \frac{2}{3} \text{ ' on calculer } e_{NC} \text{ ' .}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \cdot \Psi_1}}{4 \cdot (3 + \sqrt{9 - 12 \cdot \Psi_1})} = 0.15$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0.15 \cdot 0.45 = 0.067 \text{ m. } \rightarrow e_{NC} = 0.10 \text{ m} < e_t = 0.19 \text{ m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif

$$A's = 4 \cdot \text{périmètre de la section} = 4 \cdot (0.45 \cdot 0.45) = 0.81 \text{ cm}^2$$

Armature minimales :

$$\text{-Selon le BEAL91 art A.8.1,21 :min} = \max \left(\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100} \right) = 4.05 \text{ cm}^2$$

-selon RPA99 mod 2003 art.7.4.2.1 pour la zone III

$$A_{min} = 0.9\% \cdot b \cdot h = 18.22 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage adopté :

$$A = \max (A_{calculé}, A_{RPA}, A_{BAEL})$$

$$A = \max (0.81, 18.22, 4.05)$$

VII.4. Tableaux récapitulation de calcul des armatures longitudinales :

Poteaux	45*45
A calculer	0.81
Amin BEAL cm^2	4.05
Amin RPA cm^2	18.22
A adopté cm^2	18.22
Section cm^2	4HA12+4HA16

Section d'armatures transversale :

Selon RPA99 art 7.4.2.2

Dans la zone nodale :

$t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III

$$t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courant :

$$t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10 \cdot \emptyset l \right) \text{ en zone III}$$

$$t' \leq \min \left(\frac{45}{2}, \frac{45}{2}, 10 \cdot \emptyset l \right)$$

$$t' \leq \min(22.5, 22.5, 10 \cdot \emptyset l)$$

VII.4. Etude des voiles de contreventement :

1-Définition :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent 'action climatique' ou aux séismes 'action géologique', soumise a des forces horizontales et verticales.

Le pourcentage des armatures horizontales et vertical min

D'après [RPA99mod2003art7.7.4.3]

Pour la zone globale des voiles 0.15%

Pour la zone courante 0.10%

Les sollicitations des voiles :

Combinaison du voiles plus sollicité			NKN	M KN.m
Voile verticale	ELU	Mmax	-4959.24	-9863.46
	ACC	Nmax	-2237.06	-4991.84
Voile Horizontale	ELU	Mmax	2702.98	-1537.29
	ACC	Nmax	1201.72	-728.27

VI.4.3 vérification de la résistance :

Verticalement :

N= -4959.24 KN.

M=-9863.46KN.m.

Section : $S = a.L \rightarrow S = 0.2 \times 3.65 \rightarrow S = 0.73m^2$

Moment d'inertie $I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0.2 \times 3.65^3}{12} \rightarrow I = 0.81m^4$

Position de centre de gravite $v = v' = \frac{L}{2} = 1.825m$

Extrémités du noyau central $c = c' = \frac{L}{6} = 0.608m$

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{4959.24 \times 10^{-3}}{0.73} - \frac{-9863.46 \times 10^{-3} \times 1.825}{0.81} = 28.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{5104.75 \times 10^{-3}}{0.612} + \frac{1050.64 \times 10^{-3} \times 1.53}{0.477} = -15.15 \text{ MPa}$$

Section non armée : (A=0)

Section réduite : $\beta_r = L(a-0.02) = 3.65 (0.2-0.02) \rightarrow \beta_r = 0.657 \text{ m}^2$

longueurs de flambement : avec $k=0.85$ voile de rive

$$L_f = h_e \times k = 3.06 \times 0.85 = 2.60 \text{ m}$$

$$\text{Elancement : } \lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.60 \sqrt{12}}{0.2} = 45.03$$

$$\text{Coefficient de réduction : } \alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = 0.44$$

$$\text{Coefficient de réduction : } N_{u,lim} = \frac{\alpha \times \beta_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = \frac{0.44 \times 0.657 \times 25}{0.9 \times 1.15} = 6.982 \text{ MN}$$

$$\text{Contrainte limite ultime : } \sigma_{bna} = \frac{N_{u,lim}}{aL} = \frac{6.982}{0.2 \times 3.65} = 9.56 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_g = 28.74 \text{ MPa} > \sigma_{bna} = 9.56 \text{ MPa}$

Horizontalement :

Contraintes aux extrémités :

Tableau VI-10: Les résultats des Contraintes aux extrémités

combainison	N (KN)	M (KN.m)	a (m)	L (m)	$\sigma_g (MPa)$	$\sigma_d (MPa)$
	5623.96	-8936.20	0.20	4.60	18.80	-6.57

Section non armée : (A=0)

Tableau VI-11: Vérification Contrainte limite ultime

A (m)	L (m)	$L_f (m)$	$N_{u,lim} (MN)$	$\sigma_{bna} (MPa)$
0.20	4.60	3.91	5.85	15.43

$$\sigma_d = -6.57 < \sigma_{bna} = 15.43 \text{ MPa}$$

On doit mettre un ferrailage minimal dans la partie comprimée A_{min}^{RPA}

VI.4.4 Calcul du ferrailage :

Dans ce qui suit nous présentons méthode des contraintes pour le calcul des voiles en béton armé.

Sens X-X :

Contraintes aux extrémités :

Exemple de calcul combinaison ACC : 08G+VX

$$\sigma_g = \frac{N}{S} - \frac{M.v}{I} = \frac{2654.06 \times 10^{-3}}{0.92} - \frac{-4396.47 \times 10^{-3} \times 2.3}{1.62} = 9.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_d = \frac{N}{S} + \frac{M.v}{I} = \frac{2654.06 \times 10^{-3}}{0.92} + \frac{-4396.47 \times 10^{-3} \times 2.3}{1.62} = -3.35 \text{ MPa}$$

Longueur de zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_d \times L}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{3.35 \times 4.60}{3.35 + 9.12} = 1.23 \text{ m}$$

$$\text{Longueur de zone comprimée : } L_c = \frac{\sigma_g \times L}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{9.12 \times 4.60}{3.35 + 9.12} = 3.36 \text{ m}$$

$\sigma_g = 9.12 > 0$ Section partiellement

$\sigma_d = -3.35 < 0$ tendue (comprimée).

Donc la Combinaison défavorable: ACC $\rightarrow$ M=-4396.47KN.m N=2654.06KN T=-6727.47KN

La zone tendue, peut être divisée en bandes :

D'après art 7.7.4.1 RPA99 v 2003 A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile

• Bande d1 et d2:

$$d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} = \frac{1.23}{2} = 0.615 \text{ m}$$

• Calcul des armatures verticales :

Zone tendue : Au point 1 : $\sigma_d = \sigma_1 = 3.35 \text{ MPa}$

$$\text{Au point 2 : } \sigma_2 = \frac{\sigma_d \times d_2}{L_t} = \frac{3.35 \times 0.615}{1.23} = 1.675 \text{ MPa}$$

Au point 3 : $\sigma_3 = 0$

La contrainte moyenne de la bande :

$$\sigma_{moy}^1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{3.35 + 1.675}{2} = 2.5125 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy}^2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = 0.8375 \text{ MPa}$$

Section d'armatures verticales :

$$A_{s1} = \frac{\sigma_{moy}^1 \times d_1 \times a \times \gamma_s}{f_e} = \frac{2.5125 \times 0.615 \times 0.20 \times 1}{400} \times 10^4 = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{\sigma_{moy} \times d_2 \times a \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0.83 \times 0.615 \times 0.20 \times 1}{400} \times 10^4 = 2.55 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures couture :

$$V = 1.4T \rightarrow 1.4 \times 6727.47 = 9418.45 \text{ KN}$$

$$A_{vi} = \frac{1.1 \times V \times L_t}{f_e \times L} = \frac{1.1 \times 9418.45 \times 10^{-3} \times 1.23}{400 \times 4.60} \times 10^4 = 69.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = \frac{A_{vi} \times d_1}{L_t} = \frac{69.25 \times 61.5}{123} = 34.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{A_{vi} \times d_2}{L_t} = \frac{69.25 \times 61.5}{123} = 34.62 \text{ cm}^2$$

Section total :

$$A_{t1} = \frac{A_{s1} + A_{v1}}{2 \text{ nappe}} = \frac{8.61 + 34.62}{2} = 25.92 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} = \frac{A_{s2} + A_{v2}}{2 \text{ nappe}} = \frac{2.55 + 34.62}{2} = 19.86 \text{ cm}^2$$

Vérification vis-à-vis RPA99 v 2003 :

$$A_{min} = 0.2\% a. L_t = 0.2\% \times 20 \times 123 = 4.92 \text{ cm}^2$$

Zone comprimée :

On doit mettre un ferrailage minimal donne par art 7.7.4.3 RPA99 v 2003.

- En zone courante :

$$A_{min}^{RPA} = 0.10\% a. L_c = 0.10\% \times 20 \times 336 = 6.72 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$L'espacement maximale : st_{max} \leq \min(1.5a; 30\text{cm}) \rightarrow st_{max} = 30\text{cm}$$

$$2\text{nappe } 14\text{HA}12 = A1 = 2 \times 15.83 \text{ avec } St = 20\text{cm}$$

$$St = 20\text{cm} < St = 30\text{cm} \quad C.V$$

• Calcul des armatures horizontale:

Le pourcentage minimum des armatures horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\% a. L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

$$L'espacement maximale : st_{max} \leq \min(1.5a; 30\text{cm}) \rightarrow st_{max} = 30\text{cm}$$

$$2 \text{ nappe } (4\text{HA}12) \rightarrow A1 = 2 \times 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec } St = 25\text{cm}$$

$$st = 25\text{cm} < st_{max} = 30\text{cm} \quad C.V$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_g = 14.44 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_d = -8.04 \text{ MPa} < 0$$

Donc la Combinaison défavorable : 0.8G+VX

$$M = -4991.84 \text{ KN.m} \quad N = -2237.06 \text{ KN} \quad T = 7182.28 \text{ KN}$$

• Les bandes :

La zone tendue, peut être divisée en bandes :

D'après art 7.7.4.1 RPA99 v 2003 A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile

$$L_t = \frac{\sigma_d \times L}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{8.04 \times 3.65}{8.04 + 14.44} = 1.30 \text{ m}$$

$$\text{Longueur de zone comprime : } L_c = \frac{\sigma_g \times L}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{14.44 \times 3.65}{8.04 + 14.44} = 2.34 \text{ m}$$

• Bande d1 et d2:

$$d_1 = d_2 = \frac{L_t}{2} = \frac{1.30}{2} = 0.65 \text{ m}$$

• Calcul des armatures verticales :

Zone tendue : Au point 1 : $\sigma_d = \sigma_1 = 8.04 \text{ MPa}$

$$\text{Au point 2 : } \sigma_2 = \frac{\sigma_d \times d_2}{L_t} = \frac{8.04 \times 0.65}{1.30} = 4.02 \text{ MPa}$$

$$\text{Au point 3 : } \sigma_3 = 0$$

La contrainte moyenne de la bande :

$$\sigma_{moy}^1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{8.04 + 4.02}{2} = 6.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy}^2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = 2.01 \text{ MPa}$$

Section d'armatures verticales :

$$A_{s1} = \frac{\sigma_{moy}^1 \times d_1 \times a \times \gamma_s}{f_e} = \frac{6.03 \times 0.65 \times 0.20 \times 1}{400} \times 10^4 = 9.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{\sigma_{moy}^2 \times d_2 \times a \times \gamma_s}{f_e} = \frac{2.01 \times 0.65 \times 0.20 \times 1}{400} \times 10^4 = 3.26 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures couture :

$$V = 1.4T \rightarrow 1.4 \times 7182.28 = 10055.19 \text{ KN}$$

$$A_{vi} = \frac{1.1 \times V \times L_t}{f_e \times L} = \frac{1.1 \times 10055.19 \times 10^{-3} \times 1.30}{400 \times 3.65} 10^4 = 98.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = \frac{A_{vi} \times d_1}{L_t} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{A_{vi} \times d_2}{L_t} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Section total :

$$A_{t1} = \frac{A_{s1} + A_{v1}}{2 \text{ nappe}} = 26.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2} = \frac{A_{s2} + A_{v2}}{2 \text{ nappe}} = 31.18 \text{ cm}^2$$

Vérification vis-à-vis RPA99 v 2003 :

$$A_{min} = 0.2\% a. L_t = 0.2\% \times 20 \times 130 = 5.2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Bande 1 :

L'espace maximale en extrémité : $st_{max} = 15 \text{ cm}$

On prend 2nappe(5HA12) = $2 \times 5.65 \text{ cm}^2$ avec $St=25 \text{ cm}$

Bande 2 :

L'espace maximale : $st_{max} \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) \rightarrow st_{max} = 30 \text{ cm}$

On prend 2 nappe (5HA12) = $2 \times 5.65 \text{ cm}^2$

$St = 10 \text{ cm} < st=30 \text{ cm}$

Zone comprimée :

On doit mettre un ferrailage minimal donne par art 7.7.4.3 RPA99 v 2003.

- En zone courante :

$$A_{min}^{RPA} = 0.10\% a. L_c = 0.10\% \times 20 \times 234 = 4.68 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

L'espace maximale : $st_{max} \leq \min(1.5a; 30 \text{ cm}) \rightarrow st_{max} = 30 \text{ cm}$

2nappe 14HA12= $A1= 2 \times 15.83$ avec $St = 20 \text{ cm}$

$St= 20 \text{ cm} < St = 30 \text{ cm}$ C.V

• **Calcul des armatures horizontale:**

Le pourcentage minimum des armatures horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\% a.L = 0.15\% \times 20 \times 100 = 3cm^2$$

Choix des barres :

L'espace maximale : $st_{max} \leq \min(1.5a; 30cm) \rightarrow st_{max} = 30cm$

2 nappe (4HA12) $\rightarrow A1=2*4.52 cm^2$ avec $St = 25cm$

$$st = 25cm < st_{max} = 30cm \quad C.V$$

VI.4.5 Vérification Contraintes limites de cisaillement :

D'après Art 7.7.2 RPA99 v 2003

$$\tau_b = \frac{V}{a.d} \leq \tau_b = 0.2f_{c28}$$

a : épaisseur du voile

d : hauteur utile $d=0,9.h$

h : hauteur totale de la section brute

$$\text{Voile 1 : } \tau_b = \frac{9418.45 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3.28} \leq \tau_b = 0.2 \times 25 = 5MPa$$

$$\tau_b = 14.35 > 5MPa \quad C.V$$

$$\text{Voile2 : } \tau_b = 12.14 > 5MPa \quad C.N.V$$

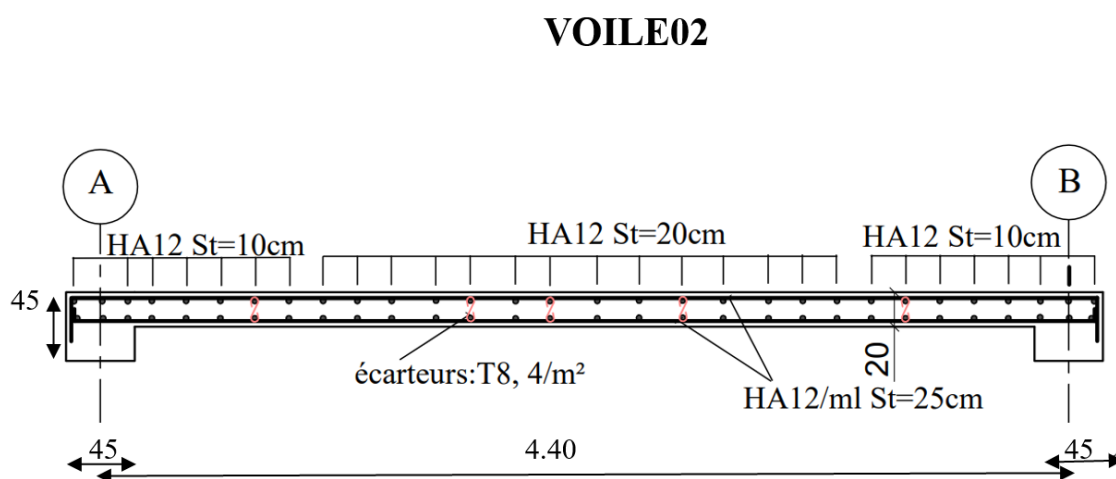
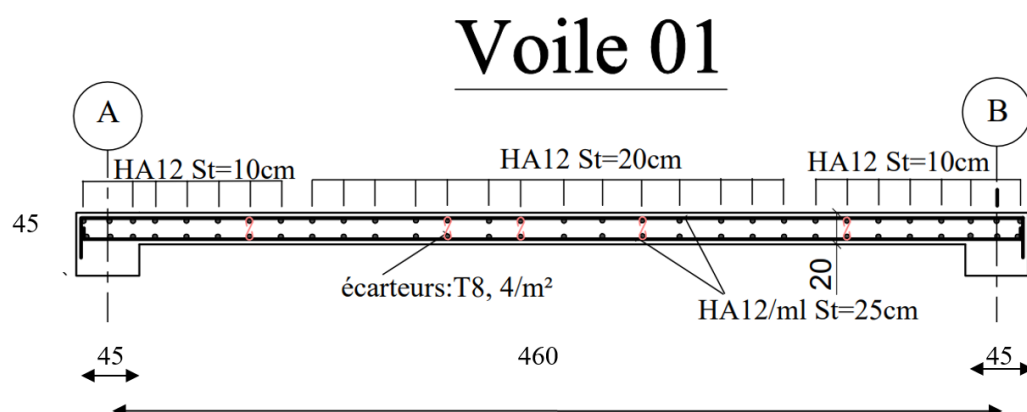


Figure VI.2. Schéma de ferrailage des voiles

VII.3.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons examiné l'armatures des éléments de base du bâtiment, nécessaire à la stabilité de la structure.

Chapitre VIII : Etude d'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir : Le poids propre ou charge permanentes, les charges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

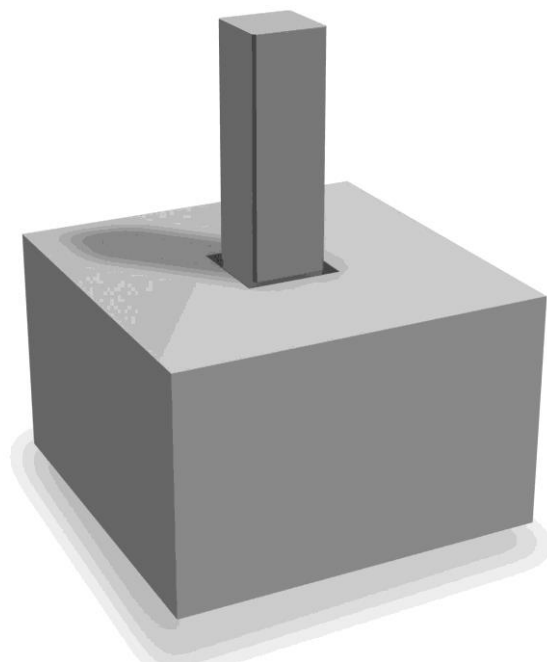
- La nature et le poids de la structure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.
- La profondeur du bon sol.

VII.2. Choix de type de fondation :

Pour le choix de la fondation à adopter, on doit vérifier ces 3 types :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

VIII.2. Calcul des semelles isolées:



FigureVIII.1. Schéma de semelle isolée

Prédimensionnement :

Pour le prédimensionnement et selon le [RPA99mod2003 art 10.1.4.1], il faut considérer uniquement l'effort normal obtenu à la base de poteau le plus sollicité de sous-sol par ces combinaisons :

- $G + Q + E$.
- $0.8G \pm E$.

Le pré dimensionnement des semelles est basé sur la formule suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{sol} .$$

$$\text{On a : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{0,45}{0,45} = 1 = K$$

Avec :

(a,b): Dimensions du poteau.

(A,B): Dimensions de la semelle isolée.

N : effort normal sur la semelle considérée.

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2.5 \text{ bar} = 250 \text{ KN/m}^2$$

D'après les résultats du logiciel Robot Structural 2017, on a :

$N = 1813,09 \text{ KN}$, Selon $(G + Q + E)$.

$N = 1739,03 \text{ KN}$, Selon $(0.8G \pm E)$.

$$A \times B = \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 .$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} .$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1813,09}{250}} .$$

$$B \geq 2,69 \text{ m} .$$

On prend $B = 3 \text{ m}$.

Remarque :

Notre bâtiment a une grande hauteur avec une rigidité importante. Les charges transmises par la superstructure au sol d'assise seront élevées. Les semelles isolées ou continues deviennent très larges donc elles se chevauchent. La solution adéquate est de fonder le bâtiment sur une semelle unique constituant un radier général, de type nervuré.

VIII.3. Calcul du radier nervuré :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

- ☛ Le radier nervuré est choisi selon ses principales caractéristiques :
 - Les charges transmises au sol sont importantes.
 - Un mauvais sol.
 - Les poteaux rapprochés.
- ☛ On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.
- ☛ L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



Figure VIII.2. Schéma d'un radier général.



Figure VIII.3. Schéma d'un radier nervuré.

Remarque

Il sera calculé à la flexion simple sous les combinaisons d'action suivantes :

L'état limite ultime

$1,35G+1,5G$

Situation accidentelle

$G+Q+E$

$0,8G\pm E$

L'état limite de service

G+Q

Prédimensionnement

Pour des raisons pratiques (coffrage), le radier va déborder de 100cm de chaque coté

Hauteur de radier

Le prédimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportées par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire
- 2- Condition de rigidité
- 3- Condition de non-cisaillement
- 4- Condition de non poinçonnement

1-condition forfaitaire :

$$\frac{l}{8} \leq h \leq \frac{l}{5}$$

L : la plus grande portée de panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$\frac{4,60}{8} \leq h \leq \frac{4,60}{5}$$

$$0,57 \leq h \leq 0,92$$

$$\text{Radier (dalle)} \rightarrow e_d \geq \frac{L}{20} \rightarrow e_d \geq \frac{460}{20} \rightarrow e_d \geq 23\text{cm.}$$

L : Longueur max entre axes.

Ed : Epaisseur du radier

On prend : $e_d = 25\text{cm}$

$$\text{Nervure} \rightarrow h_n \geq \frac{L}{10} \rightarrow h_n \geq \frac{400}{10} \rightarrow h_n \geq 40\text{cm.}$$

h_n : Hauteur de la nervure.

L : Longueur max entre nus.

On prend : Largeur de nervure 50cm , et la hauteur de la nervure 80cm.

2-condition de rigidité

$$L_{\max} \leq \frac{\Pi}{2} \times L_e.$$

Avec :

$$L_e: \text{Longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}.$$

$$E : \text{module d'élasticité du béton : } E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \geq 32164,20 \text{ MPa.}$$

$$I : \text{inertie de la section de la nervure (} I = \frac{b \times h_n^3}{12} \text{)}.$$

$$K : \text{module de résistance du sol : } K = 40 \text{ MPa/m « pour un sol de densité moyenne ».}$$

b : Largeur de nervure.

$$h_n \geq \sqrt[4]{\frac{3 \times K}{E} \times \left(\frac{2L}{\Pi}\right)^4} \Rightarrow h_n \geq \sqrt[4]{\frac{3 \times 40}{32164,20} \times \left(\frac{2 \times 4,60}{\Pi}\right)^4} \times 10^2 \Rightarrow h_n \geq \text{cm} \Rightarrow h_n = 1,2 \text{ m.}$$

$$L_{\max} \leq \frac{\Pi}{2} \times L_e.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}.$$

$$I = \frac{b \times h_n^3}{12} = \frac{0,50 \times 0,80^3}{12} = 0,021 \text{ m}^4.$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32164,20 \times 0,021}{40 \times 0,50}} = 3,40 \text{ m.}$$

$$4,60 \text{ m} \leq \frac{\Pi}{2} \times L_e.$$

$$4,60 \text{ m} \leq \frac{\Pi}{2} \times 3,40.$$

$$4,60 \text{ m} \leq 5,34 \text{ m} \Rightarrow \text{La condition de rigidité est vérifiée.}$$

- Finalement on prend :

☛ Epaisseur de radier $e_d = 0,80 \text{ m}$.

☛ La hauteur de nervure $h_n = 1,20 \text{ m}$.

La largeur de nervure $b = 0,50 \text{ m}$.

Pour le radier, il faut que le rapport entre la charge totale et la surface totale satisfasse la condition suivante :

$$\sigma_{\max} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{néc}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}.$$

N : la somme totale des efforts normaux des poteaux.

S_{néc}: La surface nécessaire.

$$N = 1032,37 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{1032,37}{250} \rightarrow S \geq \text{m}^2.$$

$$S_{\text{néc}} = L_{\text{xt}} \times L_{\text{yt}} = 28,38 \times 20,48 = 581,22 \text{m}^2$$

L_{xt} : Longueur totale de la structure selon le sens x.

L_{yt} : Longueur totale de la structure selon le sens y.

$$S_{\text{néc}} < S_{\text{bat}}$$

S_{bat} : La surface du bâtiment.

- Les surfaces

La surface du radier est de 581,22m².

Débord de 100cm pour chaque coté.

$$S_{(\text{débord})} = 28,38 \times 1 + 20,48 \times 1 + 4 = 48,86 \text{m}^2.$$

$$S_{(\text{radier})} = S_{\text{bat}} + S_{(\text{débord})} = 581,22 + 48,86 = 630,08 \text{m}^2$$

- D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 250 \text{KN/m}^2.$$

N : effort normal de la structure à ELS.

$$A = 630,08 \text{m}^2.$$

$$P_s = A \times e_d \times \rho_{\text{BA}} = 630,86 \times 0,80 \times 25 = 12601,60 \text{KN}.$$

P_s : Poids de la semelle (radier).

$$P_p = b \times h_n \times L \times \rho_{\text{BA}} = 0,8 \times 1,20 \times 325,72 \times 25 = 7817,28 \text{KN}$$

P_p : Poids de la poutre de libage.

$$P_r = \gamma \times A_{\text{rad}} \times b = 18 \times 630,08 \times 0,40 = 4536,5762 \text{KN}$$

P_r : Poids de remblai.

$$N = 12601,60 + 7817,28 + 4356,567 = 24955,45 \text{KN}.$$

$$\sigma = \frac{24955,45}{630,08} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 250 \text{KN/m}^2$$

$$39,60 \text{ N/m}^2 \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} = 250 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- les charges obtenues d'après le Robot Structural
- Combinaison d'actions :

$$\text{ELS} \rightarrow N_{\text{ser}} = 39623,15 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = 54722,42 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \ll \text{Fissuration peu préjudiciable} \gg.$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2}.$$

$$q_u = \frac{N_u \times b}{A_{\text{rad}}} = \frac{54722,42 \times 10^{-3}}{630,08} = 0,0868 \text{ MN/m}.$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{0,0868 \times 4,6}{2} = 0,199 \text{ MN}.$$

$$\tau_u = \frac{0,199}{1 \times 0,90} = 0,22 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Conditions vérifiées.}$$

✓ Vérification du poinçonnement :

$$Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h_d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

Q_u : Charge de calcul à ELU sous le poteau le plus sollicité.

$$Q_u = 1032,37 \text{ KN} \rightarrow N_u = 1032,37 \text{ KN}, \text{ Selon } (1,35G + 1,5Q).$$

h_d : L'épaisseur totale de radier $\rightarrow h_d = 0,80 \text{ m}.$

μ_c : Périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_b = 1,5.$$

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h).$$

$a = b = 45 \text{ cm}$ « La section du poteau le plus sollicité ».

$$\mu_c = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,80) = 4,4 \text{ m.}$$

$$Q_u = 0,045 \times 4,4 \times 0,80 \times \frac{25}{1,5} = 2,64 \text{ MN.}$$

$$Q_u = 1,032 \text{ MN} \leq 2,64 \text{ MN} \ll \text{Condition vérifiée} \gg.$$

Cette vérification consiste à satisfaire les conditions suivantes dans le sens longitudinale et transversale :

Si : $\sigma_2 > 0 \rightarrow$ la répartition est trapézoïdale : la contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible $\rightarrow \sigma = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

Si : $\sigma_2 = 0 \rightarrow$ la répartition est triangulaire : la contrainte σ_1 ne doit pas dépassée 1.33 fois la contrainte admissible.

$$\sigma_{1,2} = \frac{NT}{S} \pm \frac{M}{I} .$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} .$$

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

σ_m : Contrainte moyen du sol.

$$\overline{\sigma_{sol}} = 250 \text{ kPa.}$$

$$I_x = 18544,0156 \text{ m}^4 .$$

$$I_y = 36689,4335 \text{ m}^4 .$$

$$X_G = 14,0618 \text{ m} .$$

$$Y_G = 10,9204 \text{ m} .$$

X_G, Y_G : Abscisse du centre de gravité de radier.

I_x : Moment d'inertie de radier suivant(xx).

I_y : Moment d'inertie de radier suivant(yy).

$$N_r = A_{rad} \times h \times \gamma_b .$$

$$N_r = 630,08 \times 0,80 \times 25 = 12601,6 \text{ KN} . \text{ « Le poids propre de radier » .}$$

$$N_t = N_r + N_{ser} .$$

$$N_{ser} = 39623,15 \text{ KN} .$$

$$N_t = 12601,6 + 39623,15 = 52224,75 \text{ KN} .$$

(M_{tx}, M_{ty}) : Des moments à la base tirée par logiciel Robot Structural 2017 à ELS.

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{52224,75}{540,2417} + \frac{122,26}{18544,0156} \times 10,9204 = 96,74 \text{ KPa} .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{52224,75}{540,2417} - \frac{122,26}{18544,0156} \times 10,9204 = 96,59 \text{ KPa} .$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (96,74) + 96,59}{4} = 96,70 \text{ KPa} < 250 \text{ KN/m}^3 \text{ « Condition vérifiée » .}$$

☛ Sens yy :

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{52224,75}{540,2417} + \frac{101,16}{36689,4335} \times 14,0618 = 96,70 \text{KPa} .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{52224,75}{540,2417} - \frac{101,16}{36689,4335} \times 14,0618 = 96,63 \text{KPa} .$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (96,70) + 96,63}{4} = 96,68 \text{KPa} < 250 \text{KN/m}^3 \text{ « Condition vérifié »} .$$

✓ Vérification au non soulèvement 'effet de sous pression' :

On doit vérifier que sous l'effet de sous pression hydrostatique, le bâtiment 'ne se soulève pas'.

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times s .$$

W : poids total de la structure.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$) .

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{KN/m}^3$).

h : Profondeur de l'infrastructure (3.06 + 1.20) .

S : La surface du radier.

$$W = 3840016,94 \text{KN} .$$

$$\alpha \times \gamma \times h \times s = 1.5 \times 4.26 \times 630,08 \times 10 = 40262,11 \text{KN} < W = 3840016,94 \text{KN} .$$

La condition vérifiée.

VIII.3.1.1. Calcul du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversé nervurée en flexion simple sachant que la fissuration est préjudiciable et le calcul du panneau le plus sollicité $(4,60 \times 4,33)\text{m}^2$ sera ferrailé pour tout le radier.

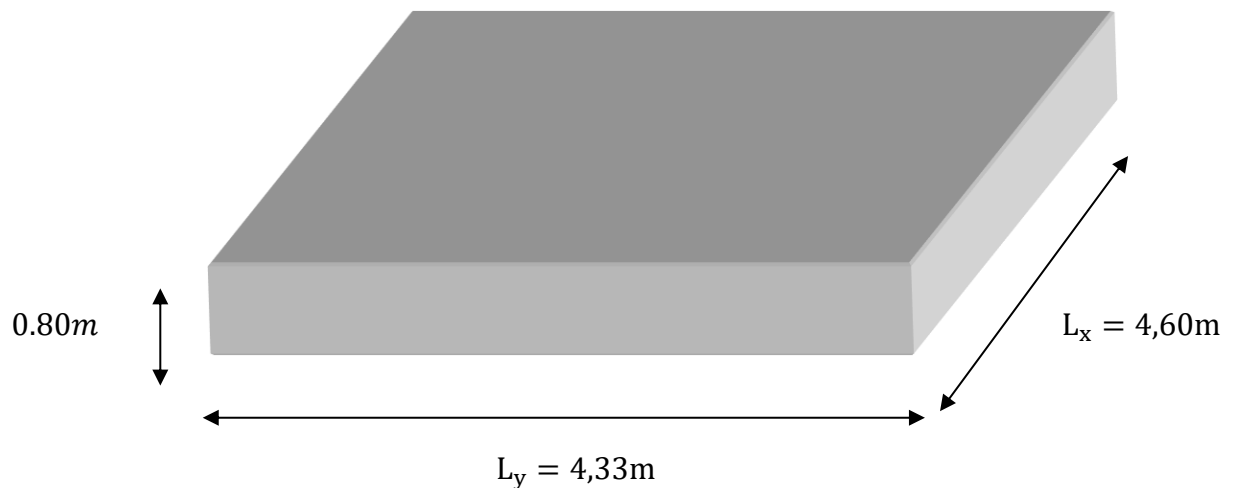


Figure.VIII.3. Panneau le plus sollicité de radier

VIII.3.1.1.1. Calcul des sollicitations du radier à ELU :

D'après l'annexe E3 de BEAL91mod 99, le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

$$q_u = \frac{N_u}{S} + 1,35 \times G_0$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

G_0 : Le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,80 = 20\text{KN/m}^2.$$

$$N_u = 54722,42\text{KN}.$$

$$q_u = \frac{54722,42}{630,08} + 1,35 \times 0,20 = 87,119\text{KN/m}.$$

$$\alpha = \frac{4,6}{4,33} = 1,06 > 0,40 \rightarrow \text{Le panneau de la dalle porte sur deux sens.}$$

- Les coefficients de μ_x et μ_y est déterminé par interpolation ($\mu_x = 0,044$, $\mu_y = 0,821$)

☛ Le calcul de M_{ux} et M_{uy} :

$$M_{ux} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0,044 \times 87,119 \times 4,6^2 = 81,111\text{KN.m}.$$

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 0,821 \times 81,11 = 66,59\text{KN.m}.$$

- Moment en Travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ux} = 0.75 \times 81,11 = 60,83 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{uy} = 0.75 \times 66,59 = 49,94 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 49,94 \text{KN} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 15,20 \text{KN.m} \text{ « Condition vérifiée »}.$$

- Moment en appuis

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{ux} = 0.5 \times 81,11 = 40,55 \text{KN.m}.$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{uy} = 0.5 \times 66,59 = 33,29 \text{KN.m}$$

M_{ay} À supprimer et remplacer par M_{ax} on prend : le max (M_{ax} , M_{ay}).

$$M_{ax} = M_{ay} = 40,55 \text{KN.m}.$$

- Calcul de l'effort tranchant (T)

$$T_x = Q_u \times \frac{L_x \times L_y}{(2 \times L_x + L_y)} = 87,119 \times \frac{4,6 \times 4,33}{(2 \times 4,6 + 4,33)} = 128,25 \text{KN}.$$

$$T_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} = 87,119 \times \frac{4,6}{3} = 133,58 \text{KN}.$$

- ✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d_x} = \frac{133,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,8 \times 0,9} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28}.$$

$\bar{\tau}$: Il n'y a pas de reprise de bétonnage [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]

$$\tau_u = 0,18 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 1,25 \text{MPa} \text{ « Condition vérifiée »}.$$

VIII.3.1.1.2. Calcul du ferrailage de radier selon le x_x :

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{60,83 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,72^2} = 0,008 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,01$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,71 \text{m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{60,83 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,71} \times 10^4 = 2,46 \text{cm}^2$$

- Calcul des armatures minimales :

Condition de non fragilité selon [B.A.E.L 91mod99 /art B.7.4.] :

$$\rho_m = 0.0008 \text{ Pour } F_e = 400\text{MPa}$$

$$\text{Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400)} : \rho_m = \frac{A}{b \times h_0}$$

$$A_{ymin} = 0,0008 \times h_0 \times b = 0,0008 \times 80 \times 100 = 6,4\text{cm}^2$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \rho}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - 0,0008}{2} \times 6,4 = 9,59\text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{xmin}) = 9,59\text{cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T16 = 10,05\text{cm}^2.$$

- En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{40,55 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,72^2} = 0,005 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,006$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,71\text{m}$$

$$A_a = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{40,55 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,71} \times 10^4 = 1,64\text{cm}^2$$

- Espacement selon le BEAL91 mod99:

$$S_t \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min(240 ; 33) \text{ cm}$$

$$\text{On prend}(S_t = 25\text{cm}).$$

TableauVIII.1. Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens x_x

Sens	M_u KN. m	μ_{bu}	α	Z_b (m)	$A_{RPA}\text{cm}^2$	$A \text{ cm}^2$	$A_{min}\text{cm}^2$
Travée	60,83	0,008	0,010	0.71	2,46	9.59	5T16
Appuis	40,33	0,005	0,006	0.71	1,64	9.59	5T16

Tableau VIII.2. Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens y_y

Sens	M_u KN. m	μ_{bu}	α	Z_b (m)	$A A_{RPA} \text{ cm}^2$	$A \text{ cm}^2$	$A_{min} \text{ cm}^2$
Travée	49,94	0,006	0.007	0.71	2,02	9.59	5T16
Appuis	40,33	0,005	0,006	0.71	1,64	9.59	5T16

VIII.3.1.1.3. Vérification de l'effort tranchant selon les deux sens:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

- Le sens x_x :

$$\alpha > 0.4 :$$

$$V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 87,119 \times \frac{4,6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1,06}{2}} = 130,96 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{130,96 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 0,181 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ « Condition vérifiée ».}$$

- Le sens y_y:

$$\alpha > 0.4 :$$

$$V_y = Q_u \times \frac{L_y}{3}.$$

$$V_y = 87,119 \times \frac{4,6}{3} = 133,58 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_y}{b \times d} = \frac{133,58 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 0,18 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ « Condition vérifiée ».}$$

VIII.3.1.1.4. Vérification du radier à ELS :

D'après l'annexe E3 de [BEAL91mod 99] le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

$$q_u = \frac{N_u}{S} + G_0$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

G_0 : Le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.80 = 20 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_u = 39623,15 \text{ KN.}$$

$$q_u = \frac{39623,15}{630,08} + 0.20 = 63,08 \text{ KN/m.}$$

$$\alpha = \frac{4,6}{4,33} = 1,06 > 0.40 \rightarrow \text{Le panneau de la dalle porte sur deux sens.}$$

- Les coefficients de μ_x et μ_y est déterminé par interpolation ($\mu_x = 0.044$, $\mu_y = 0.821$)

- Le calcul de M_{sx} et M_{sy} :

$$M_{sx} = \mu_x \times Q_{ser} \times L_x^2 = 0,044 \times 63,08 \times 4,6^2 = 58,73 \text{KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \times M_{sx} = 0.821 \times 58,73 = 48,21 \text{KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y.$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$y = 15 \times \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

$$A'_s = 0$$

$$y = 15 \times \frac{10.05}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100(72 \times 10.05)}{7.5(10.05)^2}} - 1 \right].$$

$$y = 13.30 \text{cm}.$$

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

$$A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times 13.30^3}{3} + 15 \times [10.05 \times (72 - 13.30)^2]$$

$$I = 597859.0008 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ser} = \max (M_{sx} ; M_{sy})$$

$$M_{ser} = 58,73 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{58,73 \times 10^{-3}}{597859,0008 \times 10^{-8}} \times 13,30 \times 10^{-2} \right).$$

$$\sigma_{bc} = 1,30 \text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}.$$

Remarque :

Pour des raisons constructives, il faut ajouter des chaises entre les deux nappes, dans le but de supporter la nappe supérieure par rapport à la nappe inférieure.

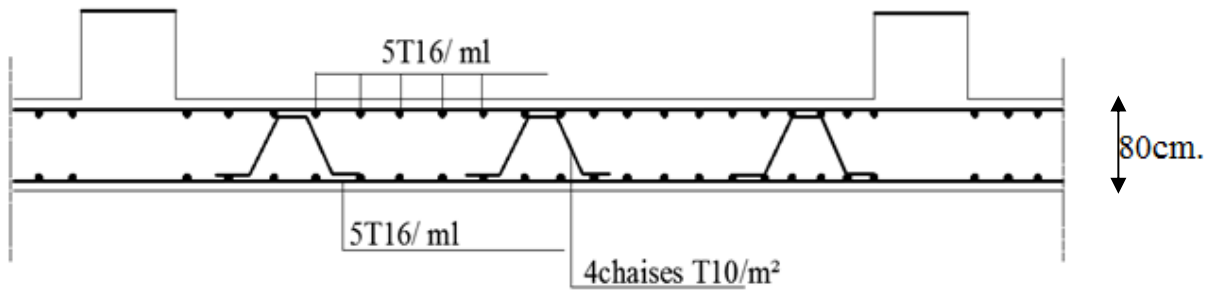


Figure VIII.4.Ferrailage du radier

VIII.3.1.2.Calcul de la nervure à ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire « H=120cm, b=50cm »

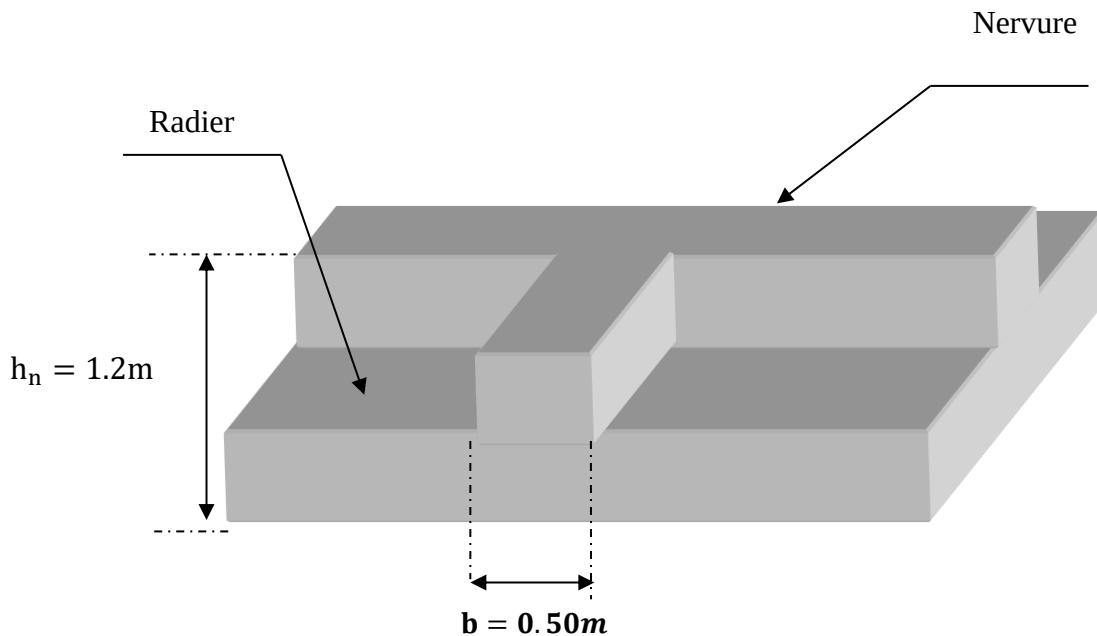


Figure VIII.5.Nervure sur la dalle de radier

VIII.3.1.2.1. Calcul des sollicitations de la nervure à ELU :

- Le moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{q_u \times L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right).$$

$$M_{0u} = \frac{87,119 \times 4,9^2}{8} \times \left(1 - \frac{1,06^2}{3}\right) = 127,82 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \times L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right)$$

$$M_{0ser} = \frac{63,08 \times 4,33^2}{8} \times \left(1 - \frac{1,06^2}{3}\right) = 92,46 \text{ KN.m.}$$

- Moment en appuis :

$$M_{au} = 0,5 \times M_{0u} = 0,5 \times 127,82 = 63,91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{aser} = 0,5 \times M_{0ser} = 0,5 \times 92,46 = 46,23 \text{ KN.m.}$$

- Moment en travée :

$$M_{tu} = 0,75 \times M_{0u} = 0,75 \times 127,82 = 95,86 \text{ KN.m}$$

$$M_{tser} = 0,75 \times M_{0ser} = 0,75 \times 92,46 = 69,34 \text{ KN.m}$$

VIII.3.1.2.2. Calcul du ferrailage de la nervure :

☛ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{95,86 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times 1,08^2} = 0,010 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 125 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,012$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 1,07 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{95,86 \times 10^{-3}}{347,82 \times 1,07} \times 10^4 = 2,57 \text{ cm}^2$$

☛ en appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{63,91 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times 1,08^2} = 0,007 \leq \mu_l = 0,392 .$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0,008$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 1,07 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{63,91 \times 10^{-3}}{347,82 \times 1,07} \times 10^4 = 1,17 \text{ cm}^2 .$$

VIII.3.1.2.3. Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99mod2003 art.7.5.2.1]:

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,5\% \times 50 \times 120 = 30 \text{ cm}^2 .$$

VIII.3.1.2.4. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1] :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

Tableau VIII.3. Récapitulatif du ferrailage des nervures

Type	$A_{min} \text{ cm}^2$	$A_{cal} \text{ cm}^2$	Choix des barres	
------	------------------------	------------------------	------------------	--

		BAEL	RPA			$A_{\text{adp}} \text{cm}^2$
Nervure	Appuis	7,76	30	1,17	8T25	39.27
	Travée	7,76	30	2,57	8T25	39.27

Remarque :

Le cas où la hauteur de la poutre $h_n > 2(80 - 0.1F_e)$: il faut ajouter les armatures de peau parallèle à l'axe neutre, leur d'au moins $3\text{cm}^2/\text{m}$ de longueur de paroi perpendiculaires à leur direction

- Pour notre cas :

$$h_n = 120\text{cm} > 80\text{cm}, \text{ on prend : } 4\text{T}25 = 19.64\text{cm}^2$$

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \left(\frac{120}{4} ; 12 \times \phi ; \frac{50}{4} \right)$$

$$S_t = 10\text{cm}.$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \left(\frac{120}{4} ; \frac{50}{4} \right).$$

$$S_t = 15\text{cm}.$$

VIII.3.1.2.4. Armatures transversales imposées par [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2]

$$A_t = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25\text{cm}^2$$

- la section ($4\text{IT}10 = 3.14\text{cm}^2$).

VIII.3.1.2.5. Longueur minimale de recouvrement

$$(L_{\text{rec}} = 50 \times \phi).$$

VIII.3.1.2.6. Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}.$$

τ_s : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures fixé par le règlement BEAL91mod99.

ψ_s : Coefficient de scellement des barres égal à 1.5 en général pour les aciers H.A.

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,25 \text{ cm.}$$

$$L_s = 12 \text{ cm.}$$

L_s : Longueur de scellement.

VIII.3.1.2.7. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y.$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

$$A'_s = 0$$

$$y = 15 \times \frac{39,27}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{60(108 \times 39,27)}{7,5(39,27)^2}} - 1 \right].$$

$$y = 22,36 \text{ cm.}$$

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

$$A'_s = 0$$

$$I = \frac{50 \times 22,6^3}{3} + 15 \times [10,05 \times (72 - 13,30)^2].$$

$$I = 705795,771 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ser} = 92,46 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{92,46 \times 10^{-3}}{4543802,57 \times 10^{-8}} \times 13,30 \times 10^{-2} \right).$$

$$\sigma_{bc} = 1,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

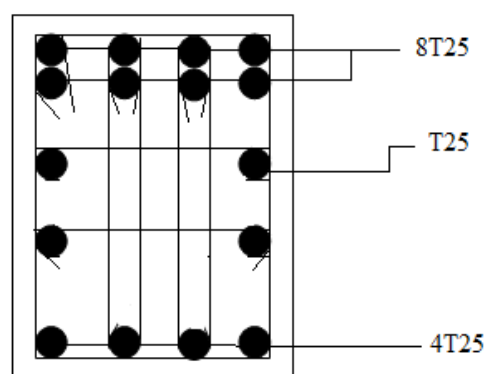
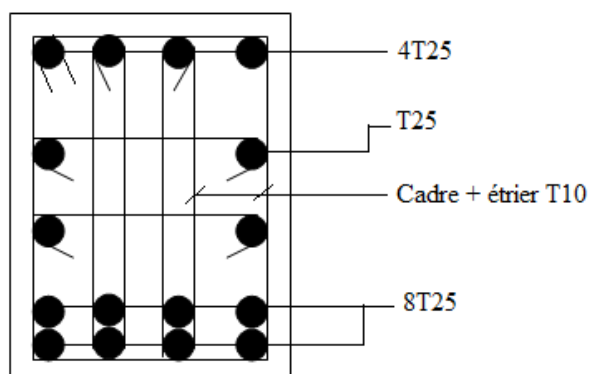


Figure VIII.7. Ferrailage des nervures

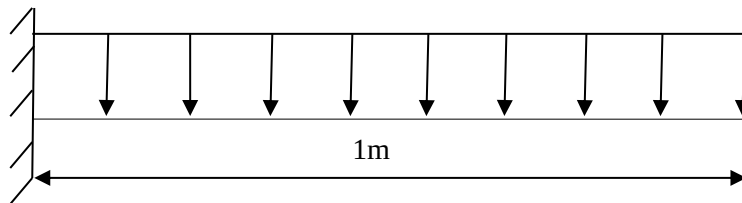
VIII.3.3. Calcul du débord :

Figure VIII.8. Schéma statique du débord

VIII.3.3.1. Calcul des sollicitations :

- Les charges

$$q_u = 1,35 \times e_d \times \gamma_b = 1,35 \times 0,80 \times 25 = 27 \text{ KN/m.}$$

$$q_{I_{ser}} = e_d \times \gamma_b = 0,80 \times 25 = 20 \text{ KN/m.}$$

- Les moments statiques :

$$M_u = \frac{q_u \times L_y^2}{2} = \frac{27 \times 1^2}{2} = 13,5 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L_y^2}{2} = \frac{20 \times 1^2}{2} = 10 \text{ KN.m.}$$

VIII.3.3.2. Calcul du ferrailage à ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{13,5 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1 \times 0,72^2} = 1,83 \times 10^{-3} < \mu_1 = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 2,29 \times 10^{-3}.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,71 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{13,5 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,71} \times 10^4 = 0,54 \text{ cm}^2$$

VIII.3.3.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1]

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 8,69 \text{ cm}^2.$$

- Choix des barres armatures longitudinales :

$$5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{ cm}^2 :$$

- Choix des armatures de répartition

$$5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

VIII.3.3.4. Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures d'âme sont des armatures droites (perpendiculaires à la ligne moyenne), on doit vérifier pour une fissuration peu nuisible la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u = q_u \times L = 27 \times 1 = 27 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{27 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72} = 0,0375 \text{ MPa}.$$

Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \ll \tau_u \leq \bar{\tau} \text{ 'Condition vérifiée' }.$$

VIII.3.3.5. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y.$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

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

$$A'_s = 0$$

$$y = 15 \times \frac{10,05}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100(72 \times 10,05)}{7,5(10,05)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 13,30 \text{ cm}.$$

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

$$A'_s = 0$$

$$I = \frac{100 \times 13,30^3}{3} + 15 \times [10,05 \times (72 - 13,30)^2]$$

$$I = 597859,0008 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ser} = \max (M_{sx} ; M_{sy})$$

$$M_{ser} = 58,73 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{10 \times 10^{-3}}{597859,0008 \times 10^{-8}} \times 13,30 \times 10^{-2} \right).$$

$$\sigma_{bc} = 0,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

VIII.4. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure est très importante dans le calcul d'un ouvrage en béton armé. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre étude, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées, ces dernière ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient, après on a passé aux semelles filantes mais les distances entre elles sont très petites, ce qui nous a orienté vers l'utilisation du radier nervuré.

Au niveau de l'infrastructure, le voile est calculer comme un plancher encastré au niveau du radier, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres

Conclusion générale :

En conclusion nous avons choisis le projet dénommé « Etude d'un bâtiment R+12 en béton armé » comme projet de fin d'études dans le but d'améliorer et de développer nos connaissances dans le domaine de technique d'ingénieur de génie civil.

L'étude sera basée sur les règles de calcul et de conception comme le règlement parasismique algérienne (RPA99 version 2003), le béton armé aux états limites (BAEL91 modifier 99) ces de dernières qui donnent des bonnes idées tel que la réflexion de conception sur le plan théorique et pratique ; l'utilisation d'outil informatique à l'aide des logiciels de modélisation ROBOT, l'Auto CAD pour dessiner les plans architecturales et de génie civil.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des sollicitations raisonnables et efficaces sur le terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus a notre département et servira pour les promotions à venir.

Références bibliographiques :

- Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; règles parasismiques algériens « RPA 99/ version 2003 ».
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; règles de conception et de calcul des structures en béton armé « CBA 93». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 : charge permanente et charge d'exploitation « BAEL91 ».

logiciels utilisee :

- AUTOCAD Structural Detailing 2016 pour le dessin.
- ROBOT STRUCUTAL ANALYSIS VERSION 2017
- MICROSOFT OFFICE 2021 : Traitement du texte et calcul

Les theses :

- NEZAI KHEIRA ET KHALDI IMANE, Etude d'un bâtiment (R+12) EN BETON ARME Université DR Moulay Taher saida,2022.
- BARMATI AICHA, Etude d'un Bâtiment (R+9) à usage d'habitation en béton armé.
- LITIM KADA, Etude d'une toure sous sol +RDC +10 étages en Béton Arme, université SAIDA DR Moulay Taher 2010

Annexe

Annex 1 :

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N 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	12.31	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	49.04	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	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
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	188.50
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	226.20
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

Annex 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu=0$		ELS $\nu=0,2$	
	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	0,594
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	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
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	0,7932
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	0,5358
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	0,9236
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	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

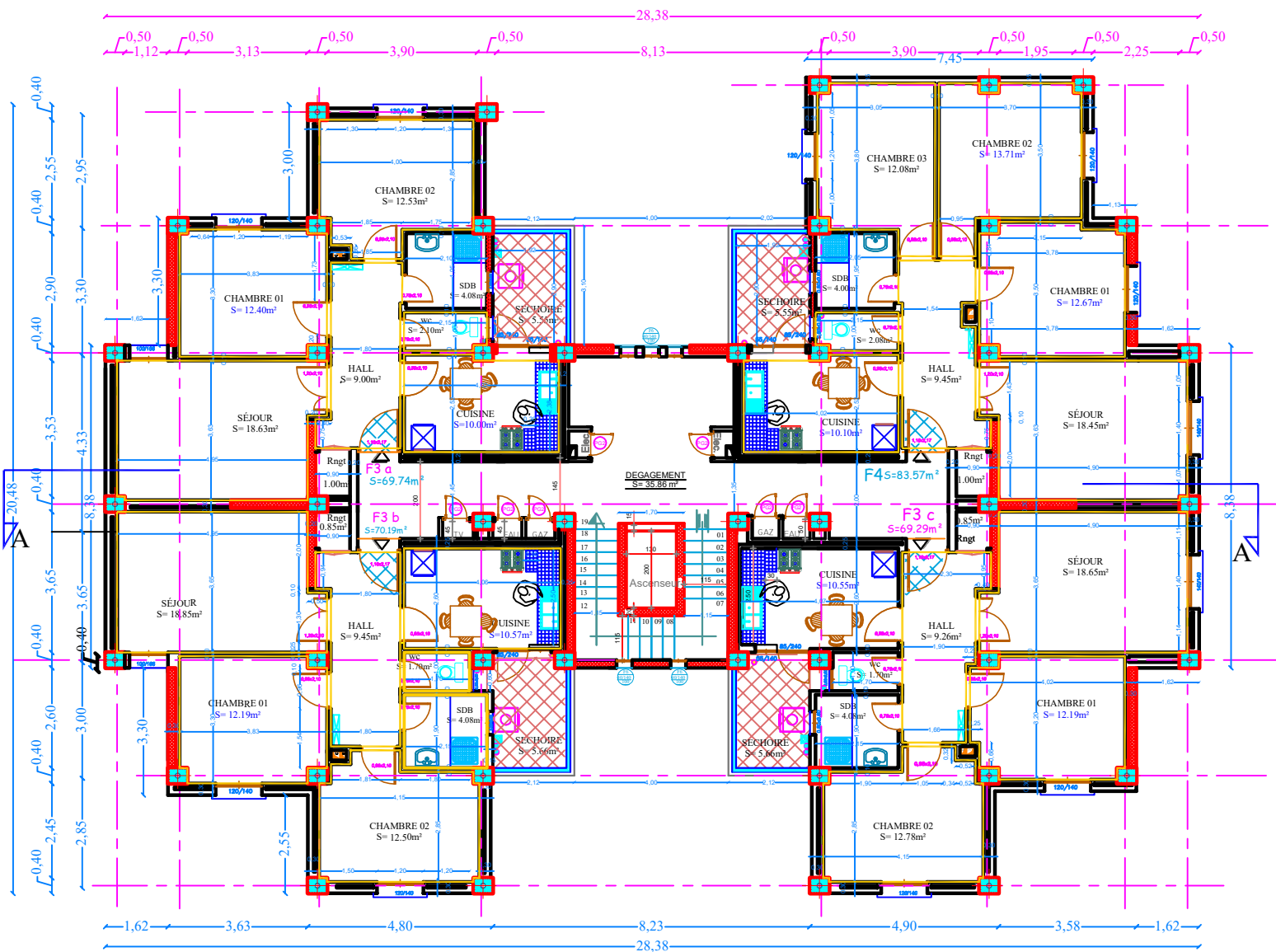
Annex 3 :

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension **$L_x \times L_y$ Avec $L_x < L_y$.**

$\frac{u/L_x}{v/L_y}$		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	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
Valeur de M_2	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	0.09	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	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Les Plans Architecturaux

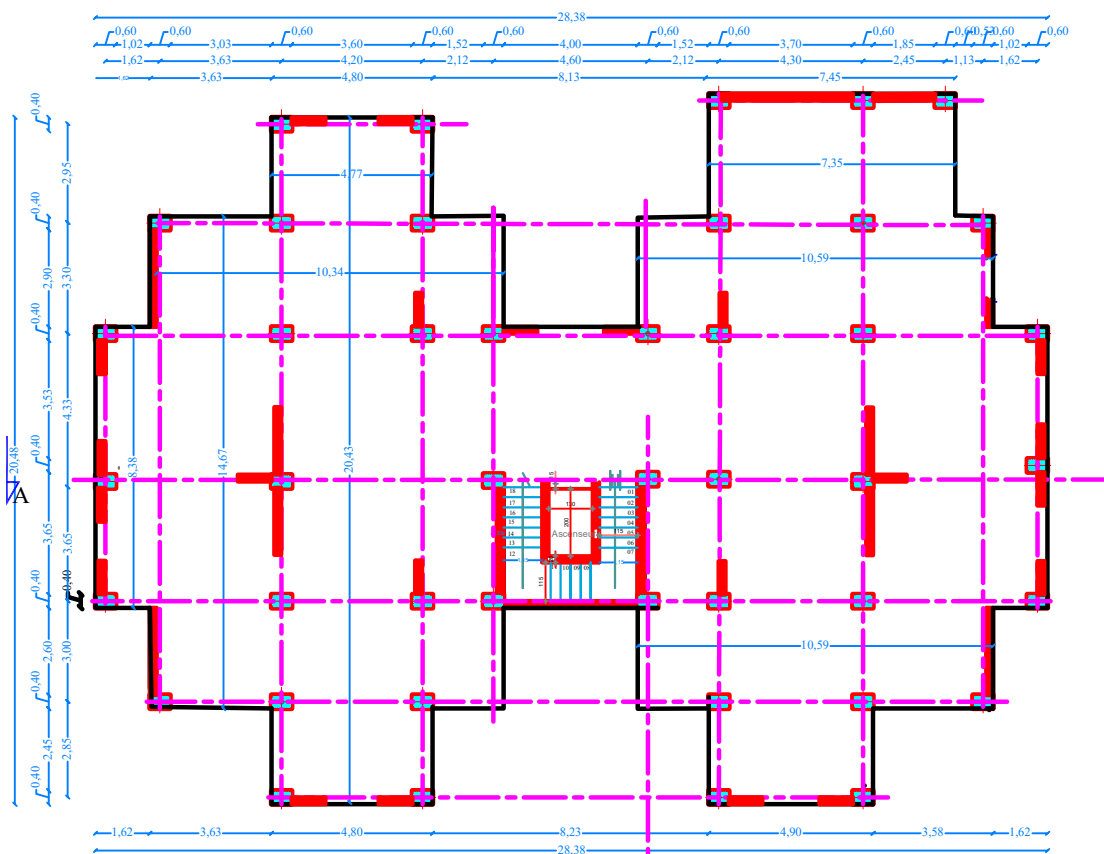


Plan Etage 6,7,8,9

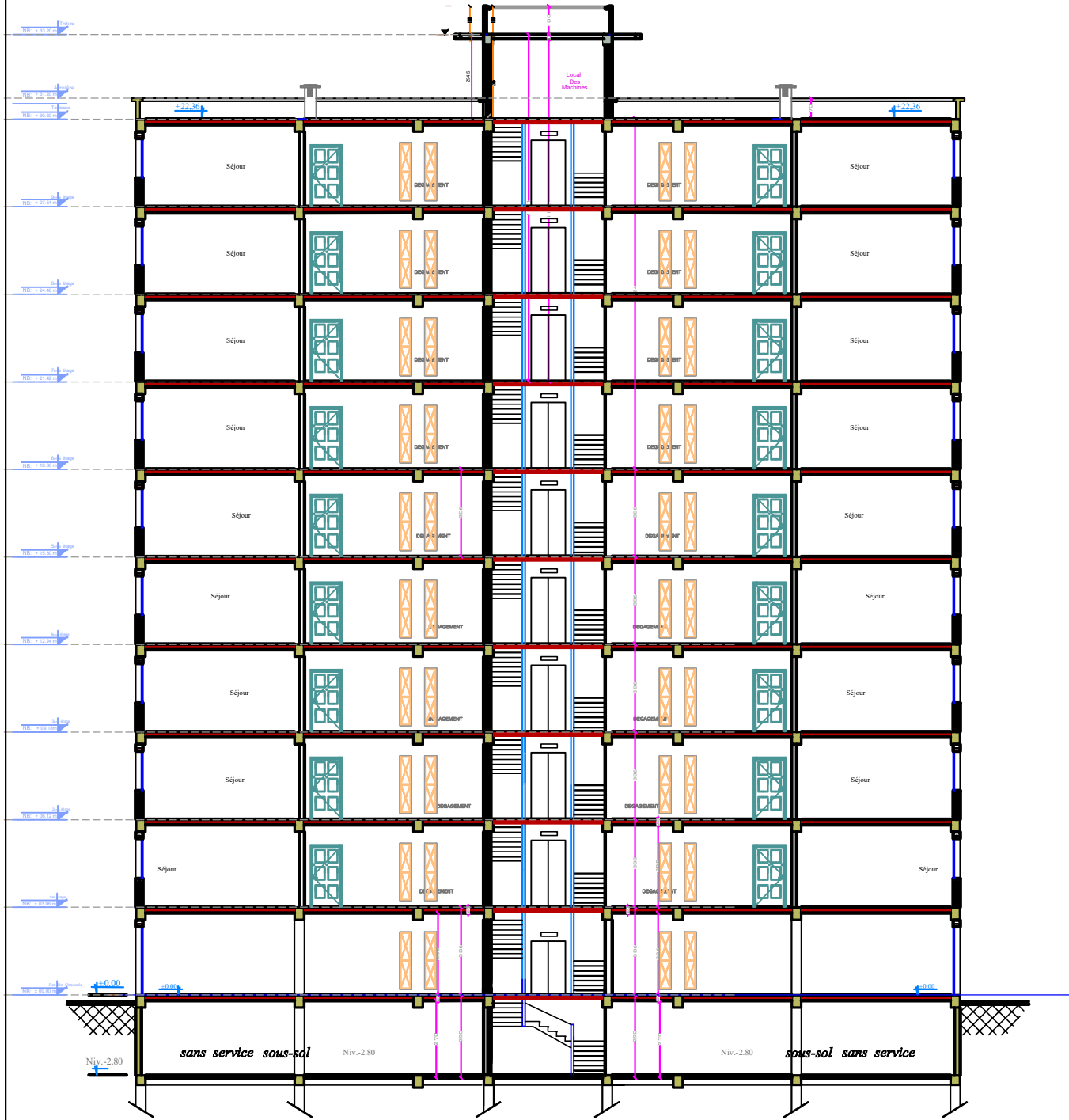




FACADE EST



Vue en Plan RDC



COUPE A-A