

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 des Sciences et de la Technologie

Département de génie civil et hydraulique

PROJET DE FIN DE CYCLE

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

Spécialité : Structures

« Mise en conformité avec le RPA 2024 d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en R+9 implanté à Saïda »

Présenté par :

BOUKHECHA MOHAMED ZAKARIA

Soutenu le 29 / 06 / 2025, devant le jury composé de :

Pr. SELLAF Hamid		Président
Pr. YEGHNEM Redha		Encadreur
Pr.KACI Abdelhakim		Examineur

Année universitaire 2024/2025

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

✓ *A mes parents qui m'ont soutenus et encouragés durant ces années d'études.
Qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.*

✓ *A mes frères , sœurs et Ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion
lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement supporté et encouragé
tout au long de mon parcours.*

✓ *A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.*

✓ *A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé et spécialement mon cher ami Abdelhak,
et à qui je souhaite plus de succès.*

A tous ceux que j'aime

Boukhecha.M.Zakaria

Remerciements

Louange à Dieu, avant tout, pour sa guidance et sa facilitation.

J'adresse mes sincères remerciements et ma gratitude à mes chers parents, qui m'ont soutenu et encouragé à chaque étape de ma vie. Grâce à leurs prières et à leurs encouragements, j'ai pu aller de l'avant.

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude et ma reconnaissance à mon directeur de thèse, le professeur Yeghnem Redha, pour avoir accepté de me superviser et pour ses conseils, son expertise. Il mérite toute ma gratitude et ma reconnaissance.

Je tiens également à remercier tout particulièrement le professeur Bennoun Mohammed et tous les professeurs de la faculté.

Nous remercions les membres du jury qui nous ont fait l'honneur de présider et d'évaluer ce modeste travail.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements à tous ceux qui nous ont aidés, de près ou de loin, à mener à bien ce projet de fin d'études.

Boukhecha.M.Zakaria

ملخص :

هذا العمل عبارة عن مذكرة حسابية في الهندسة المدنية لمنشئ من الخرسانة المسلحة ، [طابق ارضي + تسع طوابق علوية] ذات استخدام سكني ، الواقعة في ولاية سعيدة ، المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I ، ذات نشاط زلزالي ضعيف حسب القواعد الجزائرية الزلزالية المضادة للزلازل [RPA99V2003].

الغرض من هذا الحساب هو تحديد السلوك الثابت و الديناميكي للمبنى فيما يتعلق بالاحمال العمودية و الافقية ، و حساب اقسام التعزيز للعناصر الهيكلية [الارضية ، و الاعمدة ، و العوارض ، و الجدران] و غير الهيكلية [الشرفات ، السلالم ، و الحاجز و المصعد] وفقا للوائح الحساب المعمول بها :

BAEL 91 modifié 99 , CBA , DTR B.C.2.2 et RPA 99V2003

و يهدف هذا العمل ايضا الى الامتثال للوائح الزلزالية الجديدة [RPA2024] و مقارنتها مع متطلبات لوائح الزلزالية القديمة

الكلمات المفتاحية : منشئ ، خرسانة مسلحة ، RPA 99V2003, 2019 ROBOT ، RPA 2024 ، قواعد الحساب ، تسليح

Résumé :

Le présent projet est une note de calcul en génie civil d'un bâtiment en béton armé (R+9) à usage d'habitation, implanté à la wilaya de Saïda, classé en zone I, à faible sismicité, selon le règlement parasismique algérienne (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.

Ce travail vise également à se conformer à la nouvelle réglementation parasismique algérienne (RPA 2024) et à en comparer les exigences avec celles des anciennes réglementations parasismiques.

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 : Bâtiment, Béton armé, Robot 2019, RPA 99 version 2003, RPA 2024, Règles de calcul, Ferrailage.

Abstract:

This project is a civil engineering calculation note for a reinforced concrete building (R+9) for residential use, located in the province of Saïda, classified in Zone I, with low seismicity, according to the Algerian seismic regulations (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 structural and non-structural elements by applying the current design regulations: BAEL 91 amended 99, CBA, DTR B.C.2.2, and RPA 99 version 2003.

This work also aims to comply with the new Algerian seismic regulations (RPA 2024) and to compare their requirements with those of the previous seismic regulations.

The various results obtained are translated into execution plans: formwork plans, reinforcement plans, and cross-sections, necessary for the smooth running of construction work.

Keywords: Building, Reinforced concrete, Robot 2019, RPA 99 version 2003, RPA2024, Design rules, Reinforcement.

Table des matières

Chapitre I : Historique des constructions avant les règles parasismiques en Algérie.

I .1 Introduction :	1
I .2. Contexte historique de la construction traditionnelle en Algérie.....	1
I .3. Styles de construction pendant la période coloniale (1830–1962)	1
I .4. Constructions en Algérie après l'indépendance (1962–1988)	1
I .5. Historique de la sismicité en Algérie :	2
I .6. Grands séismes et leurs effets sur les bâtiments avant 1988	2
I .7. Caractéristiques des bâtiments traditionnels et vulnérables face aux séismes.....	3
I .8. Absence de règlements parasismiques et son impact sur l'urbanisme	3
I .9. Conclusion	4
II.1. Introduction.....	6
II.2. Paramètres sismiques.....	7
II.2.1. classification des zones sismiques	7
II.2.2 Accélération sismique.....	7
II.2.3. Coefficient de site (S)	8
II.2.4. Coefficient d'importance (I)	8
II.3. Facteur de qualité (Q_t)	9
II.4. Coefficient de comportement (R)	9
II.5. Données de spectre de réponse	11
II.6. Combinaison d'actions sismiques.....	12
II.6. 1. Combinaison de l'action sismique	12
II.6.2. Combinaisons d'actions des fondations RPA2024.....	13
II.7. Vérification de l'effort tranchant à la base	13
II.8. Vérification des déplacements relatifs sismiques :	14
II.9. Vérification de l'effort normal réduit :	14
II.9.1. Vérifications spécifiques	14
II.10. Coefficients partiels de sécurité	15
II.11. Infrastructures et Fondations	15
II.11.1 Classification des sites	15
II.11.2. Solidarisation des points d'appui.....	16
II.11.3. Vérification de la capacité portante	17
II.12. Critères de ferrailage	18
II.13. Conclusion	22
III.1. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	24
III.1.1. Introduction :	24

III.I.2.Présentation de projet :	24
III.I.3.Caractéristiques géotechniques du sol :	24
III.I.4. Eléments de la construction :	24
III.I.5. Description structurale :	25
III.I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	26
III .I .6.1.Béton :	26
III.I.6.2.Déformations et contraintes de calcul :	28
III.I.6.2.1.Déformations :	28
III.I.6.2.2. Contraintes :	29
III.I.6.3.Aciers :	30
III.I.6.3.1. Types d'aciers :	30
III.I.6.3.2. Calcul de la contrainte d'acier à ELU :	31
III.I.7. Règlements de calcul :	32
III.I.8. Logiciels :	32
III.I.9.Conclusion :	32
III .II. Pré dimensionnement des éléments structuraux	33
III.II.1.Introduction :	33
III.II.2. Pré-dimensionnement du plancher :	33
III.II.2.1.Plancher à corps creux :	33
III.II.2.1.1.Dimension du plancher à corps creux [CBA93 Art B.6.8.4.2.4] :	33
III.II.2.1.2.Condition d'isolation thermique :	34
III.II.2.1.3.Dimensions des poutrelles [selon B.A.E.L.83]	34
III.II.3. Descente des charges :	35
III.II.3.1.Plancher terrasse inaccessible.	35
III.II.3.2. Plancher étage courant :	36
III.II.3.3. Murs extérieurs (double cloison) :	37
III.II.3.4. Murs intérieurs (simple cloison) :	37
III.II.4. Pré-dimensionnement des poutres :	38
III.II.4.1.Poutres principales :	38
III.II.4.2.Poutres secondaires :	39
III.II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :	39
III.II.5.1. Procédure de pré-dimensionnement :	40
III.II.5.2.Hypothèses de calcul :	40
III.II.5.3.Calcul section de poteau :	41
III.II.5.3.1.Calcul de la surface afférente :	41
III.II.5.3.2.Calcul du poids G revenant à tous les étages :	42

III.II.5.3.3.Vérification Selon le [RPA 99 v.2003] :	48
III.II.5.3.4.Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99] :	48
III.II.5.3.5.Vérification au flambement :	49
III.II.6. Pré-dimensionnement des voiles :	51
III.II.6.1.Voiles de contreventement :	51
III.II.7.Conclusion :	52
III. III. Etudes des planchers	53
III.III.1.Introduction :	53
III.III.2. Calcul du plancher à corps creux	53
d.1) Choix de la méthode utilisée :	55
d.2) Rappels sur les Méthode de calcul :	56
d.2.1) Caquot :	56
d.2.2) Forfaitaire :	57
d.3) Calcul du plancher terrasse inaccessible :	59
d.3.1)Type de poutrelle (1) méthode de Caquot :	59
d.3.2) Calcul du plancher étage courant à ELU :	63
d.3.2.1) Type de poutrelle (1) méthode de Caquot :	63
d.3.3)Calcul du ferrailage type poutrelle (1) pour terrasse inaccessible :	67
d.3.4) Calcul des armatures transversales :	70
d.3.5) Section et écartement :	70
d.3.6) Vérification de la flèche à ELS [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2].....	70
III.III.3.Conclusion :	76
III. IV. Etude des éléments secondaires	77
III.IV.1.Etude de l'acrotère :	77
III.IV.1.1.Introduction :	77
III.IV.1.2.Evaluation des charges :	78
III.IV.1.2.1. Poids propre:	78
III.IV.1.2.2. Force horizontale :	78
III.IV.1.3.Calcul des sollicitations :	78
III.IV.1.4.Calcul de l'excentricité :	78
III.IV.1.5.Calcul du moment fictif :	79
III.IV.1.6.Détermination de ferrailage :	79
III.IV.1.6.1.Les armatures longitudinales :	79
III.IV.1.6.2.Condition de non fragilité d'après de (BAEL 91 art A.8.1, 21) :	79
III.IV.1.6.3. Armatures de répartition :	80
III.IV.1.7.Vérification de l'effort tranchant :	80

III.IV.1.8.Vérification au séisme :	80
III.IV.2.Etude des escaliers :	81
III.IV.2.1. Description:	81
III.IV.2.2. Type des escaliers :	82
III.IV.2.3. Pré dimensionnement des volées1et3 :	83
III.IV.2.3.1.Calcul les sollicitations pour les volées 1 et 3 :	85
III.IV.2.3.2.Calcul du ferrailage pour les volées 1 et 3 :	87
III.IV.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant :	88
III.IV.2.4. Pré dimensionnement de la volée2 :	89
III. IV.2.4.1 Calcul des sollicitations pour la volée 2 :	91
III.IV.2.4.2. Calcul du ferrailage pour la volée 2 :	93
III.IV.2.5. Etude de la poutre palière :	94
III.IV.2.5.1.Calcul les sollicitations de la poutre palière :	95
III.IV.2.5.2.Calcul du ferrailage de la poutre palière d'après le BAEL:	95
III.IV.2.5.3.Vérification à ELS :	95
III.IV.2.5.4.Vérification de l'effort tranchant :	96
III.IV.2.5.5.Calcul des armatures transversales :	96
III.IV.3.Etude de l'Ascenseur :	98
III.IV.3.1.Descente des charges :	99
III.IV.3.1.1.Surcharge d'exploitation :	99
III.IV.3.1.2. Charges permanentes :	100
III.IV.3.1.3.Combinaisons fondamentales :	102
III.IV.3.2.Étude de la dalle d'ascenseur (dalle machine) :	102
III.IV.3.2.1.Vérification de poinçonnement :	102
III.IV.3.2.2.Calcul des sollicitations :	103
III.IV.3.2.3.Calcul des moments dus aux charges concentrées:	104
III.IV.3.2.4. Moments dus aux charges à l'ELU :	107
III.IV.3.2.5. Moments dus aux charges à l'ELS :	107
III.IV.3.3.Etude de la dalle sous la charge répartie :	107
III.IV.3.3.1.Calcul des sollicitations :	107
III.IV.3.3.2.Vérification des contraintes de cisaillement :	109
III.IV.3.3.3.Vérification de la flèche selon [C.B.A.93 / B.7.5] :	109
III.IV.4.Conclusion :	109
III. V. Etude dynamique et sismique	110
III.V.1.Introduction :	110
III.V.2.Choix de la méthode de calcul :	110

III.V.2.1. Méthode statique équivalente :	110
III.V.2.2. La méthode modale spectrale :	110
III.V.3. Combinaisons :	111
III.V.3.1. Combinaisons d'actions accidentelles :	111
III.V.3.2. Combinaisons fondamentales :	111
III.V.4. Calcul la force sismique totale par la méthode statique équivalente :	111
III.V.4.1. Effort tranchant statique selon [RPA99 mod2003 art 4.2.3]	111
III.V.4.2. Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:	111
III.V.4.3. Calcul de la force sismique :	113
III.V.5. Calcul La méthode modale spectrale :	113
III.V.6. Vérification des résultats	117
III.V.6.1. Vérification des résultats des forces sismiques [RPA99 mod2003 art 4.3.6.]	119
III.V.6.2. Vérification de la période [RPA99 mod2003 art 4.2.4.4] :	119
III.V.6.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de l'étage [le RPA99 mod2003 (art 5.10)]	120
III.V.6.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) [RPA99 mod2003 art 5.9] :	122
III.V.6.5. Vérification au renversement [RPA99 mod2003 art 4.4.1] :	124
III.V.6.6. Vérification de l'effort normal réduit [RPA99 mod2003 art 7.4.3.1] :	126
III.V.6.7. Vérification de l'interaction voiles-portiques [RPA art 3.4.4.b] :	127
III.V.6.8. Récapitulatif des sections adoptées pour les éléments structuraux:	128
III.V.7. Conclusion :	129
III.VI. ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :	130
III.VI.1. Introduction :	130
III.VI.2. Hypothèses :	130
III.VI.3. Etude des portiques :	130
III.VI.3.1. Ferrailage des poutres :	131
III.VI.3.1.1. Exemple de calcul pour les poutres principales (30 × 50)cm ² :	132
III.VI.3.1.2. Section d'armature imposée par le [BAEL91 art A.4.2.1] :	133
III.VI.3.1.3. Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99 mod2003 art.7.5.2.1]:	133
III.VI.3.1.4. Vérification à ELS :	133
III.VI.3.1.5. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant:	133
III.VI.3.1.6. Diamètre des armatures transversales d'après [BAEL91 r99 /art-A.7.1.2.2] :	134
III.VI.3.1.7. L'espacement des armatures transversales [B.A.E. L91 (A.5.1, 2.3.2)]:	134
III.VI.3.1.8. Vérification de l'espacement : poutres principales et secondaires:	135
III.VI.3.1.10. Calcul de la section d'armatures transversales imposée [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2] :	136
III.VI.3.1.11. Longueur minimale de recouvrement :	136

III.VI.3.1.12. Ancrage des armatures tendues :.....	136
III.VI.3.1.13. Longueur de scellement droit :.....	136
III.VI.3.2. Ferrailage des poteaux :	138
III.VI.3.2.1. Section d'armatures longitudinales imposée par le [RPA99 mod2003 art.7.4.2.1]	138
III.VI.3.2.2. Section d'armatures transversales imposée par le [RPA99 mod2003 art.7.4.2.2] :.....	138
III.VI.3.2.3. Quantité d'armatures transversales minimale $A_{tt} \times b_1$ en % donnée comme suit :...	139
III.VI.3.2.4. Détermination de la zone nodale :.....	139
III.VI.3.2.5. Exemple de calcul poteau RDC (50×50)cm ² à ELU:	140
III.VI.3.2.6. Calcul de la section d'armatures longitudinales imposée par le [RPA99 mod2003] art.7.4.2.1 :	142
III.VI.3.2.7. Calcul de la section d'armatures longitudinales imposée par le [BEAL91 art A.8.1, 21] :	142
III.VI.3.2.8. Vérification de l'effort tranchant :	142
III.VI.3.2.9. Quantité d'armatures transversales minimale $A_{tt} \times b_1$ en % donnée comme suit :..	143
III.VI.3.2.10. Section d'armatures transversales :	143
III.VI.3.2.11. Longueur minimale de recouvrement :	143
III.VI.4. Voiles de contreventement :	145
III.VI.4.1. Etude des voiles:	146
III.VI.4.1.1. Exemple de calcul à ELU : sens vertical.....	146
III.VI.4.1.2. Exemple de calcul dans le cas accidentelle G+Q+1.2E : sens horizontal	148
III.VI.4.1.3. Section d'armatures imposée par le [RPA99 mod2003]:.....	149
III.VI.4.1.4. Section d'armatures imposée par le [BEAL91] :	149
III.VI.4.1.5. Calcul du ferrailage du linteau pour les voiles avec ouvertures	151
III.VI.5. Conclusion:	153
III. VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	154
III.VII.1. Introduction :	154
III.VII.2. Calcul des fondations :	154
III.VII.2.1. Choix du type de fondation :	154
III.VII.2.2. Calcul des semelles isolées:	154
III.VII.2.3. Calcul du radier nervuré :	156
III.VII.2.3.1. Calcul du radier :	163
III.VII.2.3.1.1. Calcul des sollicitations du radier à ELU :	163
III.VII.2.3.1.2. Calcul du ferrailage de radier selon le x_x :	164
III.VII.2.3.1.3. Vérification de l'effort tranchant selon les deux sens:	166
III.VII.2.3.1.4. Vérification du radier à ELS :	166
III.VII.2.3.2. Calcul de nervure à ELU :	168
III.VII.2.3.2.1. Calcul des sollicitations de la nervure à ELU :	168

III.VII.2.3.2.2.Calcul du ferrailage la nervure :	169
III.VII.2.3.2.3.Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99mod2003 art.7.5.2.1]:	169
III.VII.2.3.2.4.Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1] :	169
III.VII.2.3.2.5.Armature transversales d'après [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2] :	170
III.VII.2.3.2.6.Armatures transversales imposées par [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2] :	170
III.VII.2.3.2.7.Longueur minimale de recouvrement :	170
III.VII.2.3.2.8.Ancrage des armatures tendues :	170
III.VII.2.3.2.9.Vérification à l'ELS :	171
III.VII.2.4. Calcul du débord :	172
III.VII.2.4.1. Calcul des sollicitations :	172
III.VII.2.4.2. Calcul le ferrailage à ELU :	172
III.VII.2.4.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1]	173
III.VII.2.4.4. Vérification de l'effort tranchant :	173
III.VII.2.4.5.Vérification à l'ELS :	173
III.VII.3.Conclusion :	174
IV. Etude dynamique du bâtiment étudié selon le nouveau RPA 2024	176
IV.1. Introduction	176
IV.2. Choix de la méthode de calcul :	176
IV.2.1. Méthode statique équivalente	176
IV.3. Evaluation des charges dynamiques :	176
IV.3.1 _Classification de la zone sismique :	176
IV.3.2 _ Classification de site	177
IV.3.3 _Action sismique:	177
IV.3.4 _ Classification du bâtiment selon son importance	177
IV.3.5.Classification Du système de contreventement	177
IV.3.6.Coefficient de comportement globale de la structure	178
IV.3.7.Facteur de qualité:	178
IV.4.Vérification des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis	179
IV.4.1Résultats et observations :	179
IV.4.2.Résultats des forces sismiques de calcul	181
IV.3.Justification de la sécurité :	182
IV.3.1. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages	182
IV.3.2. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	185
IV.3.3. Vérification au renversement	188
IV.4.Conclusion :	190
CONCLUSION	191

GÉNÉRALE.....	191
---------------	-----

Liste des tableaux

Tableau I. 1 Principaux Séismes connus en Algérie.....	2
Tableau II. 1 Classification des zones sismiques RPA99 v2003 et RPA2024	7
Tableau II. 2 Zones sismiques et accélération	8
Tableau II. 3 Coefficient de site (S).....	8
Tableau II. 4 Coefficient d'importance (I)	8
Tableau II. 5 Facteur de qualité (Qf)	9
Tableau II. 6 Coefficient de comportement (R).....	10
Tableau II. 7 Coefficient de comportement RPA99V2003 et RPA2024.....	11
Tableau II. 8 Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance (en l'absence d'effet topographique lorsque $S_T = 1$).....	12
Tableau II. 9 valeur du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i	13
Tableau II. 10 Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	14
Tableau II. 11 Classification des sites RPA99V2003.....	16
Tableau II. 12 Classification des sites RPA2024.....	16
Tableau II. 13 Coefficient α	17
Tableau III .I. 1 Dimensions en plan.	24
Tableau III.I. 2 Dimensions en élévation.	24
Tableau III .I. 3 Résistances du béton à la compression.	27
Tableau III .I. 4 Résistances du béton à la traction.	27
Tableau III .I. 5 Vérification des contraintes en fonctions des fissures à ELS.	31
Tableau III .I. 6 Résistances caractéristiques du béton (à 28 jours en MPa).....	32
Tableau III .I. 7 Résistance caractéristique à 28 jours MPa du béton.	32
Tableau III .I. 8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites	32
Tableau III .II. 1 Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.....	35
Tableau III .II. 2 Descente des charges du plancher terrasse accessible.....	36
Tableau III .II. 3 Descente des charges du plancher étage courant.....	36
Tableau III .II. 4 Descente des charges du plancher RDC.....	37
Tableau III .II. 5 Descente des charges du Mur extérieur.....	37
Tableau III .II. 6 Descente des charges du Mur intérieur.....	38
Tableau III .II. 7 Pré dimensionnement des poutres.	39
Tableau III .II. 8 Loi de dégression selon [DRTBC22 ART 6].	40
Tableau III .II. 9 Calcul des surcharges d'exploitation revenant au poteau du centre.	48
Tableau III .II. 10 Dimensionnement de poteau.....	48
Tableau III .II. 11 Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99].....	49
Tableau III .II. 12 Vérification au flambement.	50
Tableau III .II. 13 Choix des sections des poteaux.	50
Tableau III.III. 1 Condition de la méthode forfaitaire.	55
Tableau III .III. 2 Choix de la méthode utilisée.....	55
Tableau III .III. 3 Evaluation des charges du plancher à corps creux.....	58

Tableau III.III. 4	Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher terrasse à ELU.....	61
Tableau III .III. 5	Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher T- à ELS.....	62
Tableau III .III. 6	Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher étage courant à ELU.	65
Tableau III .III. 7	Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour étage courant à ELS.....	66
Tableau III .III. 8	Les moments fléchissant et les efforts tranchants maximales.....	67
Tableau III .III. 9	Vérification à ELS type poutrelle 1.	75
Tableau III .III. 10	Résumé pour type poutrelle 1.	75
Tableau III. IV. 1	Descente des charges de la volée :	84
Tableau III. IV. 2	Descente des charges du Palier.	85
Tableau III. IV. 3	Récapitulatif des sollicitations des volées 1 et 3.	87
Tableau III. IV. 4	Vérification des contraintes des volées 1 et 2 à ELS.	89
Tableau III. IV. 5	Calcul des sections d'armatures des volées 1 et 2.....	89
Tableau III. IV. 6	Récapitulatif des sollicitations de la volée 2.	93
Tableau III. IV. 7	Calcul des sections d'armatures pour la poutre palière.....	95
Tableau III. IV. 8	Vérification des contraintes de la poutre palière à ELS.	96
Tableau III. IV. 9	Caractéristiques des câbles.....	102
Tableau III. IV. 10	Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées	106
Tableau III. IV. 11	Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées	107
Tableau III. IV. 12	Résumé de calcul de la dalle machine (sens x_x).	108
Tableau III. IV. 13	Résumé de calcul de la dalle machine (sens y_y).	109
Tableau III. IV. 14	Vérification des contraintes de la dalle machine selon x_x à l'ELS.	109
Tableau III. IV. 15	Vérification des contraintes de la dalle machine selon y_y à l'ELS.	109
Tableau III. V. 1	Valeurs des pénalités P_q [RPA99 mod2003 tab 4.4].....	113
Tableau III. V. 2	Périodes et taux de participation massique de la structure.	117
Tableau III. V. 3	Vérification de l'effort tranchant à la base.	119
Tableau III. V. 4	Vérification des déplacements de l'étage selon sens x_x :	120
Tableau III. V. 5	Vérification des déplacements de l'étage selon sens y_y :	121
Tableau III. V. 6	Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens x_x.....	122
Tableau III. V. 7	Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens y_y.....	123
Tableau III. V. 8	Vérification au renversement selon le sens x_x :	124
Tableau III. V. 9	Vérification au renversement selon le sens y_y :	125
Tableau III. V. 10	Vérification de l'effort normal réduit sous la combinaison G+Q.	126
Tableau III. V. 11	Vérification de l'interaction voiles-portiques.	127
Tableau III. V. 12	Dimensions finales des éléments porteurs verticaux (poteaux).....	128
Tableau III. V. 13	Dimensions finales pour les éléments porteurs horizontaux (poutres).	128
Tableau III.VI. 1	Evaluation des sollicitations pour les poutres.	132
Tableau III.VI. 2	Récapitulatif du ferrailage des poutres :	134
Tableau III.VI. 3	Sollicitations pour les différentes sections des poteaux.	140
Tableau III.VI. 4	Récapitulation de calcul des armatures longitudinales de poteau	142
Tableau III.VI. 5	Récapitulatif de calcul des armatures transversales des poteaux.	143
Tableau III.VI. 6	Sollicitations des voiles.....	145

Tableau III. VII. 1 Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens x_x .	165
Tableau III. VII. 2 Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens y_y .	166
Tableau III. VII. 3 Récapitulatif du ferrailage des nervures.	170
Tableau IV 1 Zone sismique de ce bâtiment.....	176
Tableau IV 2 Coefficient d'accélération A	177
Tableau IV 3 Valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de types2.....	177
Tableau IV 4 Valeurs du coefficient d'importance I	177
Tableau IV 5 La résistance à l'effort tranchant des voiles a la base du bâtiment.	177
Tableau IV 6 Valeur du coefficient de comportement R.	178
Tableau IV 7 Valeurs des pondération P_q	178
Tableau IV 8 Périodes et taux de participation massique de la structure.	179
Tableau IV 9 Valeur de la période T_0 pour calcul l'effort tranchant à la base V.	181
Tableau IV 10 Résultante des forces sismiques de calcul.	182
Tableau IV 11 Vérification des déplacements de l'étage selon sens x_x :.....	183
Tableau IV 12 Vérification des déplacements de l'étage selon sens y_y	184
Tableau IV 13 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x_x	186
Tableau IV 14 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y_y	187
Tableau IV 15 Vérification au renversement selon le sens x_x :	188
Tableau IV 16 Vérification au renversement selon le sens y_y :	189

Liste des figures et illustrations

Figure I. 1 Construction en argile	1
Figure I. 2 Séisme d'El Asnam en 10 octobre 1980	3
Figure II. 1 Zonage sismique de l'Algérie	7
Figure II. 2 Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant.....	21
Figure II. 3 Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte	21
Figure II. 4 Epaisseur minimale des éléments de rive confinés.....	22
Figure III.I. 1 Plancher en corps creux.	25
Figure III .I. 2 Plancher en dalle pleine.	25
Figure III .I. 3 Différents types de briques.	26
Figure III .I. 4 Mélange du béton.....	27
Figure III .I. 5 Diagramme des déformations et contraintes du béton.....	29
Figure III.I. 6 Diagramme parabole-rectangle du béton à l'ELU.	30
Figure III .I. 7 Différents types d'acier (H.A ; R.L).	30
Figure III .I. 8 Diagramme des contraintes et déformations d'acier.....	31
Figure III .II. 1 Dimensions du plancher à corps creux.....	34
Figure III .II. 2 Dimensions des poutrelles.....	35
Figure III .II. 3 Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	35
Figure III .II. 4 Coupe transversale d'un plancher étage courant.	36
Figure III .II. 5 Murs extérieurs (double cloison).....	37
Figure III .II. 6 Murs intérieurs (simple cloison).	37
Figure III .II. 7 Poutre en béton armé coulé en place.	38
Figure III .II. 8 Surface afférente.....	41
Figure III .II.9 Différents cas des voiles.....	51
Figure III .II. 10 Voile en béton armé coulé en place.....	52
Figure III .III. 1 Dimensionnement des poutrelles type (1).	53
Figure III .III. 2 Schéma statique poutrelle (1) étage courant et terrasse inaccessible.	54
Figure III .III. 3 Schéma statique poutrelle (2) étage courant et terrasse inaccessible.	54
Figure III .III. 4 Schéma statique poutrelle (3) étage courant et terrasse inaccessible.	54
Figure III .III. 5 Schéma statique du type de poutrelle (1).....	59
Figure III .III. 6 Diagramme des moments fléchissant pour plancher T-	61
Figure III .III. 7 Diagramme des efforts tranchants pour plancher T- pour type (1) à ELU.....	62
Figure III .III. 8 Diagramme des moments fléchissant pour plancher T-	62
Figure III .III. 9 Diagramme des efforts tranchants pour plancher T- pour type (1) à ELS.....	63
Figure III .III. 10 Diagramme des moments fléchissant pour plancher	66
Figure III .III. 11 Diagramme des efforts tranchants pour plancher - étage courant à ELU.....	66
Figure III .III. 12 Diagramme des moments fléchissant pour plancher T.....	67
Figure III.III. 13 Diagramme des efforts tranchants pour plancher T- étage courant à ELS.	67
Figure III .III. 14 Ferrailage des poutrelles.....	76
Figure III. IV. 1 Dimensions de l'acrotère.	77
Figure III. IV. 3 Schéma de l'excentricité.	79
Figure III. IV. 4 Ferrailage de l'acrotère	80
Figure III. IV. 5 Escalier en béton armé.....	81
Figure III. IV. 6 Schéma d'un escalier.	81
Figure III. IV. 7 Escalier de 3 volées.....	82
Figure III. IV. 8 Dimensions de l'escalier.....	82
Figure III. IV. 9 Schémas statiques des volées 1 et 3.....	83

Figure III. IV. 10	Schéma statique du calcul des volées 1et 3.	85
Figure III. IV. 11	Diagramme des efforts tranchants des volées 1 et 3.	86
Figure III. IV. 12	Diagramme des moments fléchissant des volées 1 et 3.	87
Figure III. IV. 13	Schéma statique de la volée 2	89
Figure III. IV. 14	Schéma statique du calcul de la volée 2.	91
Figure III. IV. 15	Diagramme des efforts tranchants de la volée 2.	92
Figure III. IV. 16	Diagramme des moments fléchissants de la volée 2.....	92
Figure III. IV. 17	Schéma statique de la poutre palière.....	94
Figure III. IV. 18	Schéma du ferrailage de la volée.	97
Figure III. IV. 19	Ascenseur électrique.	98
Figure III. IV. 20	Caractéristiques géométriques de l'ascenseur.	99
Figure III. IV. 21	Abaque de détermination de suspente.	101
Figure III. IV. 22	Schéma de la surface d'impact.	103
Figure III. IV. 23	Schéma de calcul de la dalle pleine d'ascenseur.	104
Figure III. IV. 24	Schémas de chargement des panneaux.	105
Figure III. IV. 25	Schéma de la dalle soumise à une charge répartie.....	106
Figure III. V. 1	Représentation graphique du spectre de réponse.....	114
Figure III. V. 2	Représentation de modélisation par logiciel Robot Structural en 3D.	114
Figure III. V. 3	Structure n° 1 sans voiles « $T=0.85S$; $W=3910.65T$ ».	115
Figure III. V. 4	Disposition n° 2 des voiles « $T=0.65S$; $W=4847.86T$ ».	115
Figure III. V. 5	Disposition n° 3 des voiles « $T=0.58S$; $W=5164.07T$ ».	116
Figure III. V. 6	Disposition n° 4 des voiles « $T=0.57S$; $W=5304.14T$ ».	116
Figure III. V. 7	Mode de translation selon y (1er mode).	118
Figure III. V. 8	Mode de translation selon x (2eme mode).	118
Figure III. V. 9	Mode de rotation selon z (3eme mode).	118
Figure III.VI. 1	Ferrailage des poutres principales (30×50).....	137
Figure III.VI. 2	Ferrailage des poutres secondaires (30×45).....	137
Figure III.VI. 3	Direction des moments et effort normal dans un poteau.	138
Figure III.VI. 4	Zone nodale.....	140
Figure III.VI. 5	Ferrailage des différents poteaux.	144
Figure III.VI. 6	Ferrailage du voile verticale.	150
Figure III.VI. 7	Ferrailage du voile horizontale.	150
Figure III.VI. 8	Ferrailage du linteau.	152
Figure III. VII. 1	Schéma d'une semelle isolée.....	154
Figure III. VII. 2	Schéma d'un radier général.	156
Figure III. VII. 3	Nervure	157
Figure III. VII. 4	Contraintes des sols d'après le robot structurel 2019.....	162
Figure III. VII. 5	Panneau le plus sollicité de radier.	163
Figure III. VII. 6	Ferrailage du radier	168
Figure III. VII. 7	Nervure sur la dalle de radier.	168
Figure III. VII. 8	Ferrailage des nervures.....	172
Figure III. VII. 9	Schéma statique du débord.....	172
Figure IV 1	Représentation graphique du spectre de réponse sens x.....	180
Figure IV 2	Représentation graphique du spectre de réponse sens y.....	180

Liste des abréviations

RDC : Rez –de- chaussée.

RPA : Règles parasismiques Algériennes.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

H.A : haute adhérence.

R.L : rond lisse.

BAEL : béton armé aux états limites.

CBA : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

DTR : document technique réglementaire.

B.A : béton armé.

NF : norme française.

BTP : bâtiment et travaux publics.

Liste des notations

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- P : Force concentrée.
- F : Flèche.
- $\bar{F}$: Flèche admissible.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- W : Poids total de la structure.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.

- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
- I : Moment d'inertie.
- F_i : Flèche due aux charges instantanées.
- F_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
- E : effort de séisme.

INTRODUCTION GENERALE

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail. Il est fait par une équipe ayant des domaines de compétences assez variés. L'ingénieur en structure occupe une place de choix dans ce dispositif car ayant la lourde tâche de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie sans risque pour l'utilisateur et à moindre coût.

Il est primordial pour chaque ingénieur de se tenir informé des mises à jour apportées aux réglementations en lien avec son domaine d'expertise.

Pour s'adapter et s'intégrer, les évolutions technologiques et scientifiques se poursuivent en permanence, tant au niveau des structures des centres de recherche et techniques (CGS) que des groupes de travail spécialisés et composés de professionnels du domaine. Cela permet de maintenir, voire améliorer, la sécurité et l'intégrité des constructions (et des personnes) à des conditions économiques acceptables.

Le présent projet de fin de cycle traite une comparaison entre les règles parasismiques RPA 99 version 2003 et RPA 2024. Pour cela, une note de calcul en génie civil d'une tour R+9 en béton armé, à usage d'habitation a été menée.

Le travail sera organisé comme suit. En premier lieu, nous avons traité l'histoire des bâtiments avant les règlements parasismiques en Algérie. Ensuite, nous avons comparé les deux règlements RPA99 version 2003 avec le nouveau RPA2024. Cela permet de souligner les nouvelles mises à jour.

L'application des règlements suscités sur un bâtiment à usage d'habitation en béton armé implanté à la wilaya de Saida a été abordée dans le troisième chapitre de ce mémoire. La comparaison a été limitée seulement dans le volet étude dynamique et sismique pour déterminer les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles, à l'aide du logiciel ROBOT, suivant les combinaisons exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "RPA99/Version 2003" et " RPA2024 " et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "CBA 93".

Chapitre I

**Historique des constructions avant les
règles parasismiques en Algérie.**

I.1 Introduction :

L'Algérie est située dans une région à activité sismique considérable, ayant connu plusieurs tremblements de terre dévastateurs tout au long de son histoire récente. Avant l'adoption du premier règlement de construction parasismique en 1988, la majorité des bâtiments étaient construits sans tenir compte des normes sismiques, les rendant vulnérables face aux secousses. Cette étude examine l'évolution de la construction en Algérie avant la mise en place de ces règlements et analyse les causes de la fragilité des infrastructures à l'époque.

I.2. Contexte historique de la construction traditionnelle en Algérie

Avant la colonisation française, les modes de construction en Algérie étaient traditionnels, utilisant des matériaux locaux tels que l'argile, la pierre, la chaux et le bois. L'architecture islamique et berbère dominait l'environnement urbain, mettant en avant la cour intérieure, les murs épais et les toits bas. Malgré leur simplicité, ces structures montraient une certaine souplesse face aux secousses faibles, mais elles manquaient de systèmes constructifs capables de résister aux tremblements de terre puissants.



Figure I. 1 construction en argile [1]

I.3. Styles de construction pendant la période coloniale (1830–1962)

Avec l'arrivée des Français, les techniques européennes ont profondément modifié les méthodes de construction. La brique cuite, le béton non armé et parfois les structures métalliques ont été introduits. Les bâtiments furent construits selon le style classique français, sans considération pour les risques sismiques, bien que plusieurs séismes aient été enregistrés pendant cette période. La densité des constructions à plusieurs étages augmentait également le risque d'effondrement en cas de tremblement de terre.

I.4. Constructions en Algérie après l'indépendance (1962–1988)

Après l'indépendance, l'Algérie a connu une forte expansion urbaine motivée par la demande croissante en logements et en infrastructures. Des milliers de bâtiments ont été construits, souvent en béton armé, mais sans études d'ingénierie précises ni contrôle de

qualité suffisant. Les normes de sécurité parasismique étaient absentes dans la conception, rendant ces structures vulnérables aux catastrophes naturelles.

I .5. Historique de la sismicité en Algérie :

En Algérie l'activité sismique est connue depuis 1365 date à laquelle le premier séisme a été mentionné (Ambrsseys et Vogt, 1988). L'analyse des différents catalogues de sismicité réalisés durant ces dernières décennies a montré que la sismicité sur le territoire national n'est pas partout identique.

Cette sismicité concerne essentiellement la partie tellienne comprise entre l'Atlas Saharien et le littoral méditerranéen, et elle est associée à la collision entre les deux plaques tectoniques d'Afrique et d'Eurasie. Les séismes se produisent en général au niveau de la frontière entre plaques. Pour notre cas la frontière qui sépare l'Afrique de l'Eurasie traverse l'Algérie d'Ouest en Est et c'est le long de cette frontière que les séismes algériens se produisent.

Tableau I. 1 Principaux Séismes connus en Algérie [2]

Localité	Date	Magnitude ou Intensité	Dégâts
Alger	03/01/1365	Fort	Plusieurs victimes, avec 100 répliques dans la même nuit
Alger - Mitidja	03/02/1716	X	20000 morts Alger détruite
Oran	09/10/1790	IX-X	2000 morts ressenti à Malte
Blida	02/03/1825	X	7000 morts destruction de Blida peu de dégâts à Alger
Jijel	22/08/1856	X	Raz de Marée le long du littoral d'Alger à Annaba.
Orléansville	09/09/1954	6.7	1243 morts et 20000 habitations détruites
M'Sila	12/02/1946	5.6	264 morts et 1000 maisons détruites
El Asnam	10/10/1980	7.3	2633 morts, 8369 blessés, 348 Disparus, des milliers sinistrés
Mascara	18/08/1994	5.7	171 morts et plusieurs habitations détruites
Ain Temouchent	22/12/1999	5.7	28 morts et plusieurs habitations détruites
Zemmouri	21/05/2003	6.8	Plus de 2200 morts et des milliers de personnes sinistrées

I .6. Grands séismes et leurs effets sur les bâtiments avant 1988

Parmi les séismes les plus marquants :

- Le séisme d'El Asnam (Chlef) en 1980 : plus de 2 500 morts, des milliers de bâtiments détruits construits sans études sismiques.
- Le séisme de Constantine en 1985 : a mis en évidence la fragilité des bâtiments administratifs et universitaires.

Ces événements ont démontré la nécessité d'intégrer les normes parasismiques dans la conception des bâtiments et ont accéléré l'adoption du premier code de construction parasismique.



Figure I. 2Séisme d'El Asnam en 10 octobre 1980 [3]

I.7. Caractéristiques des bâtiments traditionnels et vulnérables face aux séismes

Les bâtiments traditionnels vulnérables présentent généralement :

- L'utilisation de matériaux faibles face aux forces horizontales (brique non armée, argile...)
- L'absence de chaînages entre les murs et les toitures
- L'absence de connexions entre les éléments structuraux
- Des fondations superficielles non adaptées aux déplacements

Ces caractéristiques provoquent des effondrements partiels ou totaux en cas de séisme.

I.8. Absence de règlements parasismiques et son impact sur l'urbanisme

Avant 1988, aucun code de construction ne prenait en compte les effets sismiques. Cette lacune a conduit à :

- Des pertes humaines majeures lors des tremblements de terre
- Des dommages économiques sur les infrastructures stratégiques
- Une faible confiance des citoyens dans les constructions locales
- La difficulté d'évaluer la sécurité structurelle des bâtiments existants

Après le séisme d'El Asnam de 1980 (Chlef), de nouvelles règles ont été établies. L'évolution de la réglementation Algérienne a suivi la chronologie suivante :

- 1981 RPA81
- 1983 RPA81 / version 83
- 1988 RPA88
- 1999 RPA99
- 2003 RPA99 / version 2003

I .9. Conclusion

L'expérience algérienne a montré que négliger le contexte sismique dans la conception et la réalisation des bâtiments a des conséquences désastreuses. Parmi les leçons principales:

- Intégrer les normes parasismiques à chaque étape de la construction ;
- Former les ingénieurs et entrepreneurs aux exigences sismiques ;
- Réhabiliter les anciennes constructions selon les normes modernes ;
- Renforcer les mécanismes de contrôle sur les nouveaux projets.

Avant 1988, l'Algérie souffrait d'un urbanisme désordonné et peu résistant aux séismes, malgré une certaine modernisation apparente. Le manque de conscience du risque sismique a conduit à des catastrophes qu'il aurait été possible d'éviter. L'adoption du premier Règlement Parasismique Algérien (RPA) a marqué un tournant, mais le véritable défi reste la généralisation de la culture du risque et l'application rigoureuse des normes.

CHAPITRE II

Comparaison des codes parasismiques

Algériens RPA 99 version 2003 et RPA 2024

II.1. Introduction

Il est primordial pour chaque ingénieur de se tenir informé des mises à jour apportées aux réglementations en lien avec son domaine d'expertise.

Ce travail présente une comparaison préliminaire entre le nouveau règlement parasismique Algérien RPA 2024 et l'ancien RPA 99 version 2003.

Cette comparaison met en lumière les points les plus critiques ayant un impact direct sur le calcul des structures en génie civil, en attirant l'attention sur les modifications essentielles qui influencent la conception et la résistance des ouvrages.

Règles Parasismiques Algériennes RPA99/VERSION2003	Document Technique Réglementaire D.T.R. –B.C.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA2024
---	---

II.2. Paramètres sismiques

II.2.1. classification des zones sismiques

Tableau II. 1 classification des zones sismiques RPA99 v2003 et RPA2024

RPA 99 VERSION 2003	NOUVEAU RPA 2024
05 zones : 0 I IIa IIb III	07 zones : 0 I II III IV V VI

Selon le nouveau règlement parasismique algérien, les zones sismiques ont été modifiées, passant de 5 à 7 zones.

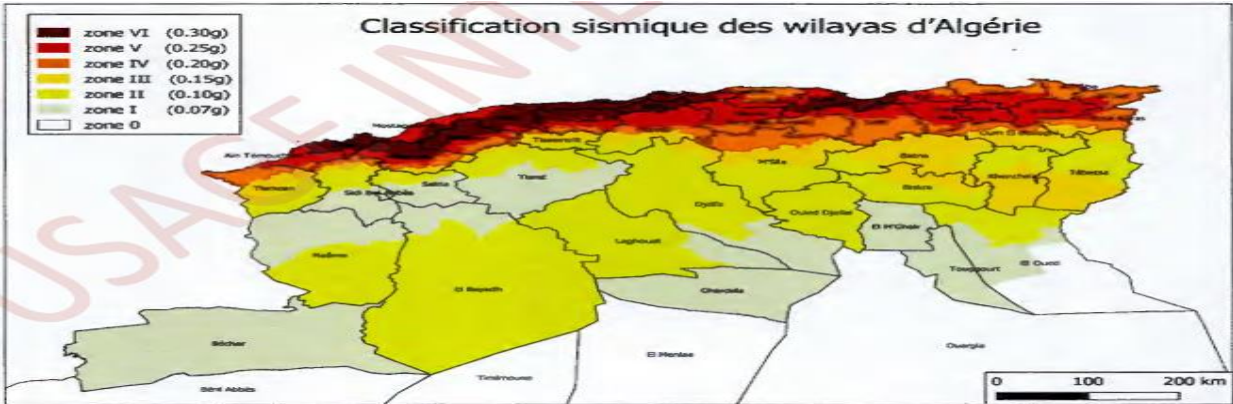


Figure II. 1Zonage sismique de l’Algérie

II.2.2 Accélération sismique

RPA 99 VERSION 2003	NOUVEAU RPA 2024
Conformément au règlement parasismique algérien de 1999, version 2003 (RPA 99 V 2003), l'accélération maximale est fixée à 0,4 g. Cette valeur ne prend pas en compte le coefficient d'importance. Les paramètres d'usage et la classification de la zone sismique constituent les deux facteurs déterminants pour établir la valeur de l'accélération. Un coefficient de site de 1,25 est défini dans les formules de calcul du spectre de réponse.	En ce qui concerne le règlement parasismique algérien de 2024 (RPA 2024) donne une accélération maximale de 0,3 g. Cependant, ce règlement introduit un coefficient d'importance (I) qui peut atteindre jusqu'à 1,4. En plus du coefficient d'importance I, un autre coefficient de majoration, appelé coefficient de site (S), a été introduit dans les formules de calcul des spectres de réponse. Ce coefficient, qui varie entre 1 et 1.8, permet d'augmenter le calcul de l'accélération en fonction des caractéristiques du site.

Tableau II .2Zones sismiques et accélération

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

II.2.3. Coefficient de site (S)

Tableau II. 3Coefficient de site (S)

Spectre Type 1 (Zones IV, V et VI)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
site S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
site S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
site S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Table 3.4: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 1 (Zones sismiques IV, V et VI)

Spectre Type 2 (Zones I, II et III)	S	T_1 (s)	T_2 (s)	T_3 (s)
site S_1	1.00	0.05	0.25	1.20
site S_2	1.30	0.05	0.30	1.20
site S_3	1.55	0.10	0.40	1.20
site S_4	1.80	0.10	0.50	1.20

Table 3.5: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type 2 (Zones sismiques I, II et III)

II.2.4. Coefficient d'importance (I)

Tableau II. 4Coefficient d'importance (I)

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

II.3. Facteur de qualité (Q_f)

Tableau II. 5 Facteur de qualité (Q_f)

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Pour minimiser les efforts sismiques sur les structures constituées exclusivement de voiles porteurs (sans effet noyau), ou de structures combinant portiques et voiles (équivalents à des voiles porteurs, sans effet noyau), il est essentiel d'assurer une bonne régularité en plan et en élévation. Cette régularité permet de réduire le facteur de qualité 1,3 à 1,05, ce qui améliore la réponse sismique de la structure. En effet, la régularité d'une structure joue un rôle déterminant dans sa capacité à répondre de manière uniforme aux sollicitations sismiques, limitant ainsi les concentrations de contraintes et les effets dynamiques indésirables.

II.4. Coefficient de comportement (R)

Le coefficient de comportement R pour les systèmes les plus courants, tels que les structures à poteaux avec voiles porteurs ou voiles porteurs, a été ajusté à 4,5 dans le RPA 2024, remplaçant l'ancienne valeur de 3,5 prévue par le RPA 99 version 2003. Il est crucial d'éviter l'effet de noyau afin de maintenir cette valeur de R à 4,5 dans nos hypothèses de calcul. Dans le cas contraire, le coefficient R sera réduit à 3, conformément aux nouveaux critères du RPA 2024. Pour les systèmes à ossature sans remplissage en maçonnerie, le coefficient R a été augmenté de 5 à 5,5, tandis que pour les systèmes similaires avec remplissage en maçonnerie, le règlement conserve un coefficient $R = 3.5$.

Tableau II. 6 Coefficient de comportement (R)

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5,5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5,5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4,5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4,5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1,5 ^(c)
B) Structures en acier		
10	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé	6,5 ^(a)
11	Ossature en portiques avec remplissage en maçonnerie rigide	3 ^(a)
12	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées	
	12a : Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X	4 ^(b)
	12b : Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en V	2,5 ^(b)
13	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées	
	13a : Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4,5 ^(b)
	13b : Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V	3,5 ^(b)
14	Système en pendule inversé	2 ^(b)
C) Structures associant les profilés formés à froid (PAF)		
15	Système de contreventement en panneaux en PAF	2 ^(b)
16	Système de contreventement en PAF, en diagonales tendues	1,5 ^(c)
D) Structures en maçonnerie		
17	Structures en maçonnerie porteuse chaînée	2,5 ^(b)
E) Structures en bois		
18	Consoles ; poutres à joints cantilevers	1,5 ^(c)
19	Poutres, Arcs à deux ou trois articulations, Treillis assemblés par connecteurs à dents	1,5 ^(c)
20	Voiles en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous et boulons, Treillis avec assemblage broché et boulonné, Ossatures avec remplissage non porteur	2 ^(b)
21	Portique hyperstatique avec assemblages boulonnés et brochés, Treillis avec assemblages cloués	2,5 ^(b)
F) Autres structures		
22	Structure à ossature métallique avec contreventement par diaphragme	2 ^(b)
23	Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé	2,5 ^(b)
24	Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé	3,5 ^(b)
25	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie	2,5 ^(b)
26	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie	3,5 ^(b)

Les exposants ^(a), ^(b) et ^(c) font référence aux trois catégories de pondérations à prendre en compte selon le système structural, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation, (cf. §3.8).

Tableau II. 7 coefficient de comportement RPA99V2003 et RPA2024

Type de système	RPA99/2003 (R)	RPA2024 (R)	Remarques
Portiques avec voiles porteur / Voiles porteurs	3.5	4.5	R maintenu à 4.5 si l'effet de noyau est évité
Portiques avec voiles porteurs / Voiles porteurs effet noyau	-	3	Si l'effet de noyau n'est pas évité
Systèmes à ossature sans remplissage maçonnerie	5	5.5	Augmentation du coefficient R
Systèmes à ossature avec remplissage maçonnerie	3.5	3.5	Le coefficient reste inchangé.
Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	-	1.5	////////////////////

II.5. Données de spectre de réponse

• Données de spectre de réponse Horizontal

$$\begin{array}{l}
 \text{spectre RPA99/2003} \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique} \\ \text{Coefficient de comportement R} \\ \text{Classe de sol (S)} \\ \text{Amortissement } \varepsilon\% \\ \text{Coefficient d'accélération A} \\ \text{Facteur de qualité Q} \end{array} \right. \frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{l} 1.25A \left(\frac{T}{T_1} \left(2.5n \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) \quad 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_3 \leq T \leq 3.0 S \\ 2.5n(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) \quad T \geq 3.0 S \end{array} \right. \\
 \\
 \text{spectre RPA2024} \left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique} \\ \text{Coefficient de comportement R} \\ \text{Classe de sol (S)} \\ \text{Coefficient d'accélération A} \\ \text{Facteur de qualité } Q_f \\ \text{Coefficient d'importance I} \\ \text{Coefficient de site S} \end{array} \right. \frac{S_{ad}}{g}(T) \left\{ \begin{array}{l} A.I.S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \quad \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] \quad \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right] \quad \text{si } T_3 \leq T \leq 4 S \end{array} \right.
 \end{array}$$

• Données de spectre de réponse Vertical

Composante vertical

Les effets de la composante verticale de l'action sismique, doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($A_v \cdot I \cdot g$) est supérieure à (0.25g), dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus.
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long.
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux.
- Poutres supportant des poteaux.
- Structures sur appuis parasismiques.

Tableau II. 8 Coefficients d'accélération verticale en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance (en l'absence d'effet topographique lorsque $S_T = 1$)

Zonage sismique	Coefficient d'accélération				
	A.I (horizontal)	A _v .I (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v, est obligatoire lorsque (A_v.I.g) dépasse **0.25 g**

Spectre de réponse verticale

$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]^\alpha & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right]^\alpha & \text{si } T_3 \leq T \leq 4 \text{ S} \end{cases}$$

II.6. Combinaison d'actions sismiques

II.6. 1. Combinaison de l'action sismique

- La combinaison de l'action sismique pour la composante horizontale est donnée comme suit :

RPA99/2003 $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$	RPA2024 $\begin{cases} G + \psi Q + E1 \\ G + \psi Q + E2 \\ E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$
---	---

Tableau II. 9 valeur du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.30
2	Bâtiments recevant du public temporairement : Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions, salles de classes, restaurants, dortoirs	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs, ouvrages assimilés, bâtiment recevant des équipements médicaux critiques	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

- Dans le cas de la composante verticale, les combinaisons d'actions suivantes doivent être utilisées

$$\text{composante vertical} \left\{ \begin{array}{l} G + \psi Q + E3 \\ G + \psi Q + E4 \\ G + \psi Q + E5 \\ E3 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \pm 0.3 E_z \\ E4 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \pm 0.3 E_z \\ E5 = \pm 0.3 E_x \pm 0.3 E_y \pm E_z \end{array} \right.$$

II.6.2. Combinaisons d'actions des fondations RPA 2024

$$\left. \begin{array}{l} G + \psi Q \pm (R/Q_f) E1 \\ G + \psi Q \pm (R/Q_f) E2 \\ G + \psi Q \pm 1.4 E1 \\ G + \psi Q \pm 1.4 E2 \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{pour les fondations d'éléments verticaux} \\ \text{individuels (voiles ou poteaux)} \\ \text{pour les fondations communes à plusieurs éléments} \\ \text{verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc)} \end{array}$$

II.7. Vérification de l'effort tranchant à la base

RPA 99 v 2003 La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule suivante : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$	RPA 2024 La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon l'équation suivante : $V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$
--	---

II.8. Vérification des déplacements relatifs sismiques :

RPA 99 v 2003 :

Vérification des déplacements relatifs dans chaque étage :

$$\Delta_{pl} = \frac{\delta_{pl\ n+1} - \delta_{pl\ n}}{h} < 1\%$$

RPA 2024 :

Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta_K}$, données dans le Tableau II.10 et Equation suivante :

$$\Delta_K \leq \overline{\Delta_K}$$

Tableau II. 10 Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_K}$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k
<i>Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »</i>	

Justification de limitation des dommages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, ne doivent pas dépasser les limites suivantes :

1. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixes à la structure :

$$V_A \cdot \Delta_K \leq 0.005 h_k$$

2. pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$V_A \cdot \Delta_K \leq 0.0075 h_k$$

Le coefficient réducteur V_A est défini en § 1.2. il est pris égal à 0.5.

II.9. Vérification de l'effort normal réduit :

Le RPA 2024 élève la limite de vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux, la faisant passer de **0,3 à 0,35**. De plus, il propose également cette vérification au niveau des voiles, en utilisant une limite de 0,4.

II.9.1. Vérifications spécifiques

☞ Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivante:

$$\left(V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.35$$

☞ Exigence de ductilité pour la zone critique

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$\left(V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \right) \leq 0.40$$

II.10. Coefficients partiels de sécurité

RPA 99V2003

On vérifie que les sollicitations accidentelles agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients de sécurité partiels suivants :

-Acier : $\gamma_s = 1$

-Béton : $\gamma_b = 1.15$

La résistance de calcul f_{bu} du béton est $f_{bu} = 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

RPA 2024

On vérifie que les sollicitations agissantes sont inférieures ou égales aux sollicitations résistantes en prenant en compte les coefficients partiels de sécurité suivants :

-Acier : $\gamma_s = 1.00$

-Béton : $\gamma_b = 1.20$

II.11. Infrastructures et Fondations

II.11.1 Classification des sites

RPA 99 V2003 Catégorie S1 : site rocheux Catégorie S2 : site ferme Catégorie S3 : site meuble Catégorie S4 : site très meuble	RPA 2024 Catégorie S1 : site rocheux Catégorie S2 : site ferme Catégorie S3 : site meuble Catégorie S4 : site très meuble Catégorie S5 : site nécessitant des investigations approfondies et des études spécifiques. (présence des sols instables , tel que les sols liquéfiabiles)
---	--

Tableau II. 11classification des sites RPA99V2003

Caté- gorie	Description	q_c (MPa) (c)	N (d)	p_l (MPa) (e)	E_p (MPa) (e)	q_u (MPa) (f)	V_s (m/s) (g)
S₁	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S₃	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - < 400
S₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

Tableau II. 12classification des sites RPA2024

Catégorie	Description	q_{c30} (MPa) (c)	N_{30} (coups) (d)	C_{u30} (kPa) (e)	R_{c30} (MPa) (f)	P_{l30} (MPa) (g)	E_{p30} (MPa) (g)	V_{s30} (m/s) (h)
S₁	Rocheux (a)	/	/	/	>10	>5	>100	>800
S₂	Ferme	>15	>50	>100	0.4-10	2-5	20-100	360-800
S₃	Meuble	1.5-15	15-50	50-100	0.1-0.4	1-2	5-20	180-360
S₄	Très Meuble ou Présence de 3 m, au moins, d'argile molle (b)	< 1.5	<15	<50	<0.1	<1	<5	<180
S₅	site nécessitant investigations approfondies et études spécifiques (cf. § 3.3.3)	/	/	/	/	/	/	/

Il est important de souligner que, selon le nouveau règlement RPA 2024, la profondeur minimale des investigations géotechniques doit atteindre 30 mètres, sauf si le substratum rocheux est rencontré à une moindre profondeur. Cette exigence, absente dans l'ancien règlement RPA 2003, représente une évolution significative qui engendre des coûts supplémentaires pour les études de sol.

II.11.2. Solidarisation des points d'appui

RPA 99 V 2003

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Tableau II.13 coefficient α

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

RPA 2024

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$(F = \pm \alpha \cdot (A \cdot I \cdot S) \cdot N) \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

- N: valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.
- A : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. II est donne par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3 : \text{pour } S_2 \\ 0.4 : \text{pour } S_3 \\ 0.6 : \text{pour } S_4 \end{cases}$$

II.11.3. Vérification de la capacité portante

RPA 99V 2003

Les fondations superficielles et profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions:

$$G + Q + E$$

$$0.8G \pm E$$

RPA 2024

Les fondations superficielles et profondes sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions:

$$G + \psi Q + E_1$$

$$G + \psi Q + E_2$$

- ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donne par le Tableau II.9
- avec :
$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \end{cases}$$

II.12. Critères de ferrailage

➤ Critères de ferrailage des poteaux

RPA 99 V 2003	RPA 2024
Armatures longitudinales Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets : * Leur pourcentage minimal sera de : - 0,7% en zone I ; - 0,8% en zone II ; - 0,9% en zone III. * Leur pourcentage maximal sera de - 4% en zone courante ; - 6% en zone de recouvrement. * Le diamètre minimum est de 12mm * La longueur minimale des recouvrements est de: - 40ϕ en zone I et II - 50ϕ en zone III * La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : - 25 cm en zone I et II_a ; - 20 cm en zone II_b et III.	Armatures longitudinales Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets * Leur pourcentage minimal sera de : - 0.8% en zones I et II ; - 0.9% en zone III ; - 1.0% en zones IV, V et VI. * Leur pourcentage maximal sera de: - 4% en zone courante ; - 8% en zone de recouvrement. * Le diamètre minimum est de : 12 mm * La longueur minimale des recouvrements est de: - 50ϕ, en zones I, II et III - 60ϕ, en zones IV, V et VI * La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : - 20 cm en zones I, II et III ; - 15 cm en zones IV, V et VI.

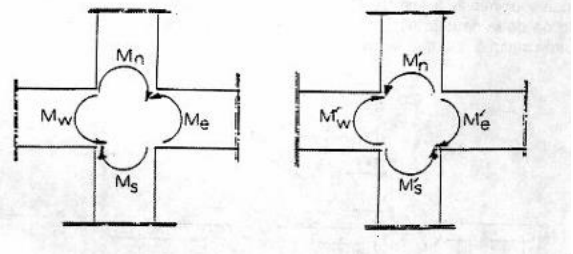
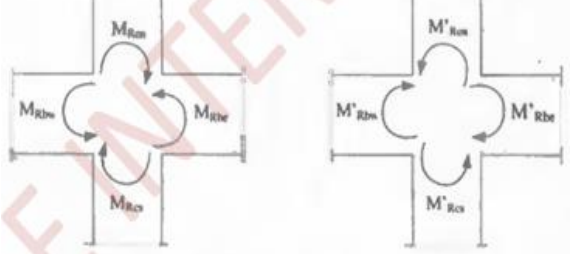
➤ Coffrage des poteaux

RPA 99 V 2003	RPA 2024
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ en zones I et IIa - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ en zones IIb et III - $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$ $\frac{l}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous: $D \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$ en zones I $D \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ en zones IIa $D \geq 35 \text{ cm} \rightarrow$ en zones IIb et III $D \geq \frac{h_e}{15}$	- $\text{Min}(b_c, h_c) \geq 25 \text{ cm} :$ en zones I, II et III - $\text{Min}(b_c, h_c) \geq 30 \text{ cm} :$ en zones IV, V et VI - $\text{Min}(b_c, h_c) \geq l_{cl} / 20 :$ quelle que soit la zone $\frac{l}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4 : \text{quelle que soit la zone}$ Pour les poteaux circulaires, le diamètre D devra satisfaire les conditions ci-dessous: $D \geq 25 \text{ cm} :$ en zones I et II $D \geq 30 \text{ cm} :$ en zone III $D \geq 35 \text{ cm} :$ en zones IV, V et VI $D \geq \frac{l_{cl}}{15} : \text{quelle que soit la zone}$

➤ **Critères de ferrailage des poutres**

RPA 99 V 2003	RPA 2024
0.5% As min longitudinal 4% As max zone courante 6% As max zone de recouvrement 40 Ø longueur minimale de recouvrement pour la zone I et IIa 50 Ø longueur minimale de recouvrement pour la zone IIb,III -Espacement maximal des armatures transversal : Zone critique $\min(h/4, 12\phi_l)$ Zone courante : $s < h/2$	0.5% As min longitudinal 4% As max zone courante 6% As max zone de recouvrement Au moins deux barres d'acier de 14 mm à haute adhérence doivent être placées en haut et en bas sur toute la poutre (zones IV, V, VI). Les poutres secondaires, soumises à des forces sismiques, doivent avoir des armatures symétriques, avec une section en travée d'au moins la moitié de celle sur appui. 50 Ø longueur minimale de recouvrement pour la zone I, II et III 60 Ø longueur minimale de recouvrement pour la zone IV, V et VI -Espacement maximal des armatures transversal : Zone critique $s = \min(h/4; 24\phi_l; 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l)$ Zone courante : $s < h/2$
➤ Coffrage des poutres: * $b \geq 20 \text{ cm}$ - $h \geq 30 \text{ cm}$ - $h/b \leq 4.0$ - $b_{\max} \leq 1.5h + b_1$	➤ Coffrage des poutres: * $b \geq 20 \text{ cm}$ → en zones I, II et III * $b \geq 25 \text{ cm}$ → en zones IV, V et VI - $h \geq 30 \text{ cm}$. - $b_{\max} \leq 1.5h + b_c$

➤ Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissants

RPA 2003 V 2024	RPA 2024
 $M_n + M_s \geq 1.25 (M_w + M_e)$ $M'_n + M'_s \geq 1.25 (M'_w + M'_e)$ Cette condition s'applique à tous les systèmes comprenant des éléments verticaux, tels que les poteaux et les poutres	 $M_{Rcn} + M_{Rcs} \geq \Omega (M_{Rbw} + M_{Rbe})$ $M'_{Rcn} + M'_{Rcr} \geq \Omega (M'_{Rbw} + M'_{Rbe})$ Avec : $\Omega = \begin{cases} 1.1: & \text{en zones sismiques I, II et III} \\ 1.3: & \text{en zones sismiques IV, V et VI} \end{cases}$ Cette condition s'applique uniquement aux systèmes de contreventement (1), (2) et (3) conformément au RPA 2024.

➤ Critères de ferrailage et de coffrage d'un voile

RPA99 V 2003	RPA 2024
Épaisseur de voile : h/20 avec h ; hauteur de l'étage. h/22 h/25 Aucune indication n'est fournie concernant la vérification de l'effort normal réduit. De plus, la méthode de calcul du ferrailage des trumeaux manque de détails. Une indication très claire précise que les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135°	Épaisseur de voile : $b_w \geq \max(15 \text{ cm}; \frac{h_e}{20})$ Longueur de voile: $l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}; 4b_w; 1m)$ La vérification de l'effort normal réduit est indispensable: $(v = \frac{N_d}{B_c F_{c28}}) \leq 0.40$ Selon l'article 7.7.4, celui-ci classe la méthode de calcul du ferrailage des voiles et trumeaux en fonction de leurs dimensions (élancées ou courtes). Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Ferrailage des voiles**

La nouvelle version du DTR BC 2.48, préconise une augmentation des moments de flexion de calcul par une nouvelle courbe enveloppe. Ceci impactera la section des armatures verticales des voiles.

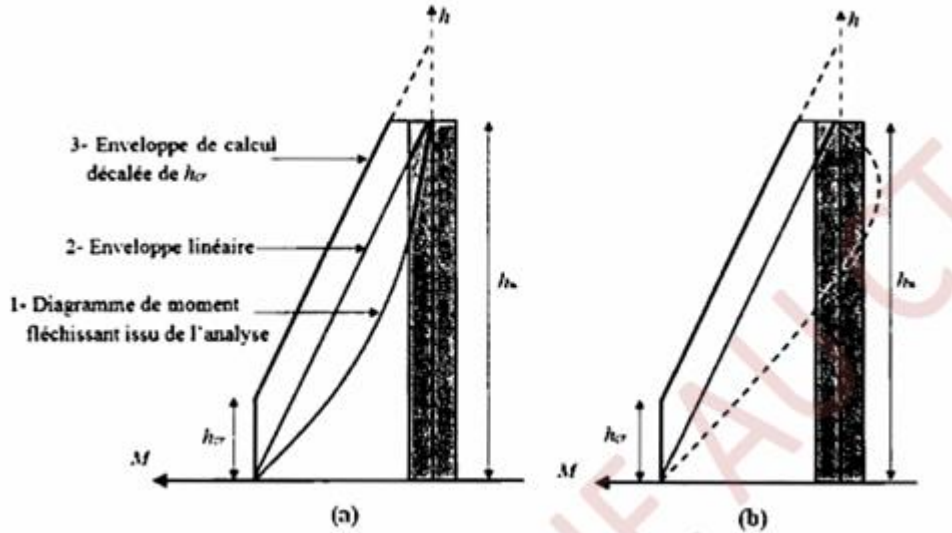


Figure II. 2 Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant

De la même manière, l'effort tranchant est amplifié, par une courbe enveloppe imposée. La section de ferrailage horizontal des 2/3 supérieurs des voiles est particulièrement touchée par cette mesure

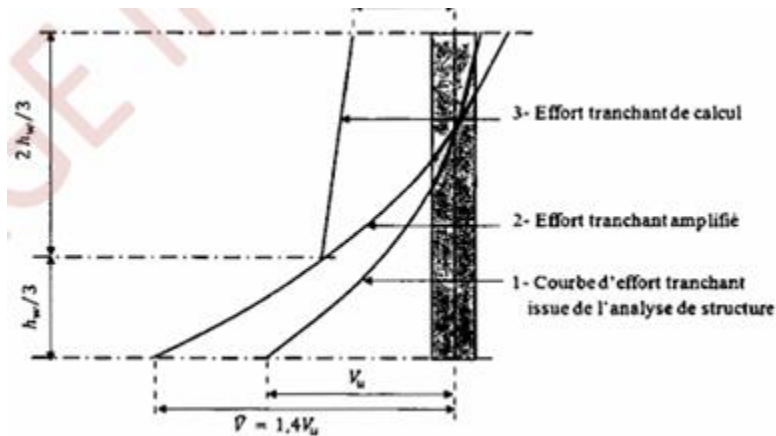


Figure II. 3 Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte

L'épaisseur, b_c , des parties confinées de la section du voile (éléments de rive) ne doit pas être inférieure à 200 mm, De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale $\max(2b_w; 0.2l_w)$, il convient que b_c ne soit pas inférieure à $h_e/15$, h_e étant la hauteur d'étage. Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale $\max(2b_w; 0.2l_w)$, il convient alors que b_c ne soit pas inférieure à $h_e/10$

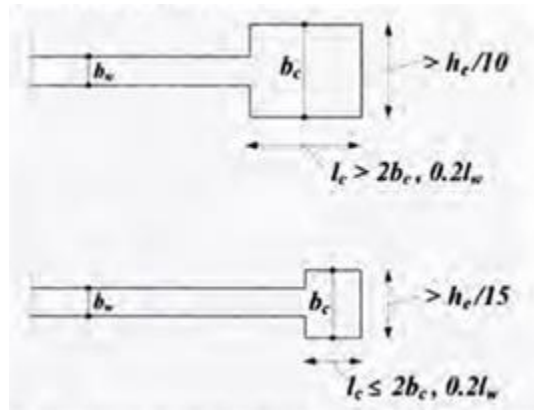


Figure II. 4Épaisseur minimale des éléments de rive confinés

L'évolution du règlement parasismique algérien RPA 2024, en imposant une épaisseur minimale de 200 mm pour les parties confinées des voiles (éléments de rive), représente une contrainte technique majeure pour l'utilisation des coffrages tunnel et en aluminium, traditionnellement adaptés aux voiles de 150 mm d'épaisseur. Alors que le RPA 2003 permettait encore la construction de bâtiments en R+5 à R+9 avec des voiles de 15 cm, le nouveau règlement limite fortement cette pratique. Cette exigence impose une réévaluation des méthodes de construction, une adaptation des systèmes de coffrage, et potentiellement une augmentation des coûts et des délais. Elle appelle également à une réflexion approfondie sur l'équilibre entre sécurité structurelle et faisabilité économique sur les chantiers.

II.13. Conclusion

Dans le présent chapitre, on a exposé une comparaison des codes parasismiques Algériens RPA 99 v2003 et le nouveau code RPA 2024. Cette comparaison a touché les paramètres essentiels pouvant affecter l'étude sismique.

Chapitre III

**Elaboration d'une note de calcul en génie
civil d'un bâtiment en R+9 suivant
RPA 99 v 2003**

III.1. Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux

III.1.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé requiert des connaissances fondamentales pour obtenir une structure à la fois sécurisée et économique, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance de bâtiment, A cette fin, nous donnons quelques rappels et des descriptions du projet à étudier dans ce chapitre.

III.1.2.Présentation de projet :

Le présent projet de fin de cycle vise à se conformer avec le RPA 2024 d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en R+9 implanté à Saïda classée en zone I, de faible sismicité d'après « REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003 ». Il est classé suivant son importance dans le groupe d'usage 2 (Ouvrages d'importance moyenne). Le site est considéré comme un site meuble (S3).

Tableau III .I. 1Dimensions en plan.

Dimensions en plan	(m)
Largeur	20.08
Longueur	27.71

Tableau III.I. 2Dimensions en élévation.

Dimensions en élévation	(m)
Hauteur totale du bâtiment	30.60
Hauteur de RDC	3.06
Hauteur d'étage courant	3.06

III.1.3.Caractéristiques géotechniques du sol :

- ✓ Contraintes admissible du sol : 2.5 bars.
- ✓ La nature de sol « meuble ».

III.1.4. Eléments de la construction :

- ✓ Les fondations : permettent à la construction de reposer sur le sol 'assurant sa stabilité'.
- ✓ Les murs porteurs : peuvent être intégrés à la structure, ainsi que les poteaux, les poutres et les planchers qui définissent l'ossature.
- ✓ Les cloisons intérieures ou murs de refends, qui peuvent être parfois intégrés à la structure.
- ✓ Les systèmes de circulation verticale : ascenseurs, escaliers mécaniques, escaliers.

III.I.5. Description structurale :

✓ Le contreventement :

Le contreventement dans ce bâtiment est assuré par : Des murs voiles, Des portiques auto stables en béton armé.

☛ Plancher :

Dans ce bâtiment, les planchers à corps creux sont utilisés pour les étages courants. Les dalles pleines seront utilisées seulement dans le cas de l'ascenseur (dalle machine).

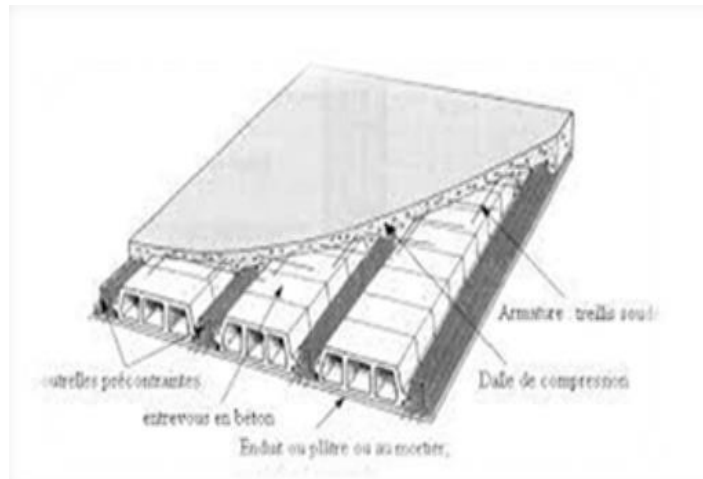


Figure III.I. 1Plancher en corps creux.

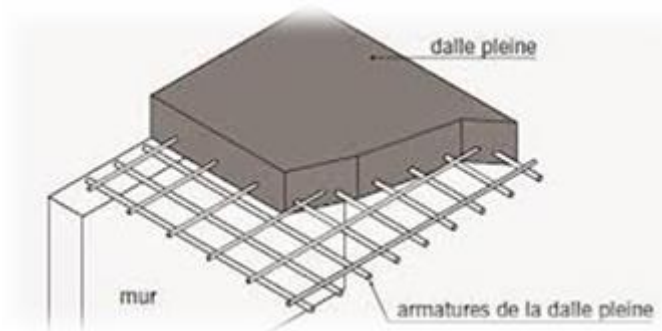


Figure III .I. 2Plancher en dalle pleine.

☛ Escalier :

Élément de construction constitué d'une série de marches et servant à accéder à un niveau supérieur ou inférieur.

☛ Maçonnerie :

Il y a deux types de murs : intérieurs « briques creuses de 10 cm d'épaisseur » et extérieurs « briques creuses de 15 et 10 cm en doubles parois, séparés par une lame d'air de 5 cm ».



Figure III .I. 3 Différents types de briques.

☛ Ascenseur :

L'utilisation des ascenseurs pour faciliter le déplacement des personnes entre les étages.

☛ Revêtement :

- Enduit en plâtre : les plafonds.
- Enduit en ciment : les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement carrelage : les dalles.

Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable a pour but évitant « La pénétration des eaux pluviales ».

☛ Isolation :

L'isolation pour assurer le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

☛ Les balcons :

Réalisés comme console en dalle pleine « béton armé ».

☛ L'acrotère :

Le rôle de l'acrotère est d'assurer les joints d'étanchéité à la terrasse.

☛ L'infrastructure :

- Transmettre les charges au sol.
- Limiter les tassements.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

III.I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le matériau utilisé dans cet ouvrage est le béton armé, constitué du béton et d'acier.

III .I .6.1.Béton :

- Définition :

Béton est un matériau constitué par un mélange dans les proportions convenables de ciment, de granulats et d'eau. Le béton armé obtenu en enrobant dans du béton des aciers. Pour notre étude le béton utilisé est un béton courant.

- Composition de béton :

La composition de béton est celle du chantier [350 kg/m³ ciment classe II 32.5 ; 400 litres de sable de diamètre 0-3 ; 800 litres de gravier de diamètre 3-8 / 8-15 / 15-25 ; 175 litres d'eau de gâchage].



Figure III .I. 4Mélange du béton.

- Avantages du béton :

L'intérêt économique, La souplesse d'utilisation, Résistance au feu, Résistance aux agents atmosphériques.

1) Résistances mécaniques en compression et en traction :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'Age est déterminée à partir des essais de compression sur des éprouvettes normalisées. On utilise la valeur à 28 jours.

Tableau III .I. 3Résistances du béton à la compression.

f_{cj}	$f_{c28} \leq 40MPa$	f_{cj}	$f_{c28} > 40MPa$
$j < 60 \text{ jours}$	$f_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{(4.76 + 0.83j)}$	$j < 28 \text{ jours}$	$f_{cj} = \frac{j \times F_{c28}}{(1.40 + 0.95j)}$
$j \geq 60 \text{ jours}$	$f_{cj} = 1.10 \times f_{c28}$	$j > 28 \text{ jours}$	$f_{cj} = f_{c28}$

Tableau III .I. 4Résistances du béton à la traction.

Condition	$f_{c28} < 60MPa$	$f_{c28} > 60MPa$
1	$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$	$f_{tj} = 0.275 \times f_{cj}^{2/3}$

- Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé par méthode de calcul aux états limites.

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle et sont classé en deux catégories :

- ✓ Etat Limite Ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique.

- ✓ Etat Limite de Service (ELS) :

Les conditions normales d'exploitation et de durabilité.

III.I.6.2.Déformations et contraintes de calcul :

III.I.6.2.1.Déformations :

- ✓ Déformation thermique du béton :

$$\Delta l = \pm l \times \alpha \times \Delta t.$$

Δt : Variation de température.

α : Coefficient de dilatation, varie entre $(7 \times 10^{-6}, 12 \times 10^{-6})$ pour le béton, et entre $(10 \times 10^{-6}, 10^{-6})$ pour le béton armé.

Δl : Allongement.

- ✓ Déformation longitudinale du béton :

Instantanée $\rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}.$

Différé $\rightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ MPa}.$

- ✓ Déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2 \times (v+1)}.$$

E : Module de Young.

v: Coefficient de poisson.

$G = 0.4 \times E \rightarrow$ Le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5 \times E \rightarrow$ Le béton fissuré (ELU).

- ✓ Coefficient de poisson :

$$v = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}.$$

$\Delta d/d$: Déformation transversale.

$\Delta l/l$: Déformation longitudinale.

III.I.6.2.2. Contraintes :

✓ Contrainte admissible de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}.$$

$\theta = 1$: Pour une longue durée $> 24h$.

$\theta = 0.9$: $1h < la\ durée < 24h$.

$\theta = 0.85$: la durée $< 1h$.

✓ Contrainte admissible de compression à l'ELS:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

▪ Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right).$$

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Actions permanentes : $\tau_u = \min(3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa})$.

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Actions accidentelles : $\tau_u = \min(4.34\text{MPa} ; 5\text{MPa})$.

▪ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right).$$

$\gamma_b = 1.5 \rightarrow$ Actions permanentes : $\tau_u = \min(2.5\text{MPa} ; 5\text{MPa})$.

$\gamma_b = 1.15 \rightarrow$ Actions accidentelles : $\tau_u = \min(3.26\text{MPa} ; 5\text{MPa})$.

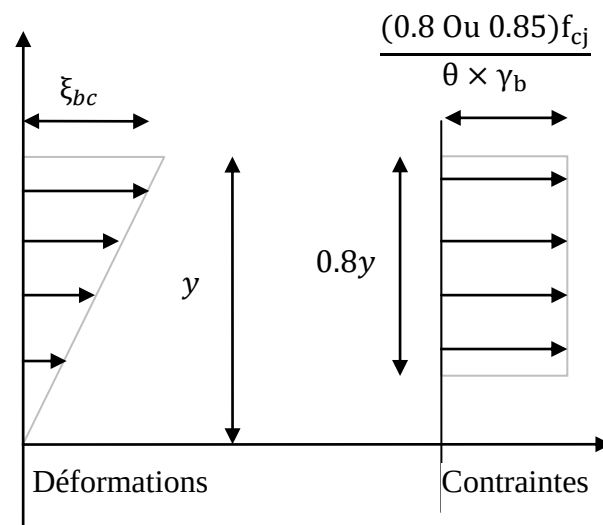


Figure III.I. 5 Diagramme des déformations et contraintes du béton.

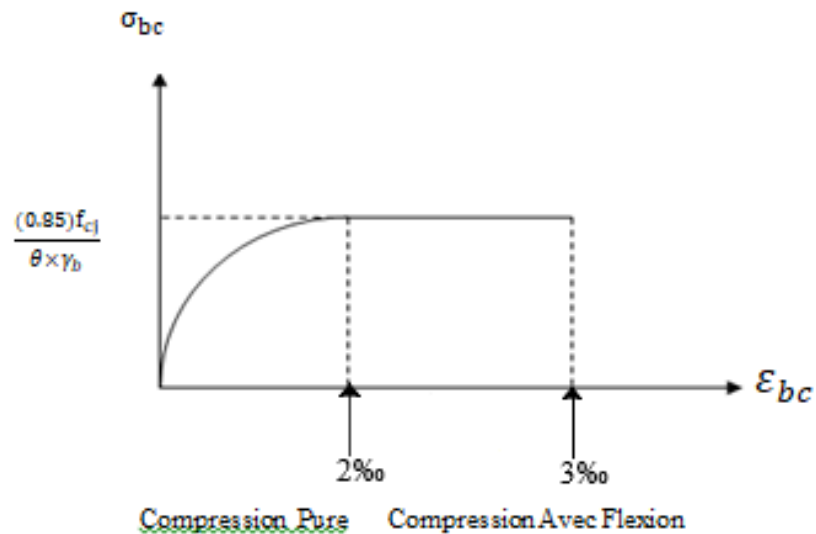


Figure III. I. 6 Diagramme parabole-rectangle du béton à l'ELU.

III.I.6.3.Aciers :

L'acier est un alliage du « fer et de carbone » de faible pourcentage. Leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

III.I.6.3.1. Types d'aciers :

- ✓ Barres lisses : FeE235MPa.
- ✓ Barres à haute adhérence : FeE400 MPa.
- ✓ Treillis soudé de diamètre 6 mm à haute adhérence : FeE520 MPa.

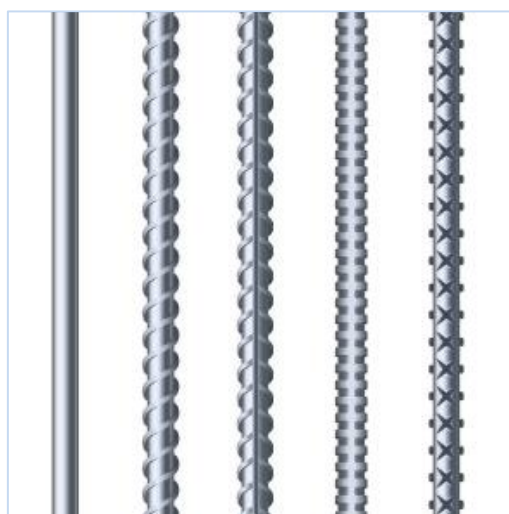


Figure III .I. 7 Différents types d'acier (H.A ; R.L).

III.I.6.3.2. Calcul de la contrainte d'acier à ELU :

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

$\gamma_s = 1 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cas accidentel.}$

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \rightarrow \text{Cas courant.}$

$$\xi_l = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s} = 1.74\text{‰}.$$

- ✓ Si $\varepsilon_s \leq \varepsilon_l$ donc : ($\sigma_s = \xi_s \times E_s$).
- ✓ Si $\varepsilon \geq \varepsilon_{ls}$ donc : ($\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$).

Tableau III .I. 5 Vérification des contraintes en fonctions des fissures à ELS.

Fissuration très préjudiciable.	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \frac{1}{2} \times f_e ; 90(\eta \times f_{tj})^{1/2}$
Fissuration préjudiciable.	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e , 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2})$
Fissuration peu préjudiciable.	Aucune vérification

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1.6 \text{ HA.}$

$\eta = 1 \text{ RL.}$

$\eta = 1.3 \text{ les fils}$

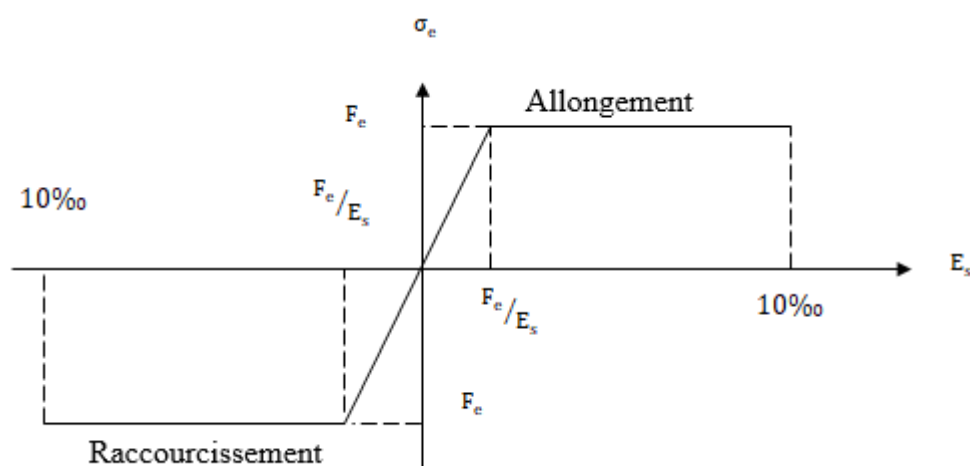


Figure III .I. 8 Diagramme des contraintes et déformations d'acier.

Tableau III .I. 6 Résistances caractéristiques du béton (à 28 jours en MPa).

Résistance caractéristique à 28 jours en (MPa)		Résistance de calculs σ_{bc} (MPa)	
à la traction	à la compression	Situation durable	Situation ACC
2.1	25	14.17	18.47

Tableau III .I. 7 Résistance caractéristique à 28 jours MPa du béton.

Limite élastique f_e (MPa)	Résistance de calculs σ_s (MPa)	
f_e	Situation durable	Situation ACC
	347.82	400

Tableau III .I. 8 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

ELU	ELS	ACCIDENTELLES
1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q + E
		G + Q + 1.2E
		G ± 0.8E

III.I.7. Règlements de calcul :

- ✓ RPA99 version 2003.
- ✓ BAEL 91 modifie 99.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR.

III.I.8. Logiciels :

- ☛ Auto-desk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour la modélisation de notre structure.
- ☛ Auto-Cad 2014 pour le dessin des plans et le ferrailage.
- ☛ Robot expert.

III.I.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et les propriétés mécaniques des matériaux acier et béton constituant le béton armé.

III .II. Pré dimensionnement des éléments structuraux

III.II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de pré calculer les différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA 99 version 2003 et B.A.E.L 91. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales et horizontales, On pourra estimer les charges (Poids propres) et les surcharges après déterminer les différentes épaisseurs et surfaces de chaque élément porteur.

Les sollicitations peuvent être définies comme suit :

- **Sollicitations verticales :** Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelles, poutres et poteaux transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales :** Elles sont dans la plupart du temps d'origine sismique et sont prescrit par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

III.II.2. Pré-dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des aires planes séparant entre deux niveaux de construction supportant des charges d'exploitations, des charges permanentes (cloisons, revêtement....) en les transmettant sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles...) ,il constitue des dalles, poutres principales, poutres secondaires et poutrelles.

On distingue deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux.
- ✓ Plancher à dalle pleine.

III.II.2.1.Plancher à corps creux :

Se sont les planchers les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation, bureaux,...) Ils permettent d'avoir des plafonds unis et une bonne isolation thermique et phonique, en plus d'être économique. Ce type de plancher est constitué de :

- ☛ Corps creux : « le rôle est le remplissage ».
- ☛ Poutrelles : « éléments résistants du plancher ».
- ☛ Dalle de compression : « c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm ».
- ☛ Treillis soudés.

III.II.2.1.1.Dimension du plancher à corps creux [CBA93 Art B.6.8.4.2.4] :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} .$$

h_t : Hauteur totale de plancher à corps creux.

$L_{\max}$: distancemax « poutres secondaires » entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4.05 - 0.30 = 3.75\text{m} .$$

$$h_t \geq \frac{375}{22.5} \rightarrow h_t \geq 16.67 \text{ cm}.$$

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

On adopte un plancher à corps creux de type « $h_t = 16 + 4$ » cm.

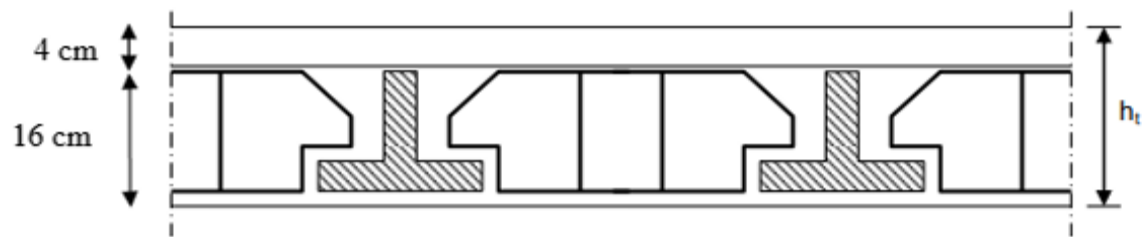


Figure III .II. 1Dimensions du plancher à corps creux.

III.II.2.1.2.Condition d'isolation thermique :

$$h_{\min} \geq 16\text{cm} .$$

$$h = 20\text{cm} (16+4) \text{ cm} \rightarrow h = 20 \text{ cm} > 16\text{cm} \llcorner \text{Condition vérifié} \llcorner .$$

III.II.2.1.3.Dimensions des poutrelles [selon B.A.E.L.83]

- Pour la largeur de la nervure, on va prendre : $b_0 = 12\text{cm}$.

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n - b_0}{2}, \frac{L_{\max}}{10}, 6 \times h_0 \leq b_1 \leq 8 \times h_0\right) \rightarrow b_1 = 24\text{cm}.$$

L_n : Distance entre axes des nervures.

$50\text{cm} \geq L_n \geq 80\text{cm}$, généralement « $L_n = 60\text{cm}$ », suivant (DTR.B.C.22), La distance L_n est prise généralement égale $L_n = 60\text{cm}$.

$$L_{\max} = 450\text{cm}.$$

L_n : Distance entre axes des nervures

h_t : Hauteur de la nervure

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

b_0 : Largeur de la nervure

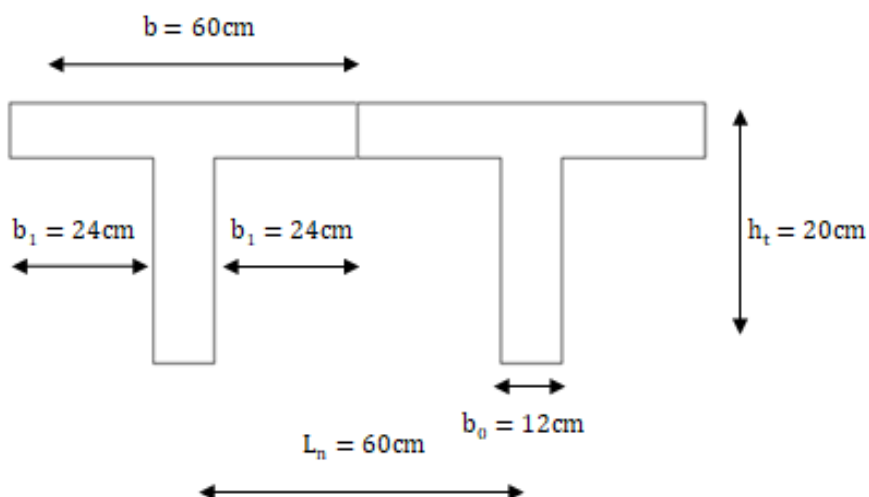


Figure III .II. 2 Dimensions des poutrelles.

III.II.3. Descente des charges :

III.II.3.1.Plancher terrasse inaccessible.

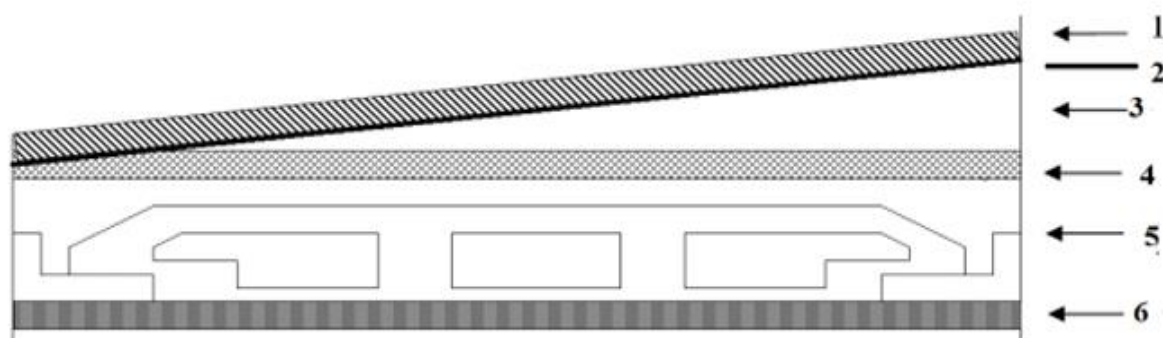


Figure III .II. 3Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau III .II. 1Descente des charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
1	protection gravillon	17	0.10	1.7
2	étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.10	2.2
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
Charges	$G(\text{kN/m}^2)$	7.18		
	$Q(\text{kN/m}^2)$	1		

Tableau III .II. 2Descente des charges du plancher terrasse accessible.

N°	Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
1	Carrelage	20	0.02	0.4
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Forme de pente	22	0.10	2.2
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	0.20
Charges	$G(\text{kN/m}^2)$	6.51		
	$Q(\text{kN/m}^2)$	1.5		

III.II.3.2. Plancher étage courant :

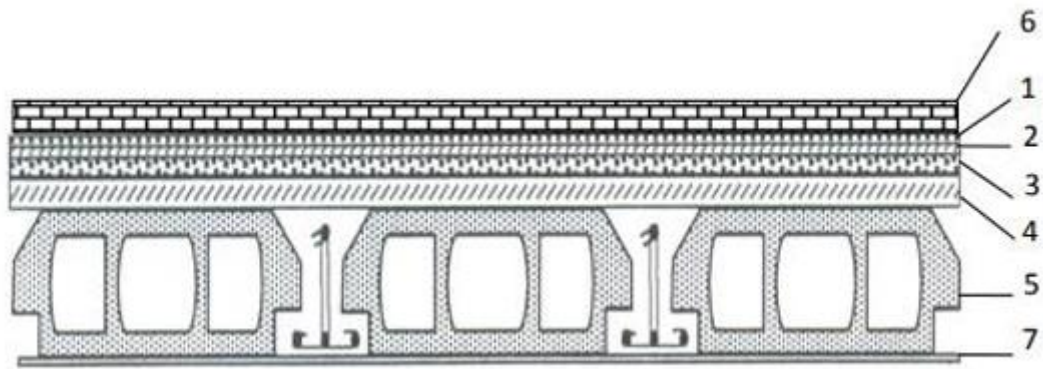


Figure III .II. 4Coupe transversale d'un plancher étage courant.

Tableau III .II. 3Descente des charges du plancher étage courant.

N°	Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
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
Charges	$G(\text{kN/m}^2)$	5.31		
	$Q(\text{kN/m}^2)$	1.5		

Tableau III .II. 4Descente des charges du plancher RDC.

N°	Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
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
Charges	$G(\text{kN/m}^2)$	6.36		
	$Q(\text{kN/m}^2)$	2.5		

III.II.3.3. Murs extérieurs (double cloison) :

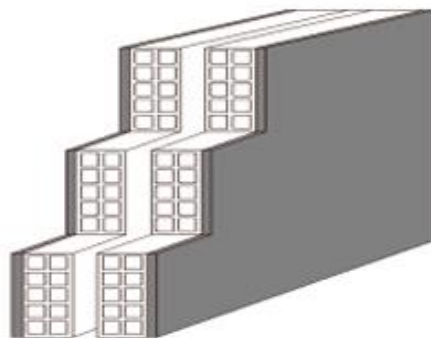


Figure III .II. 5Murs extérieurs (double cloison).

Tableau III .II. 5Descente des charges du Mur extérieur.

N°	Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
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	-
charges	$G(\text{kN/m}^2)$	2.81		

III.II.3.4. Murs intérieurs (simple cloison) :

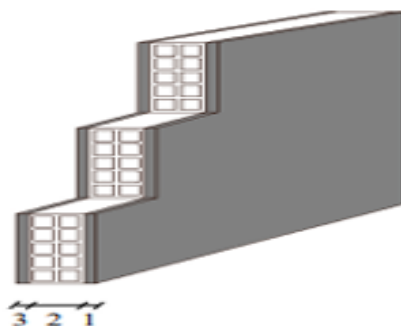


Figure III .II. 6Murs intérieurs (simple cloison).

Tableau III .II. 6Descente des charges du Mur intérieur.

N°	Désignation	$\rho(\text{kN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{kN/m}^2)$
1	enduit extérieur (ciment)	18	0.02	0.36
2	brique creuse (10 cm)	9	0.10	0.9
3	enduit intérieur (plâtre)	10	0.02	0.2
charges	$G(\text{kN/m}^2)$	1.46		

III.II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé « à ligne moyenne rectiligne » dont la portée est prise entre nus d'appuis.

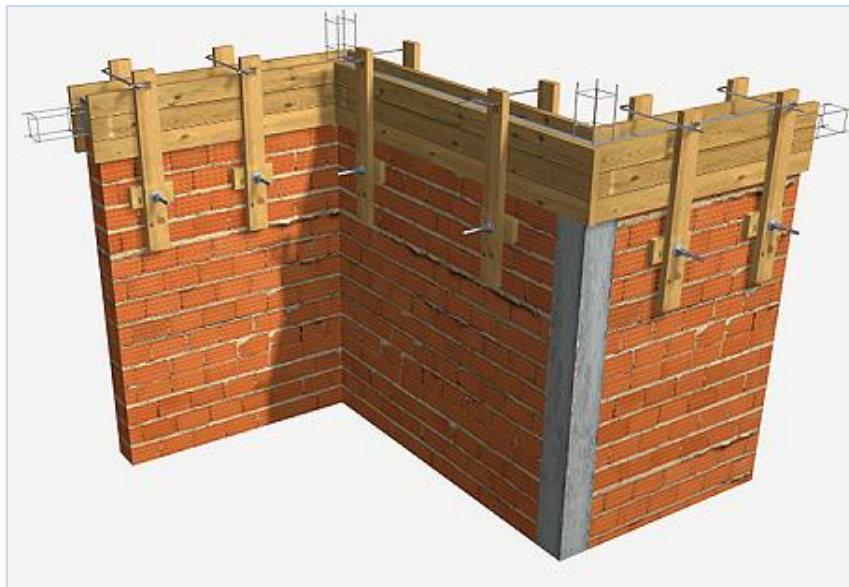


Figure III .II. 7Poutre en béton armé coulé en place.

III.II.4.1.Poutres principales :

- Longueur de la poutre entre nus d'appuis :

$$L_{PP} = 4.6 - 0.3 = 4.30\text{m} .$$

- Hauteur de la poutre :

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

$$h_t \rightarrow 28.6\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm} \rightarrow h_t = 40\text{cm} .$$

- Largeur de la poutre :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h .$$

$$b \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm} .$$

✓ Vérification selon RPA99 version 2003 :

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$ vérifié .

$h_t = 40\text{cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$ vérifié .

$\frac{h_t}{b} = 1.33 \leq 4 \rightarrow$ vérifié.

III.II.4.2.Poutres secondaires :

- Longueur de la poutre entre nus d'appuis :

$L_{PS} = 4.05 - 0.3 = 3.75\text{m}$.

- Hauteur de la poutre :

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

h_t : Hauteur totale de la poutre secondaire.

$h_t \rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm} \rightarrow h_t = 35\text{ cm}$.

- Largeur de la poutre :

$0.3h \leq b \leq 0.7h$.

$b \rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{ cm} \rightarrow b = 30\text{cm}$.

✓ Vérification selon RPA99 version 2003:

$b = 30\text{cm} \geq 20\text{ cm} \rightarrow$ vérifié .

$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{ cm} \rightarrow$ vérifié .

$\frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \rightarrow$ vérifié .

Tableau III .II. 7Pré dimensionnement des poutres.

Poutre	section($b \times h$)[cm^2]
Poutre principale	(30 × 40)
Poutre secondaire	(30 × 35)

III.II.5. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux pré-dimensionnés en compression simple.

On distingue les poteaux du centre, les poteaux de rive et les poteaux d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

III.II.5.1. Procédure de pré-dimensionnement :

- ☛ Calcul de la surface reprise par chaque poteau (surface afférente).
- ☛ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ☛ La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **B.A.E.L.91/V99**.
- ☛ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement **R.P.A.99/V2003**.
- ☛ Vérification des sections à l'ELS selon le **C.B.A.93**.

Tableau III .II. 8Loi de dégression selon [DRTBC22 ART 6].

Etage	La loi de dégression	Charge
9	Q_0	1kN/m^2
8	$Q_0 + Q_1$	2.5kN/m^2
7	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85kN/m^2
6	$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05kN/m^2
5	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1kN/m^2
4	$Q_0 + \frac{3+5}{10}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7kN/m^2
3	$Q_0 + \frac{3+6}{12}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75kN/m^2
2	$Q_0 + \frac{3+7}{14}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.5kN/m^2
1	$Q_0 + \frac{3+8}{16}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.25kN/m^2
RDC	$Q_0 + \frac{3+9}{18}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10.67kN/m^2

III.II.5.2.Hypothèses de calcul :

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

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

B_r : Section réduite.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q .$$

☛ Coefficient :

$$\text{si : } \lambda < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}.$$

$$\text{si : } 50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2.$$

λ : Elancement dans [BAEL91 MODIFIE 99 art B.8.4.1] est préférable de prendre $\lambda = 35$.

$$\beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.2$$

On peut prendre : $A_s / Br = 1\%$

$$Br = \frac{1.2N_U}{\frac{14.17}{0.9} + 0.85 \times \frac{1 \times 400}{100 \times 1.15}}$$

$$Br \geq 0.064 \times N_U$$

$$a \geq \sqrt{0.064 \times N_U} + 2(\text{cm})$$

III.II.5.3.Calcul section de poteau :

III.II.5.3.1.Calcul de la surface afférente :

$$S = \left(\frac{4.12}{2} + \frac{3.63}{2}\right) \times \left(\frac{4.05}{2} + \frac{3.93}{2}\right) = 15.46\text{m}^2.$$

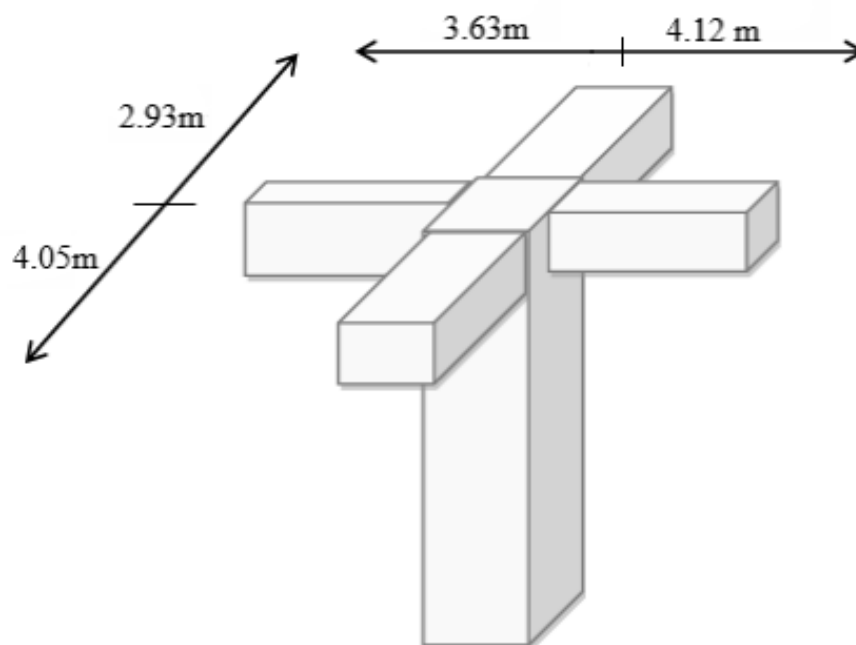


Figure III .II. 8 Surface afférente.

III.II.5.3.2.Calcul du poids G revenant à tous les étages :

☛ Poids revenant à la terrasse inaccessible pour pot(9) :

a) Poids plancher terrasse : $G_{(pt)} = G_{(t)} \times S$.

$$G_{(pt)} = 7.18 \times 15.46 = 111.003 \text{ kN.}$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}$.

$$G_{(pp)} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 4.60 = 13.8 \text{ kN.}$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}$.

$$G_{(ps)} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times 4.05 = 10.631 \text{ kN.}$$

$$G_{(\text{totale terrasse})} = 111.003 + 13.8 + 10.631 = 135.434 \text{ kN.}$$

d) Poids de Poteau:

$$N_u = 1.35(135.434) + 1.5(1 \times 15.46) = 206.026 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0.0064 N_u \rightarrow Br = 131.857$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a = 13.48 \text{ cm On prend } a = 30 \text{ cm}$$

$$G_{\text{POT}} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOT}} = 111.003 + 13.8 + 10.031 + 6.885 = 142.319 \text{ KN}$$

☛ Poids revenant 9eme étage pour pot(8) :

a) Poids plancher 9eme etage : $G_{p(9eme)} = G_{(9eme)} \times S$.

$$G_{(9eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN.}$$

b) Poids de poutre principale: $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}$.

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN.}$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}$.

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN.}$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(142.319) + 1.5(2.5 \times 15.46) = 250.106 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0.0064 N_u \rightarrow Br = 160.068$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a = 14.65 \text{ cm On prend } a = 30 \text{ cm}$$

$$G_{POT} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 6.885 = 113.409 \text{ KN}$$

$$G_{globale (9)} = G_{(totale de 9eme)} + G_{(totale terrasse)}.$$

$$G_{globale (9)} = 113.409 + 142.319 = 255.728 \text{ kN}.$$

☛ **Poids revenant 8eme étage pour pot (7) :**

a) Poids 8eme étage: $G_{p(8eme)} = G_{(8eme)} \times S.$

$$G_{(8eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN}.$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}.$

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN}.$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}.$

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN}.$$

d) Poids de poteau :

$$Nu = 1.35(255.72) + 1.5(3.85 \times 15.46) = 434.514 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0.0064 Nu \rightarrow Br = 278.089$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a = 18.68 \text{ cm} \text{ On prend } a = 30 \text{ cm}$$

$$G_{POT7} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.06 = 6.885 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 6.885 = 113.409 \text{ KN}$$

$$G_{globale (8)} = G_{(totale de 8eme)} + G_{(globale 9)}.$$

$$G_{globale (8)} = 113.409 + 255.728 = 369.137 \text{ kN}.$$

☛ **Poids revenant 7eme étage pour pot (6) :**

a) Poids 7eme étage: $G_{p(7eme)} = G_{(7eme)} \times S.$

$$G_{(7eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN}.$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}.$

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN}.$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}.$

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN}.$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(369.137) + 1.5(5.05 \times 15.46) = 615.444 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.0064 N_u \rightarrow B_r = 393.884$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow a = 21.85 \text{ cm} \text{ On prend } a = 35 \text{ cm}$$

$$G_{\text{POT6}} = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 9.371 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOT}} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 9.371 = 115.895 \text{ KN}$$

$$G_{\text{globale (7)}} = G_{\text{(totale de 7eme)}} + G_{\text{(globale8)}}.$$

$$G_{\text{globale (7)}} = 115.895 + 369.137 = 485.032 \text{ kN.}$$

☛ **Poids revenant 6eme étage pour pot(5) :**

a) Poids 6eme étage: $G_{p(6eme)} = G_{(6eme)} \times S.$

$$G_{(6eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN.}$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}.$

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN.}$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}.$

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN.}$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(485.032) + 1.5(6.1 \times 15.46) = 796.252 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.0064 N_u \rightarrow B_r = 509.601$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow a = 24.57 \text{ cm} \text{ On prend } a = 35 \text{ cm}$$

$$G_{\text{POT6}} = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 9.371 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOT}} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 9.371 = 115.895 \text{ KN}$$

$$G_{\text{globale (6)}} = G_{\text{(totale de 6eme)}} + G_{\text{(globale7)}}.$$

$$G_{\text{globale (6)}} = 115.895 + 485.032 = 600.927 \text{ kN.}$$

☛ **Poids revenant 5eme étage pour pot(4) :**

a) Poids 5eme étage: $G_{p(5eme)} = G_{(5eme)} \times S.$

$$G_{(5eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN.}$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}$.

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN.}$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}$.

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN.}$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(600.927) + 1.5(7 \times 15.46) = 973.581 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0.0064 N_u \rightarrow Br = 623.092$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a = 26.96 \text{ cm On prend } a = 35 \text{ cm}$$

$$G_{POT4} = 0.35 \times 0.35 \times 25 \times 3.06 = 9.371 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 9.371 = 115.895 \text{ KN}$$

$$G_{globale (5)} = G_{(totale de 5eme)} + G_{(globale 6)}.$$

$$G_{globale (5)} = 115.895 + 600.927 = 716.822 \text{ kN.}$$

☛ **Poids revenant 4eme étage pour pot(3) :**

a) Poids 4eme étage: $G_{p(4eme)} = G_{(4eme)} \times S$.

$$G_{(4eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN.}$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}$.

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN.}$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}$.

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN.}$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(716.822) + 1.5(7.75 \times 15.46) = 1147.432 \text{ KN}$$

$$Br \geq 0.0064 N_u \rightarrow Br = 734.357$$

$$a = \sqrt{Br} + 2 \rightarrow a = 29.09 \text{ cm On prend } a = 40 \text{ cm}$$

$$G_{POT3} = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 12.24 = 118.764 \text{ KN}$$

$$G_{\text{globale (4)}} = G_{\text{(totale de 4eme)}} + G_{\text{(globale 5)}}.$$

$$G_{\text{globale (4)}} = 118.764 + 716.822 = 835.586 \text{ kN}.$$

☛ **Poids revenant 3eme étage pour pot(2) :**

a) Poids 3eme étage: $G_{p(3eme)} = G_{(3eme)} \times S.$

$$G_{(3eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN}.$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}.$

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN}.$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}.$

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN}.$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(835.586) + 1.5(8.5 \times 15.46) = 1325.156 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.0064 N_u \rightarrow B_r = 848.100$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow a = 31.12 \text{ cm} \text{ On prend } a = 40 \text{ cm}$$

$$G_{\text{POT2}} = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{TOT}} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 12.24 = 118.764 \text{ KN}$$

$$G_{\text{globale (3)}} = G_{\text{(totale de 3eme)}} + G_{\text{(globale 4)}}.$$

$$G_{\text{globale (3)}} = 118.764 + 835.586 = 954.435 \text{ kN}.$$

☛ **Poids revenant 2eme étage pour pot(1) :**

a) Poids 4eme étage: $G_{p(2eme)} = G_{(2eme)} \times S.$

$$G_{(2eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN}.$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}.$

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN}.$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}.$

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN}.$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(954.35) + 1.5(9.25 \times 15.46) = 1502.88 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.0064 N_u \rightarrow B_r = 961.843$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow a = 33.01 \text{ cm} \text{ On prend } a = 40 \text{ cm}$$

$$G_{POT1} = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 12.24 = 118.764 \text{ KN}$$

$$G_{globale (2)} = G_{(totale de 2eme)} + G_{(globale 3)}.$$

$$G_{globale (2)} = 118.764 + 954.35 = 1073.114 \text{ kN}.$$

☛ **Poids revenant 1eme étage pour pot(RDC) :**

a) Poids 4eme étage: $G_{p(4eme)} = G_{(4eme)} \times S.$

$$G_{(1eme)} = 5.31 \times 15.46 = 82.093 \text{ kN}.$$

b) Poids de poutre principale : $G_{(pp)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{pp}.$

$$G_{(pp)} = 13.8 \text{ kN}.$$

c) Poids de poutre secondaire : $G_{(ps)} = b \times h \times \gamma_b \times L_{ps}.$

$$G_{(ps)} = 10.631 \text{ kN}.$$

d) Poids de poteaux :

$$N_u = 1.35(1073.114) + 1.5(10.67 \times 15.46) = 1696.141 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0.0064 N_u \rightarrow B_r = 1085.53$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow a = 34.94 \text{ cm} \text{ On prend } a = 45 \text{ cm}$$

$$G_{POTRDC} = 0.45 \times 0.45 \times 25 \times 3.06 = 15.491 \text{ KN}$$

$$G_{TOT} = 82.093 + 13.8 + 10.631 + 15.491 = 122.015 \text{ KN}$$

$$G_{globale (1)} = G_{(totale de 1er)} + G_{(globale 2)}.$$

$$G_{globale (1)} = 122.015 + 1073.114 = 1195.129 \text{ kN}.$$

Tableau III .II. 9 Calcul des surcharges d'exploitation revenant au poteau du centre.

étage	Σ Surcharge Q = Q étage (kN/m ²) $\times$ S(m ²)	Σ Surcharge Q (kN)
9	1×15.46	15.46
8	2.5×15.46	38.65
7	3.85×15.46	59.521
6	5.05×15.46	78.073
5	6.1×15.46	94.306
4	7×15.46	108.22
3	7.75×15.46	119.815
2	8.5×15.46	131.41
1	9.25×15.46	143.005
RDC	10.67×15.46	164.958

III.II.5.3.3.Vérification Selon le [RPA 99 v.2003] :

Min (a, b) $\geq$ 25cm $\rightarrow$ En zone I.

Min (a, b) $\geq \frac{h_e}{20} \rightarrow h_e$: Hauteur de poteaux.

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

Tableau III .II. 10 Dimensionnement de poteau.

étage	G (kN)	Q(kN)	N _u (kN)	B _r (cm ²)	a(cm)	RPA(cm ²)	a ² (cm ²)
9	135.434	15.460	206.026	131.857	13.486	25 $\times$ 25	30 ²
8	142.319	38.650	250.106	160.068	14.652	25 $\times$ 25	30 ²
7	255.728	59.521	434.514	278.089	18.676	25 $\times$ 25	30 ²
6	369.137	78.073	615.444	393.884	21.847	25 $\times$ 25	35 ²
5	485.032	94.306	796.252	509.601	24.574	25 $\times$ 25	35 ²
4	600.927	108.220	973.581	623.092	26.962	25 $\times$ 25	35 ²
3	716.822	119.815	1147.432	734.357	29.099	25 $\times$ 25	40 ²
2	835.586	131.410	1325.156	848.100	31.122	25 $\times$ 25	40 ²
1	954.35	143.005	1502.880	961.843	33.014	25 $\times$ 25	40 ²
RDC	1073.114	164.958	1696.141	1085.53	34.947	25 $\times$ 25	45 ²

☛ Exemple d'application pour la terrasse inaccessible :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (135.434) + 1.5 (15.46) = 206.026 \text{ kN}.$$

$$B_r \geq 0.064 \times N_u \rightarrow B_r \geq 0.064 \times 206.026 \times 10^{-3} \times 10^4 \rightarrow B_r \geq 131.857 \text{ cm}^2.$$

$$a \geq \sqrt{B_r} + 2 \rightarrow a \geq 13.483 \text{ cm}.$$

III.II.5.3.4.Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99] :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n \times A_s} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

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

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15.$$

Tableau III .II. 11 Vérification à ELS selon [BAEL 91 MODIFIE 99].

Etage	G(kN)	Q(kN)	N _{ser} (kN)	a × a (cm ²)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obs.
9	135.434	15.46	150.894	30 × 30	1.458	15	Ok
8	142.319	38.650	180.969	30 × 30	1.748	15	Ok
7	255.728	59.521	315.249	30 × 30	3.046	15	Ok
6	369.137	78.073	447.210	35 × 35	3.175	15	Ok
5	485.032	94.306	579.338	35 × 35	4.112	15	Ok
4	600.927	108.22	709.147	35 × 35	5.034	15	Ok
3	716.822	119.815	836.637	40 × 40	4.547	15	Ok
2	835.586	131.41	966.996	40 × 40	5.255	15	Ok
1	954.350	143.005	1097.355	40 × 40	5.964	15	Ok
RDC	1073.114	164.958	1238.078	45 × 45	5.316	15	Ok

☛ Exemple d'application pour la terrasse inaccessible :

$$\frac{N_{ser}}{1.15 \times B} = \frac{150.894 \times 10^{-3}}{1.15 \times 0.3 \times 0.3} = 1.458 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

III.II.5.3.5. Vérification au flambement :

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

$$L_f = 0.7 \times L_0.$$

L_0 : Longueur libre du poteau.

i : rayon de giration.

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

$$I = \frac{a \times a^3}{12}.$$

$$B = a \times a.$$

$$B_r = (a - 0.02) \text{ m}^2.$$

Le calcul de section du poteau est effectué selon la section réduite B_r « d'après le B.A.E. L 91 »:

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A_s \times f_{te}}{B \times \gamma_s}}.$$

☛ $\lambda \leq 50 \rightarrow \lambda = 35$ « BAEL 91 modifié 99 ».

☛ $\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1.2$.

Le pourcentage minimal sera 1 % Selon le BAEL 91 modifié 99 arts 7.4.2.1 :

$B_r = (a - 0.02)^2 m^2$.

$\rightarrow B_r \geq \sqrt{0.064 N_u}$.

$\rightarrow a \geq \sqrt{0.064 N_u} + 2 \text{ (cm)} .$

Tableau III .II. 12 Vérification au flambement.

étage	$L_0 \text{ (m)}$	$L_f = 0.7 \times L_0 \text{ (m)}$	$(a \times a) m^2$	$i \text{ (m}^2\text{)}$	λ	$\lambda < 50$
9	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.30×0.30	0.087	21.501	Ok
8	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.30×0.30	0.087	21.501	Ok
7	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.30×0.30	0.087	21.501	Ok
6	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.35×0.35	0.101	18.429	Ok
5	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.35×0.35	0.101	18.429	Ok
4	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.35×0.35	0.101	18.429	Ok
3	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.40×0.40	0.115	16.125	Ok
2	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.40×0.40	0.115	16.125	Ok
1	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.40×0.40	0.115	16.125	Ok
RDC	2.66	$0.7 \times 2.66 = 1.862$	0.45×0.45	0.130	14.334	Ok

☛ Exemple d'application pour la terrasse inaccessible :

$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{0.072} = \frac{1.862}{0.072} = 25.861 < 50 \rightarrow \text{vérifier.}$

Tableau III .II. 13 Choix des sections des poteaux.

Etage	$a \times a \text{ (cm}^2\text{)}$
9	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

III.II.6. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments résistant aux charges horizontales provenant du vent et/ou du séisme. La bonne disposition des voiles de contreventement contribue à l'augmentation de la rigidité de la structure.

- L'épaisseur du voile est calculée d'après les trois (03) conditions du RPA99 version 2003/A.7.7.1) :

- $a \geq 15\text{cm}$.
- $a > \frac{h_e}{22}$ [Selon le RPA (article 7.7.1).] .
- $L_{\min} > 4 \times a$.

h_e : Hauteur libre d'étage.

a : Epaisseur du voile.

$L_{\min}$: Longueur minimale du voile

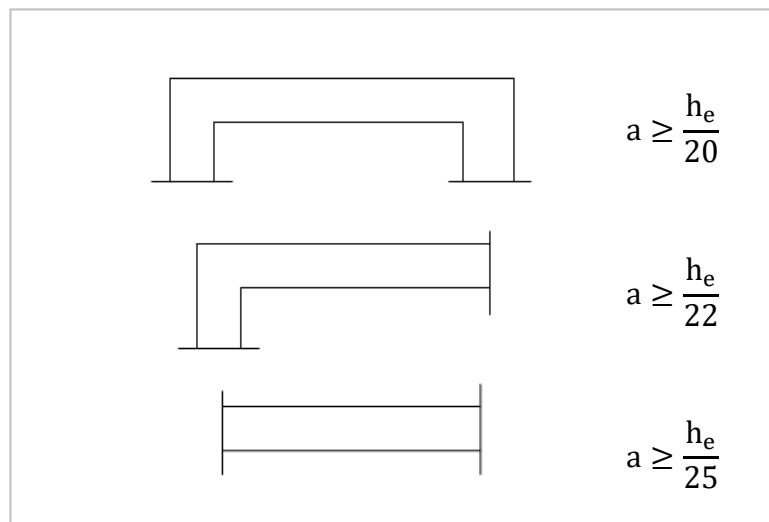


Figure III.II. 9 Différents cas des voiles.

III.II.6.1. Voiles de contreventement :

- Etage de RDC $\rightarrow H_e = 266\text{cm}$.
- étage courant $\rightarrow H_e = 266\text{cm}$.

$$a > \frac{266}{22} = 12.09 \text{ cm} \rightarrow a = 20\text{cm}.$$

$$L_{\min} > 4 \times a \rightarrow 113 \text{ cm} > 4 \times 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

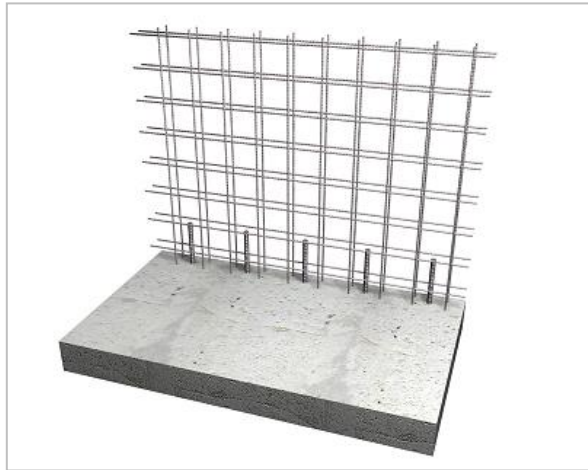


Figure III .II. 10Voile en béton armé coulé en place.

III.II.7.Conclusion :

Suivant les règlements de calcul en vigueur, le pré dimensionnement des éléments structuraux a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et l'économie de l'ouvrage, tout en respectant les règles parasismiques (**RPA99/version 2003**). La partie suivante fera l'objet de l'étude des planchers à corps creux.

III. III. Etudes des planchers

III.III.1.Introduction :

Les planchers sont généralement des surfaces horizontales en béton armé, destinées à limiter les niveaux et de supporter les revêtements de sol et les charges appliquées « charges permanentes et d'exploitation ». Leurs rôles essentiels sont :

- ✓ Résistance : supporter les charges et les surcharges ;
- ✓ Isolation : thermique et phonique ;
- ✓ Protection des personnes contre les risques d'incendie.

Les planchers dans notre structure sont réalisés en :

- ✓ Plancher à corps creux ;
- ✓ Plancher en dalle pleine (dalle d'ascenseur).

III.III.2. Calcul du plancher à corps creux

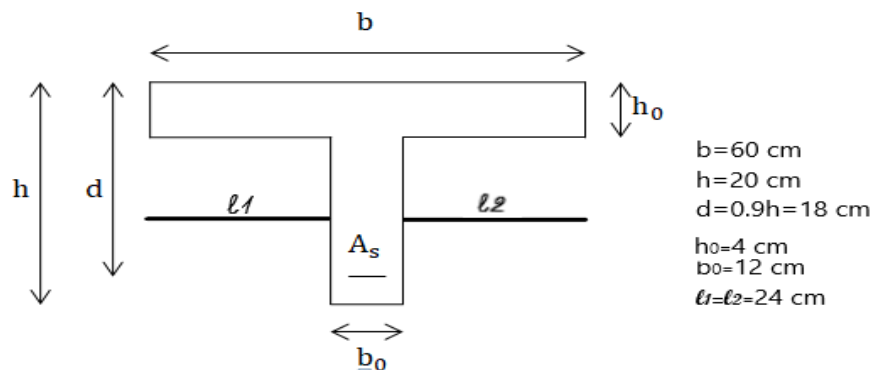


Figure III .III. 1Dimensionnement des poutrelles type (1).

a) Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ☛ 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures $A_{\perp}$;
- ☛ 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures $A_{||}$;

La section minimale des armatures doit être :

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n inférieure ou égal à 50cm :

$$A \geq 200 \times F_e ; A_{||} \times \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right) .$$

- Pour l'écartement des axes des nervures L_n comprise entre (50 et 80)cm

$$A_{||} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right) .$$

f_e : Limite d'élasticité Fe520MPa de treillis soudés pour un treillis $\phi \leq 6\text{mm}$.

L_n : Distance entre axes des nervures (cm).

b) Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$50\text{cm} \leq L_n < 80 \Rightarrow L_n = 60\text{cm}.$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times \left(\frac{60}{520} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.46 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow 5\phi 6/\text{ml}.$$

$$A_{\perp} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

c) Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{ll} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right) \Rightarrow \frac{1.41}{2} \Rightarrow A_{ll} \geq 0.70 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend $\Rightarrow \frac{5\phi 6}{\text{ml}} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{1.41 \text{ cm}^2}{\text{m}} \Rightarrow$ Un treillis soudés de $\phi 6(200 \times 200)\text{mm}^2$.

d) Méthodes de calcul :

- Hyperstatique : calculé par deux méthodes (forfaitaire et Caquot) pour l'étage courant et terrasse accessible.

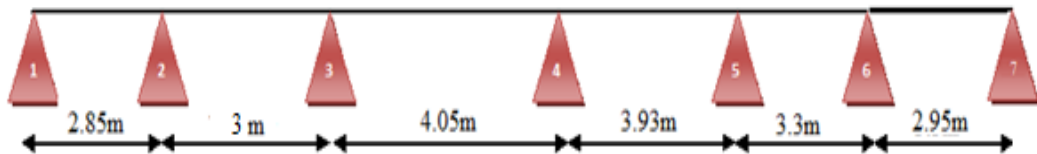


Figure III.III. 2 Schéma statique poutrelle (1) étage courant et terrasse inaccessible.

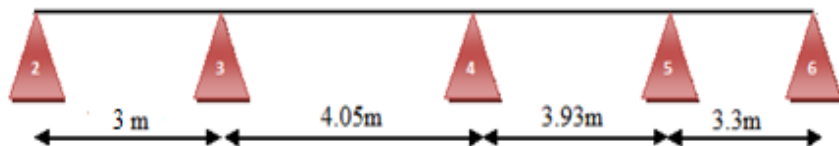


Figure III.III. 3 Schéma statique poutrelle (2) étage courant et terrasse inaccessible.



Figure III.III. 4 Schéma statique poutrelle (3) étage courant et terrasse inaccessible.

d.1) Choix de la méthode utilisée :

Tableau III.III. 1condition de la méthode forfaitaire.

Méthode	Cause
forfaitaire	$Q \leq \min (2 \times G ; 5\text{kN})$
	$0.8 < l_i/l_j + 1 < 1.25$
	Inertie constante
	Fissuration peu préjudiciable.

Tableau III .III. 2choix de la méthode utilisée.

Plancher	Type	Condition d'application de la méthode forfaitaire		Méthodes utilisées
Etage courant	1	$Q = 1.5 \leq \max \begin{cases} 2G = 2 \times 5.31 = \frac{10.62\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$ Fissuration peu préjudiciable Inertie constante $0.8 \leq \frac{l_i}{l_j + 1} \leq 1.25 \rightarrow 0.8 \leq \frac{4.05}{3} = 1.35 \leq 1.25$	C.V	Caquot
			C.V	
			C.V	
			C.N.V	
	2	$Q = 1.5 \leq \max \begin{cases} 2G = 2 \times 5.31 = \frac{10.62\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$ Fissuration peu préjudiciable Inertie constante $0.8 \leq \frac{4.05}{3} = 1.35 \leq 1.25$	C.V	Caquot
			C.V	
			C.V	
			C.N.V	
	3	$Q = 1.5 \leq \max \begin{cases} 2G = 2 \times 5.31 = \frac{10.62\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$ Fissuration peu préjudiciable Inertie constante $0.8 \leq \frac{4.05}{3.93} = 1.03 \leq 1.25$	C.V	Forfaitaire
			C.V	
			C.V	
			C.V	

Terrasse inaccessible	1	$Q = 1 \leq \max \begin{cases} 2G = 2 \times 7.18 = 14.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$ Fissurationpeupréjudiciable Inertieconstante $0.8 \leq \frac{4.05}{3} = 1.35 \leq 1.25$	C.V	Caquot
			C.V	
			C.V	
			C.N.V	
	2	$Q = 1 \leq \max \begin{cases} 2G = 2 \times 7.18 = 14.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$ Fissurationpeupréjudiciable Inertieconstante $0.8 \leq \frac{4.05}{3} = 1.35 \leq 1.25$	C.V	Caquot
			C.V	
			C.V	
			C.N.V	
	3	$Q = 1 \leq \max \begin{cases} 2G = 2 \times 7.18 = 14.36 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \end{cases}$ Fissurationpeupréjudiciable Inertieconstante $0.8 \leq \frac{4.05}{3.93} = 1.03 \leq 1.25$	C.V	Forfaitaire
			C.V	
			C.V	
			C.V	

d.2) Rappels sur les Méthode de calcul :

d.2.1) Caquot :

Moment en appuis :

☛ Appuis de rive $\rightarrow M_a = 0$.

☛ Appuis intermédiaires :

$$M_a = - \frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)}.$$

l'_w : Longueur de travée à gauche.

l'_e : Longueur de travée à droite.

$l' = l \rightarrow$ Travée de rive.

$l' = l \times 0.8 \rightarrow$ Travée intermédiaire.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui à calculer.

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

Moment en travée :

$$M_{t(x)} = \frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w .$$

M_e : Moment appuis à droite de travée.

M_w : Moment appui à gauche de travée.

Position de moment max sur la travée :

$$X = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{Pl} .$$

Efforts tranchants :

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

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

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

d.2.2) Forfaitaire :

Moment en appuis :

☛ Appuis de rive :

$$M = 0.2 \times M_0 .$$

☛ Poutre deux travée :

$$M = 0.6 \times M_0 .$$

Moment en travée :

☛ Travée de rive :

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 .$$

☛ Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} \times M_0.$$

✓ Vérification :

$$M_t = \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \left[(1 + 0.3\alpha) \times M_0 ; 1.05 \times M_0 \right].$$

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}.$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}.$$

M_0 : Valeur maximale du moment isostatique.

M_e : Moment absolu de l'appui à droite de travée.

M_w : Moment absolu de l'appui à gauche de travée.

Effort tranchant :

$$T_w = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}.$$

$$T_e = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}.$$

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui.

Tableau III .III. 3 Evaluation des charges du plancher à corps creux.

	charges		b(m)	Combinaison fondamentales		α
	G(kN/m ²)	Q(kN/m ²)		ELU(kN/m ²)	ELS(kN/m ²)	
Terrasse inaccessible	7.18	1	0.6	6.716	4.908	0.1222
Etage courant	5.31	1.5	0.6	5.651	4.086	0.2203

ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q)b$

ELS : $P_s = (G + Q)b$, $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

d.3) Calcul du plancher terrasse inaccessible :

d.3.1) Type de poutrelle (1) méthode de Caquot :

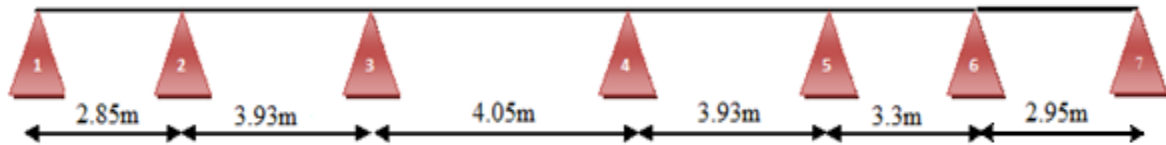


Figure III .III. 5Schéma statique du type de poutrelle (1).

ELU :

Moment en appuis :

$$M_{a(1)} = M_{a(7)} = 0.$$

$$M_{a(2)} = -\frac{6.716 \times 2.85^3 + 6.716 \times 2.4^3}{8.5 \times (2.85 + 2.4)} = -5.564 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(3)} = -\frac{6.716 \times 2.4^3 + 6.716 \times 3.24^3}{8.5 \times (2.4 + 3.24)} = -6.701 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(4)} = -\frac{6.716 \times 3.24^3 + 6.716 \times 3.144^3}{8.5 \times (3.24 + 3.144)} = -8.056 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(5)} = -\frac{6.716 \times 3.144^3 + 6.716 \times 2.64^3}{8.5 \times (3.144 + 2.64)} = -6.759 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(6)} = -\frac{6.716 \times 2.64^3 + 6.716 \times 2.95^3}{8.5 \times (2.64 + 2.95)} = -6.23 \text{ kN.m.}$$

Moment en travée :

☛ Travée (1_2) :

$$X_{(1_2)} = \frac{1}{2} + \frac{M_e - M_w}{q_u \times l} = \frac{2.85}{2} + \frac{-5.564 - 0}{6.716 \times 2.85} = 1.134 \text{ m.}$$

$$M_{t(1.134)} = \frac{6.716 \times 2.85}{2} \times 1.134 - \frac{6.716}{2} \times 1.134^2 + 0 \left(1 - \frac{1.134}{2.85}\right) + (-5.564) \left(\frac{1.134}{2.85}\right).$$

$$M_{t(1.134)} = 4.321 \text{ kN.m.}$$

☛ Travée (2_3) :

$$X_{(2_3)} = \frac{3}{2} + \frac{-6.701 + 5.564}{6.701 \times 3} = 1.444 \text{ m.}$$

$$M_{t(1.444)} = \frac{6.716 \times 3}{2} \times 1.444 - \frac{6.701}{2} \times 1.444^2 - 5.564 \left(1 - \frac{1.444}{3}\right) + (-6.701) \left(\frac{1.444}{3}\right)$$

$$M_{t(1.444)} = 1.434 \text{ kN.m.}$$

☛ Travée (3-4) :

$$X_{(3_4)} = \frac{4.05}{2} + \frac{-8.056 + 6.701}{6.701 \times 4.05} = 1.975 \text{ m.}$$

$$M_{t(1.975)} = \frac{6.716 \times 4.05}{2} \times 1.975 - \frac{6.716}{2} \times 1.975^2 - 6.701 \left(1 - \frac{1.975}{4.05}\right) + (-8.056) \left(\frac{1.97}{4.05}\right)$$

$$M_{t(1.975)} = 6.4 \text{ kN.m.}$$

- Travée (4-5) :

$$X_{(4-5)} = \frac{3.93}{2} + \frac{-6.759 + 8.056}{6.716 \times 3.93} = 2.014 \text{ m}$$

$$M_{t(2.014)} = \frac{6.716 \times 3.93}{2} \times 2.014 - \frac{6.716}{2} \times 2.014^2 - 8.056 \left(1 - \frac{2.014}{3.93}\right) + (-6.759) \left(\frac{2.014}{3.93}\right).$$

$$M_{t(2.014)} = 5.56 \text{ kN.m.}$$

- Travée (5-6) :

$$X_{(5-6)} = \frac{3.3}{2} + \frac{-6.23 + 6.759}{6.716 \times 3.3} = 1.674 \text{ m.}$$

$$M_{t(1.674)} = \frac{6.716 \times 3.3}{2} \times 1.674 - \frac{6.716}{2} \times 1.674^2 - 6.759 \left(1 - \frac{1.674}{3.3}\right) + (-6.23) \left(\frac{1.674}{3.3}\right).$$

$$M_{t(1.975)} = 2.650 \text{ kN.m.}$$

- Travée (6-7) :

$$X_{(6-7)} = \frac{2.95}{2} + \frac{0 + 6.23}{6.716 \times 2.95} = 1.789 \text{ m.}$$

$$M_{t(1.789)} = \frac{6.716 \times 2.95}{2} \times 1.789 - \frac{6.716}{2} \times 1.789^2 - 6.23 \left(1 - \frac{1.789}{2.95}\right) + (0) \left(\frac{1.789}{2.95}\right).$$

$$M_{t(1.975)} = 4.523 \text{ kN.m.}$$

Effort tranchant :

- Travée (1-2) :

$$T_{(1)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.716 \times 2.85}{2} + \frac{-5.564 - 0}{2.85} = 7.618 \text{ kN.}$$

$$T_{(2)} = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.716 \times 2.85}{2} + \frac{-5.564 - 0}{2.85} = -11.523 \text{ kN.}$$

- Travée (2-3) :

$$T_{(2)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.716 \times 3}{2} + \frac{-6.701 + 5.564}{3} = 9.695 \text{ kN.}$$

$$T_{(3)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.716 \times 3}{2} + \frac{-6.701 + 5.564}{3} = -10.453 \text{ kN.}$$

- Travée (3-4) :

$$T_{(3)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.716 \times 4.05}{2} + \frac{-8.056 + 6.701}{4.05} = 13.265 \text{ kN.}$$

$$T_{(4)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.716 \times 4.05}{2} + \frac{-8.056 + 6.701}{4.05} = -13.934 \text{ kN.}$$

- Travée (4-5) :

$$T_{(4)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.716 \times 3.93}{2} + \frac{-6.759 + 8.056}{3.93} = 13.527 \text{ kN}.$$

$$T_{(5)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.716 \times 3.93}{2} + \frac{-6.759 + 8.056}{3.93} = -12.867 \text{ kN}.$$

- Travée (5-6) :

$$T_{(5)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.716 \times 3.3}{2} + \frac{-6.23 + 6.759}{3.3} = 11.242 \text{ kN}.$$

$$T_{(6)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.716 \times 3.3}{2} + \frac{-6.23 + 6.759}{3.3} = -10.905 \text{ kN}$$

- Travée (6-7) :

$$T_{(6)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{6.716 \times 2.95}{2} + \frac{0 + 6.23}{2.95} = 12.018 \text{ kN}.$$

$$T_{(7)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{6.716 \times 2.95}{2} + \frac{0 + 6.23}{2.95} = -7.794 \text{ kN}$$

Tableau III. III. 4 Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher terrasse à ELU.

Poutrelle type (1)	$q_u = 6.46 \text{ (kN/m)}$		
	$M_t \text{ (kN.m)}$	$T \text{ (kN)}$	$M_a \text{ (kN.m)}$
1	$M_{t(1-2)} = 4.321$	$T_{(1)} = 7.618$	$M_1 = 0$
2		$T_{(2)} = -11.523$	$M_2 = -5.564$
2	$M_{t(2-3)} = 1.434$	$T_{(2)} = 9.695$	
3		$T_{(3)} = -10.453$	$M_3 = -6.701$
3	$M_{t(3-4)} = 6.4$	$T_{(3)} = 13.265$	
4		$T_{(4)} = -13.934$	$M_4 = -8.056$
4	$M_{t(4-5)} = 5.56$	$T_{(4)} = 13.527$	
5		$T_{(5)} = -12.867$	$M_5 = -6.759$
5	$M_{t(5-6)} = 2.650$	$T_{(5)} = 11.242$	
6		$T_{(6)} = -10.905$	$M_6 = -6.23$
6	$M_{t(6-7)} = 4.523$	$T_{(6)} = 12.018$	
7		$T_{(7)} = -7.794$	$M_7 = 0$
Max	6.4	-13.934	-8.05

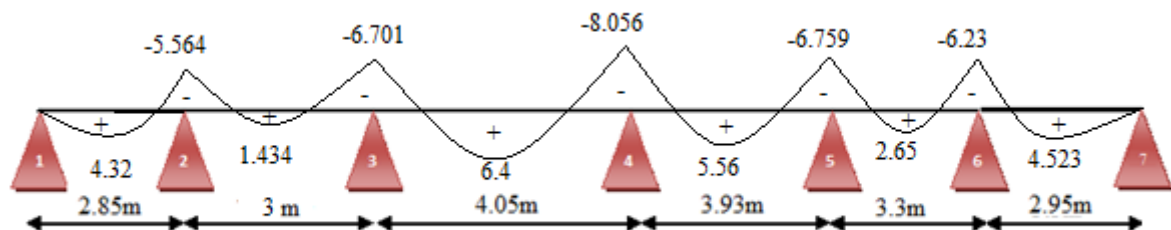


Figure III .III. 6 Diagramme des moments fléchissant pour plancher T-type (1) en travée et en appuis à ELU.

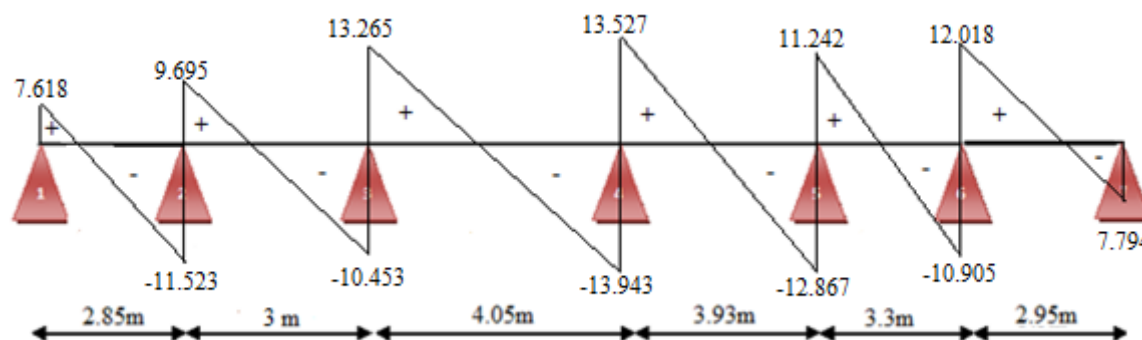


Figure III .III. 7 Diagramme des efforts tranchants pour plancher T- pour type (1) à ELU.

Tableau III .III. 5Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher T- à ELS.

Poutrelle type (1)	$q_{ser} = 4.808(kN/m)$		
	$M_t(kN.m)$	$T(kN)$	$M_a(kN.m)$
1	$M_{t(1-2)} = 3.158$	$T_{(1)} = 5.567$	$M_1 = 0$
2		$T_{(2)} = -8.421$	$M_2 = -4.066$
2	$M_{t(2-3)} = 1.048$	$T_{(2)} = 7.085$	
3		$T_{(3)} = -7.639$	$M_3 = -4.897$
3	$M_{t(3-4)} = 4.667$	$T_{(3)} = 9.694$	
4		$T_{(4)} = -10.183$	$M_4 = -5.887$
4	$M_{t(4-5)} = 4.068$	$T_{(4)} = 9.885$	
5		$T_{(5)} = -9.403$	$M_5 = -4.939$
5	$M_{t(5-6)} = 2.187$	$T_{(5)} = 8.215$	
6		$T_{(6)} = -7.981$	$M_6 = -4.552$
6	$M_{t(6-7)} = 3.306$	$T_{(6)} = 8.782$	
7		$T_{(7)} = -5.696$	$M_7 = 0$
Max	4.677	-10.183	-5.887

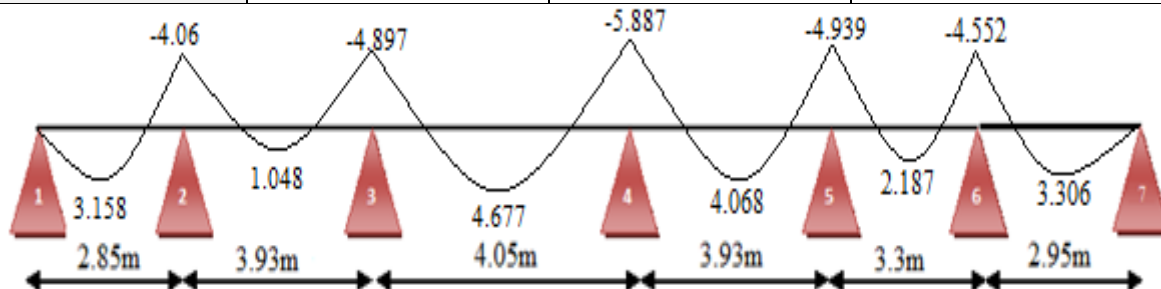


Figure III .III. 8Diagramme des moments fléchissant pour plancher T-
type (1) en travée et en appuis à ELS.

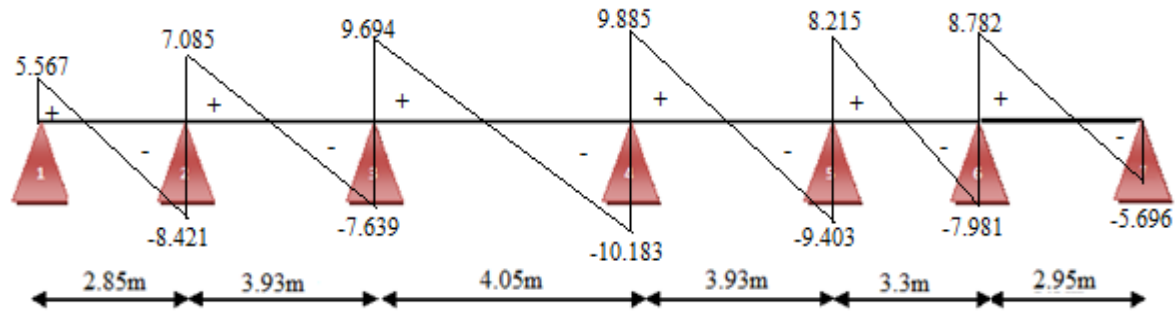


Figure III .III. 9Diagramme des efforts tranchants pour plancher T- pour type (1) à ELS.

d.3.2) Calcul du plancher étage courant à ELU :

d.3.2.1) Type de poutrelle (1) méthode de Caquot :

Moment en appuis :

$$M_{a(1)} = M_{a(7)} = 0.$$

$$M_{a(2)} = -\frac{5.651 \times 2.85^3 + 5.651 \times 2.4^3}{8.5 \times (2.85 + 2.4)} = -4.682 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(3)} = -\frac{5.651 \times 2.4^3 + 5.651 \times 3.24^3}{8.5 \times (2.4 + 3.24)} = -5.639 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(4)} = -\frac{5.651 \times 3.24^3 + 5.651 \times 3.144^3}{8.5 \times (3.24 + 3.144)} = -6.778 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(5)} = -\frac{5.651 \times 3.144^3 + 5.651 \times 2.64^3}{8.5 \times (3.144 + 2.64)} = -5.687 \text{ kN.m.}$$

$$M_{a(6)} = -\frac{5.651 \times 2.64^3 + 5.651 \times 2.95^3}{8.5 \times (2.64 + 2.95)} = -5.242 \text{ kN.m.}$$

Moment en travée :

☛ Travée (1_2) :

$$X_{(1,2)} = \frac{1}{2} + \frac{M_e - M_w}{q_u \times l} = \frac{2.85}{2} + \frac{-4.682 - 0}{5.651 \times 2.85} = 1.134 \text{ m.}$$

$$M_{t(1.134)} = \frac{5.651 \times 2.85}{2} \times 1.134 - \frac{5.651}{2} \times 1.134^2 + 0 \left(1 - \frac{1.134}{2.85}\right) + (-4.682) \left(\frac{1.134}{2.85}\right).$$

$$M_{t(1.134)} = 3.635 \text{ kN.m.}$$

☛ Travée (2_3) :

$$X_{(2,3)} = \frac{3}{2} + \frac{-5.639 + 4.682}{5.651 \times 3} = 1.444 \text{ m.}$$

$$M_{t(1.444)} = \frac{5.651 \times 3}{2} \times 1.444 - \frac{5.651}{2} \times 1.444^2 - 4.682 \left(1 - \frac{1.444}{3}\right) + (-5.639) \left(\frac{1.444}{3}\right)$$

$$M_{t(1.444)} = 1.206 \text{ kN.m.}$$

☛ Travée (3-4) :

$$X_{(3-4)} = \frac{4.05}{2} + \frac{-6.778+5.639}{5.651 \times 4.05} = 1.975 \text{ m} .$$

$$M_{t(1.97)} = \frac{5.651 \times 4.05}{2} \times 1.975 - \frac{5.651}{2} \times 1.975^2 - 5.639 \left(1 - \frac{1.975}{4.05}\right) + (-6.778) \left(\frac{1.975}{4.05}\right)$$

$$M_{t(1.975)} = 5.385 \text{ kN.m} .$$

• Travée (4-5) :

$$X_{(4-5)} = \frac{3.93}{2} + \frac{-5.687 + 6.778}{5.651 \times 3.93} = 2.014 \text{ m}$$

$$M_{t(2.014)} = \frac{5.651 \times 3.93}{2} \times 2.014 - \frac{5.651}{2} \times 2.014^2 - 6.778 \left(1 - \frac{2.014}{3.93}\right) + (-5.687) \left(\frac{2.014}{3.93}\right) .$$

$$M_{t(2.014)} = 4.684 \text{ kN.m} .$$

• Travée (5-6) :

$$X_{(5-6)} = \frac{3.3}{2} + \frac{-5.242+5.687}{5.651 \times 3.3} = 1.674 \text{ m} .$$

$$M_{t(1.674)} = \frac{5.651 \times 3.3}{2} \times 1.674 - \frac{5.651}{2} \times 1.674^2 - 5.687 \left(1 - \frac{1.674}{3.3}\right) + (-5.242) \left(\frac{1.674}{3.3}\right) .$$

$$M_{t(1.975)} = 2.230 \text{ kN.m} .$$

• Travée (6-7) :

$$X_{(6-7)} = \frac{2.95}{2} + \frac{0+5.242}{5.651 \times 2.95} = 1.789 \text{ m} .$$

$$M_{t(1.789)} = \frac{5.651 \times 2.95}{2} \times 1.789 - \frac{5.651}{2} \times 1.789^2 - 5.242 \left(1 - \frac{1.789}{2.95}\right) + (0) \left(\frac{1.789}{2.95}\right) .$$

$$M_{t(1.975)} = 3.806 \text{ kN.m} .$$

Effort tranchant :

• Travée (1-2) :

$$T_{(1)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{5.651 \times 2.85}{2} + \frac{-4682 - 0}{2.85} = 6.410 \text{ kN} .$$

$$T_{(2)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{5.651 \times 2.85}{2} + \frac{-4682 - 0}{2.85} = -9.695 \text{ kN} .$$

• Travée (2-3) :

$$T_{(2)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{5.651 \times 3}{2} + \frac{-5.639 + 4682}{3} = 8.158 \text{ kN} .$$

$$T_{(3)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{5.651 \times 3}{2} + \frac{-5.639 + 4682}{3} = -8.796 \text{ kN} .$$

• Travée (3-4) :

$$T_{(3)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{5.651 \times 4.05}{2} + \frac{-6.778 + 5.639}{4.05} = 11.162 \text{ kN} .$$

$$T_{(4)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{5.651 \times 4.05}{2} + \frac{-6.778 + 5.639}{4.05} = -11.725 \text{ kN.}$$

• Travée (4-5) :

$$T_{(4)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{5.651 \times 3.93}{2} + \frac{-5.687 + 6.778}{3.93} = 11.382 \text{ kN.}$$

$$T_{(5)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{5.651 \times 3.93}{2} + \frac{-5.687 + 6.778}{3.93} = -10.827 \text{ kN.}$$

• Travée (5-6) :

$$T_{(5)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{5.651 \times 3.3}{2} + \frac{-5.242 + 5.687}{3.3} = 9.459 \text{ kN.}$$

$$T_{(6)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{5.651 \times 3.3}{2} + \frac{-5.242 + 5.687}{3.3} = -9.189 \text{ kN}$$

• Travée (6-7) :

$$T_{(6)} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = \frac{5.651 \times 2.95}{2} + \frac{0 + 5.242}{2.95} = 10.112 \text{ kN.}$$

$$T_{(7)} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{1} = -\frac{5.651 \times 2.95}{2} + \frac{0 + 5.242}{2.95} = -6.558 \text{ kN}$$

Tableau III .III. 6 Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour plancher étage courant à ELU.

Poutrelle type (1)	$q_u = 6.46 \text{ (kN/m)}$		
	$M_t \text{ (kN. m)}$	$T \text{ (kN)}$	$M_a \text{ (kN. m)}$
1	$M_{t(1-2)} = 3.635$	$T_{(1)} = 6.410$	$M_1 = 0$
2		$T_{(2)} = -9.695$	$M_2 = -4.682$
2	$M_{t(2-3)} = 1.206$	$T_{(2)} = 8.158$	
3		$T_{(3)} = -8.796$	$M_3 = -5.639$
3	$M_{t(3-4)} = 5.385$	$T_{(3)} = 11.162$	
4		$T_{(4)} = -11.725$	$M_4 = -6.778$
4	$M_{t(4-5)} = 4.684$	$T_{(4)} = 11.382$	
5		$T_{(5)} = -10.827$	$M_5 = -5.687$
5	$M_{t(5-6)} = 2.230$	$T_{(5)} = 9.459$	
6		$T_{(6)} = -9.189$	$M_6 = -5.242$
6	$M_{t(6-7)} = 3.806$	$T_{(6)} = 10.112$	
7		$T_{(7)} = -6.558$	$M_7 = 0$
Max	5.385	-11.725	-6.778

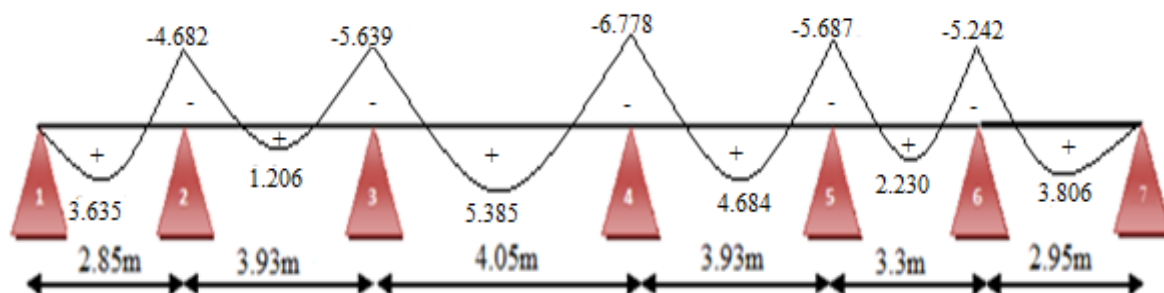


Figure III .III. 10Diagramme des moments fléchissant pour plancher

- étage courant en travée et en appuis à ELU.

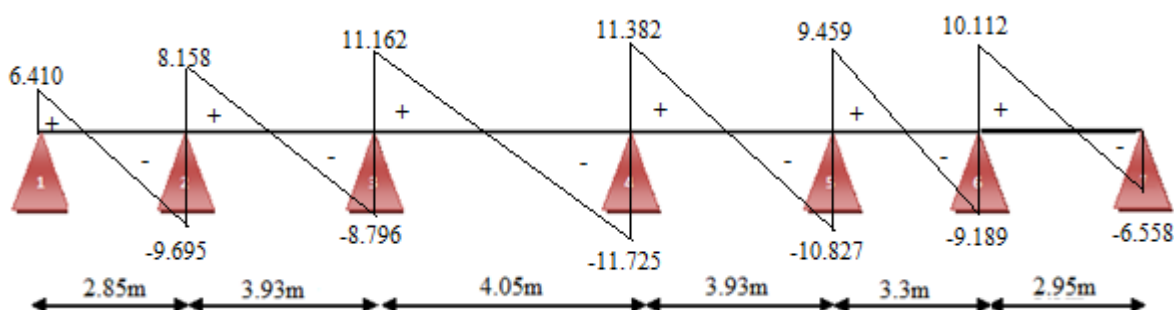


Figure III .III. 11Diagramme des efforts tranchants pour plancher - étage courant à ELU.

Tableau III .III. 7Résumé du calcul de la poutrelle 1 pour étage courant à ELS.

Poutrelle type (1)	$q_{ser} = 4.086(kN/m)$		
	$M_t(kN.m)$	$T(kN)$	$M_a(kN.m)$
1	$M_{t(1-2)} = 2.629$	$T_{(1)} = 4.635$	$M_1 = 0$
2		$T_{(2)} = -7.010$	$M_2 = -3.385$
2	$M_{t(2-3)} = 0.872$	$T_{(2)} = 6.053$	
3		$T_{(3)} = -6.205$	$M_3 = -4.077$
3	$M_{t(3-4)} = 3.894$	$T_{(3)} = 8.071$	
4		$T_{(4)} = -8.477$	$M_4 = -4.901$
4	$M_{t(4-5)} = 3.387$	$T_{(4)} = 8.23$	
5		$T_{(5)} = -7.828$	$M_5 = -4.901$
5	$M_{t(5-6)} = 1.612$	$T_{(5)} = 6.839$	
6		$T_{(6)} = -6.644$	$M_6 = -4.112$
6	$M_{t(6-7)} = 2.752$	$T_{(6)} = 7.312$	
7		$T_{(7)} = -4.742$	$M_7 = 0$
Max	3.894	8.23	-4.901

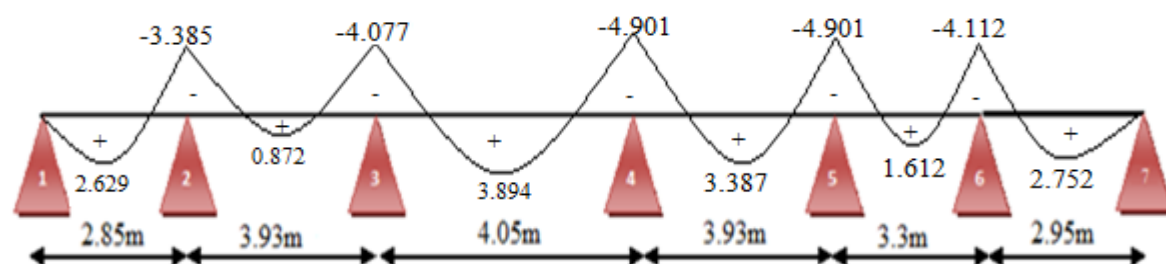


Figure III.12 Diagramme des moments fléchissant pour plancher T

- étage courant en travée et en appuis à ELS.

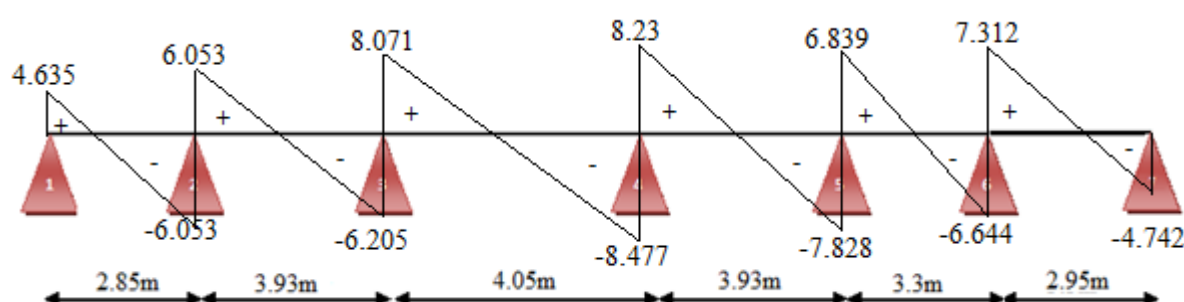


Figure III.13 Diagramme des efforts tranchants pour plancher T- étage courant à ELS.

Tableau III.8 Les moments fléchissant et les efforts tranchants maximaux.

plancher	Type	Etat	M_a [KN. m]	M_t [KN. m]	T [KN]
Terrasse inaccessibles	01	ELU	8.05	6.40	13.934
		ELS	5.887	4.677	10.183
Etage courant	01	ELU	6.778	5.385	11.725
		ELS	4.901	3.894	8.23

d.3.3) Calcul du ferrailage type poutrelle (1) pour terrasse inaccessible :

M_{tab} : 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 calculée sera une section en "T_e".

Si : $M_{tab} < M_{max} \rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression, la section en T_e sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (60 × 20) cm².

$$\gamma_b = 1.15 .$$

$$\gamma_s = 1.5 .$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} .$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} .$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} .$$

$$b = 60 \text{ cm} .$$

$$d = 0.9h = 18 \text{ cm} .$$

• **En travée à ELU :**

$$M_{tmax} = 6.4 \text{ kN.m} .$$

✓ Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} .$$

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

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

$$M_{tab} = 14.17 \times 10^3 \times 0.6 \times 0.04 \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right] = 54.413 \text{ kN.m} .$$

$$M_{tmax} < M_{tab} \Rightarrow M_{tmax} = 6.4 \text{ kN.m} < M_{tab} = 54.413 \text{ kN.m} .$$

➔ La zone comprimée se trouve dans « la table de compression ».

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{6.4 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.6 \times 0.18^2} = 0.0232 < \mu_l = 0.392 .$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0293 .$$

$$Z_{b.} = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1779 \text{ m} .$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} = \frac{6.4 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.1779} 10^4 = 1.034 \text{ cm}^2 .$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max(A_t, A_{min}) .$$

$$A_t = 1.30 \text{ cm}^2 .$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A_t = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2 .$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

Pour le béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$.

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{6.4}{4.677} = 1.368.$$

$$\alpha = \frac{1.368-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434 > \alpha = 0.0293.$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Pour l'acier $\rightarrow$ La fissuration peu-préjudiciable « aucune limitation ».

• **En appuis à ELU:**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{8.05 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.12 \times 0.18^2} = 0.1461 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.1984.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1657\text{m}.$$

$$A_a = \frac{M_{max}}{\overline{\sigma}_s \times Z_b} = \frac{8.05 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.1657} 10^4 = 1.4\text{cm}^2.$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = \max(A_a, A_{min})$$

$$A_a = 1.4\text{cm}^2.$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A_a = 1\text{T}12 + 1\text{T}10 = 0.79 + 1.13 = 1.92\text{cm}^2.$$

✓ **Vérification de la contrainte du béton :**

Pour le béton $\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$.

$$\alpha = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.05}{45.887} = 1.367.$$

$$\alpha = \frac{1.367-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434 > \alpha = 0.1984.$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Pour l'acier $\rightarrow$ La fissuration peu-préjudiciable « aucune limitation ».

d.3.4) Calcul des armatures transversales :

$$T_{u\max} = 13.934 \text{ kN}.$$

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{13.934 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.645 \text{ MPa}.$$

Fissuration peut nuisible $\rightarrow \bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right).$

$$\tau = 0.645 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

d.3.5) Section et écartement :

✓ Diamètre des armatures transversales [BAEL91r99 / art-A.7.1.2.2] :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{t\min} \right) \rightarrow \phi_{\min} \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right) \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm De FeE235}.$$

✓ L'espace des armatures transversales : [B.A.E. L91 (A.5.1, 2.3.2)] :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28}}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\bullet f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}.$$

$$\bullet \alpha = 90^\circ.$$

$$S_{t1} = \frac{A_t \times 0.9 \times f_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t1} = \frac{0.57 \times 0.9 \times 235}{12 \times 1.15 (0.645 - 0.3 \times 2.1)} = 582.39 \text{ cm}.$$

$$S_{t2} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t2} \leq \min (0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_{t2} \leq 16.2 \text{ cm}.$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times \sin \alpha \times 0.4} < 0 \rightarrow S_{t3} \leq \frac{0.57 \times 235}{12 \times 0.4} \rightarrow S_{t3} \leq 27.91 \text{ cm}.$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t = 15 \text{ cm}.$$

✓ Vérification de l'espace des armatures transversales : [BAEL91r99 / art-A.5.1,22]

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{0.57 \times 235}{12 \times 15} = 0.74 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

d.3.6) Vérification de la flèche à ELS [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]

Si les trois conditions sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}.$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_{t(s)}}{M_{0(s)}} \right).$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Avec :

L = Portée entre nus de la porte ;

h_t = Hauteur utilise de la section ;

b_0 = Largeur de la nervure ;

M_t = Moment entre travée maximal ;

M_0 = Moment fléchissant maximale dans la travée ;

A = Section des armatures tendues ;

f_e = Limite élastique de l'acier utilisé en [MPa].

Vérification des conditions :

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{(405 - 30)} = 0.053 < \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{375} = 0.053 < \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{4.677}{\frac{4.908 \times 4.05^2}{8}} = 0.046 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 > \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow C.N.V$$

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

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

$$\Delta_{Ft} = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta_{Ftmax} .$$

F_{gi} : Flèches dues aux charges instantanées.

F_{gv} : Flèches dues aux charges différées.

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

F_{pi} : 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 :

$$\Delta_{Ft} \leq \frac{L}{500} = F_{adm} .$$

☛ Pour les flèches dues aux charges instantanées, [CBA93/Annexe-D] :

$$F_i = \frac{M \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}}.$$

☛ Les coefficients des flèches dues aux charges instantanées et différées:

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)}.$$

$$\mu = 1 - \frac{(1.75 \times f_{t28})}{(4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28})}.$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d}.$$

$$f_{vg} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}.$$

I_0 : Moment d'inertie.

E_i, E_v : Déformations du béton respectivement 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.

$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} = 32164.2 \text{ MPa} \rightarrow$ Module de déformation instantanée [BAEL91 /A.2.1,21].

$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} = 10818.9 \text{ MPa} \rightarrow$ Module de déformation différée [BAEL91 /A.2.1,22].

☛ **Charge apprendre en compte :**

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

$j_{\text{étage courant}} = (2.8 + 1) \times 0.6 = 2.28 \text{ kN/m}.$

$j_{\text{terrasse accessible}} = (2.8 + 0) \times 0.6 = 1.68 \text{ kN/m}.$

☛ **L'ensemble des charges permanentes (g) :**

$g = G \times b.$

$g_{\text{étage courant}} = 5.31 \times 0.6 = 3.186 \text{ kN/m}.$

$$g_{\text{terrasse accessible}} = 7.18 \times 0.6 = 4.308 \text{ kN/m}.$$

☛ **L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations (P) :**

$$P = (G + Q) \times b$$

$$P_{\text{étage courant}} = (5.31 + 1.5) \times 0.6 = 4.086 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{terrasse accessible}} = (7.18 + 1) \times 0.6 = 4.908 \text{ kN/m}.$$

☛ **Moment de service maximal dans la travée**

$$M_j = 0.85 \times \frac{j_{\text{étage courant}} \times L^2}{8} = 0.85 \times \frac{2.280 \times 3.75^2}{8} = 3.407 \text{ kN.m}.$$

$$M_g = 0.85 \times \frac{g_{\text{étage courant}} \times L^2}{8} = 0.85 \times \frac{3.186 \times 3.75^2}{8} = 4.147 \text{ kN.m}.$$

$$M_p = 0.85 \times \frac{P_{\text{étage courant}} \times L^2}{8} = 0.85 \times \frac{4.086 \times 3.75^2}{8} = 6.105 \text{ kN.m}.$$

☛ **Centre de gravité:**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{[(b \times h_0) \times (h - \frac{h_0}{2})] + [(h - h_0) \times b_0 \times (\frac{h - h_0}{2})] + [(n \times A_s) \times (h - d)]}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + (n \times A_s)}.$$

$$V_1 = \frac{[(60 \times 4) \times (20 - \frac{4}{2})] + [(20 - 4) \times 12 \times (\frac{20 - 4}{2})] + [(15 \times 3.39) \times (20 - 18)]}{(60 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + (15 \times 3.39)} = 12.34 \text{ cm}.$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 12.34 = 7.66 \text{ cm}.$$

☛ **Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :**

$$I_0 = I_{Gx} = \frac{b \times V_2^3}{3} + \frac{b_0 \times V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (b_0 - h_0)^3}{3} + 15 \times A_s (d - V_2)^2$$

$$I_0 = I_{Gx} = \frac{60 \times 7.66^3}{3} + \frac{12 \times 12.34^3}{3} - \frac{(60 - 12) \times (7.66 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.39 (18 - 7.66)^2.$$

$$I_0 = I_{Gx} = 21157.63746 \text{ cm}^4.$$

☛ **Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M \times \eta}{W} = \frac{M \times \eta}{I_0} \times y_1$$

$$y_1 = d - V_2 = 18 - 7.66 = 10.34 \text{ cm}.$$

y_1 : Distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j \times \eta}{I_0} \times y_1 = \frac{3.407 \times 10^{-3} \times 15}{21157.63746 \times 10^{-8}} \times 10.34 \times 10^{-2} = 24.976 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g \times \eta}{I_0} \times y_1 = \frac{4.147 \times 10^{-3} \times 15}{21157.63746 \times 10^{-8}} \times 10.34 \times 10^{-2} = 30.40 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p \times \eta}{I_0} \times y_1 = \frac{6.105 \times 10^{-3} \times 15}{21157.63746 \times 10^{-8}} \times 10.34 \times 10^{-2} = 44.754 \text{ MPa}.$$

☛ **Le calcul des coefficients des flèches dues aux charges instantanées et différées :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,016.$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28})} \right].$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28})} \right] = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.016 \times 24.976 + 2.1)} = 0.0063.$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{gj} + f_{t28})} \right] = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.016 \times 30.40 + 2.1)} = 0.0916.$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28})} \right] = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.016 \times 44.754 + 2.1)} = 0.2597.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.016 \left(2 + \frac{3 \times 12}{60} \right)} = 2.5240.$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \left(2 + \frac{3 \times 12}{60} \right)} = 1.0096.$$

☛ **Les Moments d'inertie fictive :**

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times 0.207} = \frac{1.1 \times 21157.63746}{1 + 2.524 \times 0.0063} = 22909.1187 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times 0.377} = \frac{1.1 \times 21157.63746}{1 + 2.524 \times 0.0916} = 18903.0470 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times 0.472} = \frac{1.1 \times 21157.63746}{1 + 2.524 \times 0.2597} = 14058.3770 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times 0.377} = \frac{1.1 \times 21157.63746}{1 + 1.0096 \times 0.0916} = 21303.2869 \text{ cm}^4.$$

☛ **Le calcul des flèches dues aux charges :**

$$F_{ij} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = \frac{3.407 \times 3.75^2 \times 10^3}{10 \times 32161.2 \times 22909.1187} = 0.065 \text{ cm}.$$

$$F_{ig} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = \frac{4.147 \times 3.75^2 \times 10^3}{10 \times 32161.2 \times 18903.0470} = 0.096 \text{ cm}.$$

$$F_{ip} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = \frac{6.105 \times 3.75^2 \times 10^3}{10 \times 32161.2 \times 14058.377} = 0.190 \text{ cm}.$$

$$F_{vg} = \frac{M \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fvg}} = \frac{4.147 \times 3.75^2 \times 10^3}{10 \times 32161.2 \times 21303.2869} = 0.253 \text{ cm}.$$

✓ **Vérification :**

$$\Delta_{Ft} = (F_{gv} - F_{ji}) + (F_{pi} - F_{gi}) \leq \Delta_{Ftmax} = \frac{L}{500}.$$

$$\Delta_{Ft} = (0.253 - 0.065) + (0.19 - 0.096) = 0.282 \leq \Delta_{Ftmax} = \frac{375}{500} = 0.75 \rightarrow \text{C.V}$$

Tableau III .III. 9Vérification à ELS type poutrelle 1.

Etage		Terrasse accessible	Etage courant
Lmax (m)		3.75	3.75
Charges kN. m	J	1.68	2.28
	G	4.308	3.186
	P	4.908	4.086
M moment fléchissant kN. m	M _j	2.510	3.407
	M _g	6.437	4.147
	M _p	7.333	6.105
Contrainte De l'acierMPa	σ_{sj}	18.40	24.976
	σ_{sg}	41.188	30.40
	σ_{sp}	53.756	44.754
Coefficient	μ_j	-0.1212	0.0063
	μ_g	0.2822	0.0916
	μ_p	0.3367	0.2597
λ		$\lambda_i=2.5240$	$\lambda_v=1.0096$
Moment d'inertiefictif cm ⁴	I _{ij}	33530.7539	22909.1187
	I _{fig}	13592.1106	18903.0470
	I _{fiip}	12581.3676	14058.377
	I _{fvig}	18112.8773	21303.2869
La flèche Cm	F _{ij}	0.044	0.065
	F _{ig}	0.133	0.096
	F _{ip}	0.212	0.190
	F _{vig}	0.298	0.253
Δ_F (cm)		0.333	0.282
F _{adm} (cm)		0.75	0.75
Vérification		Cv	Cv

Tableau III .III. 10Résumé pour type poutrelle 1.

Etage	M _{tmax} (kN. m)		M _{amax} (kN. m)		A _t cm ²	A _a cm ²	A _{t(adp)}	A _{a(adp)}
	ELU	ELS	ELU	ELS				
T-accessible	6.4	4.677	8.05	5.887	1.30	1.40	3T12	1T12+1T10
Etage courant	5.385	3.894	6.778	4.901	1.30	1.16	3T12	1T12+1T10

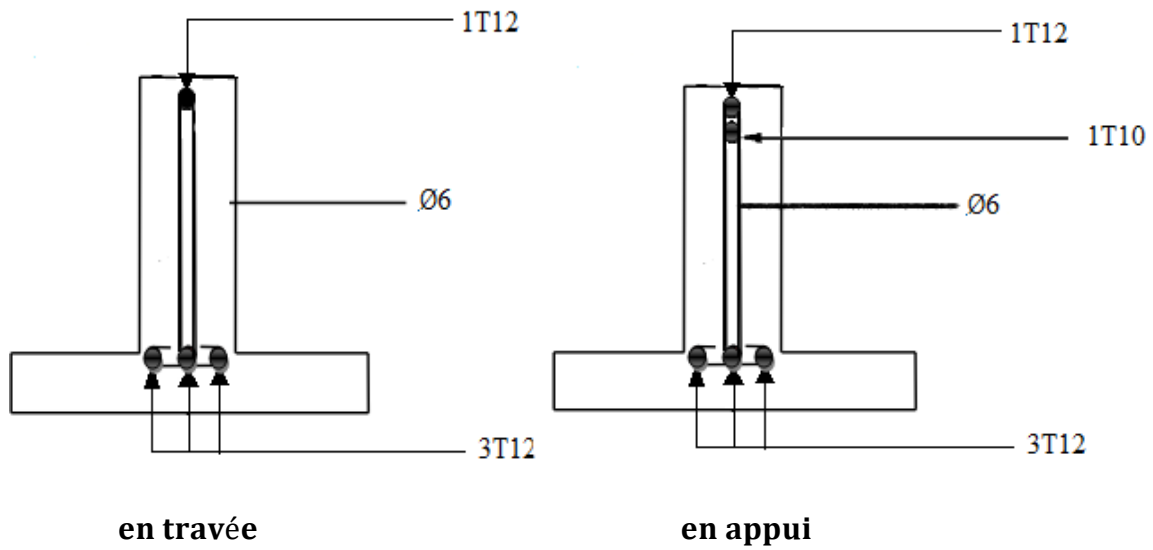


Figure III .III. 14Ferrailage des poutrelles

III.III.3.Conclusion :

Dans cette partie, on a étudié les planchers par deux (02) méthodes. Les moments en travées et en appuis obtenus ont servi au calcul du ferrailage des poutrelles.

III. IV. Etude des éléments secondaires

III.IV.1.Etude de l'acrotère :

III.IV.1.1.Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un garde-corps. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il a pour rôle de protéger le revêtement de terrasse contre les eaux pluviales.

L'acrotère sera calculé en flexion composée, car il est soumis à son poids propre (W_p), et à une force horizontale F_p conformément à l'article « 6.2.3 RPA99 version 2003 », qui impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul secondaire.

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

« Zone I et groupe usage 2 » : $A = 0.68$.

C_p : Facteur de force horizontale, d'après « RPA Tableau 6.1 » :

$$C_p = 0.8.$$

W_p : Poids de l'acrotère.

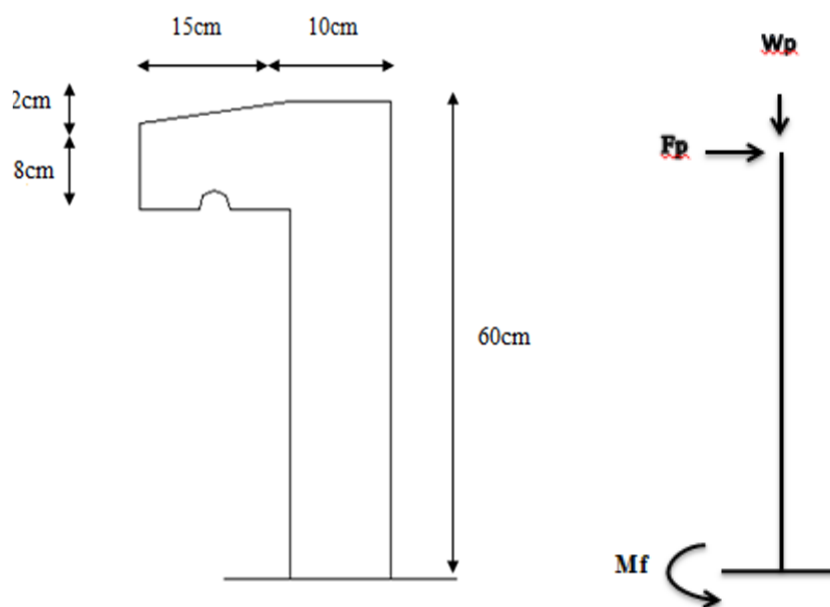


Figure III. IV. 1 Dimensions de l'acrotère.

III.IV.1.2.Evaluation des charges :

III.IV.1.2.1. Poids propre:

$$W_p = S \times \gamma_b.$$

S : La surface de l'acrotère.

$$S = 0.60 \times 0.1 + 0.15 \times 0.08 - \left(\frac{0.02 \times 0.15}{2} \right).$$

$$S = 0.0735 \text{m}^2.$$

$$W_p = 0.0735 \times 25 = 1.8375 \text{kN/ml}.$$

Les surcharges sont estimées de ($Q = 1 \text{kN}$).

III.IV.1.2.2. Force horizontale :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

$$F_p = 4 \times 0.08 \times 0.8 \times 1.8375 = 0.4704 \text{kN/ml}.$$

III.IV.1.3.Calcul des sollicitations :

- ELU :

$$M_u = 1.5 \times F_p \times h = 1.5 \times 0.4704 \times 0.60 = 0.423 \text{kN.m}.$$

$$N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 0.4704 = 0.635 \text{kN.m}.$$

- ELS:

$$M_s = F_p \times h = 0.4704 \times 0.60 = 0.282 \text{kN.m}.$$

$$N_s = W_p = 0.470 \text{kN}.$$

III.IV.1.4.Calcul de l'excentricité :

- Excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.423}{0.635} = 0.67 \text{m}.$$

- Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{cm} ; \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max \left[2 \text{cm} ; \frac{60}{250} = 0.24 \text{cm} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{cm} = 0.02 \text{m}.$$

- Excentricité due aux effets de second ordre liés à la déformation de la structure :

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \varphi).$$

α : 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.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right) \Rightarrow \alpha = 10 \times \left(1 - \frac{0.423}{1.5 \times 0.282} \right) \Rightarrow \alpha = 0.$$

$$\text{Si : } N_i = 0 \Rightarrow \alpha = 0.5.$$

$$L_f = 2 \times L_0 \rightarrow L_f = 2 \times 0.60 = 1.2\text{m.}$$

φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation 'instantanée' sous charge considéré ; ce rapport est généralement pris égale à 2.

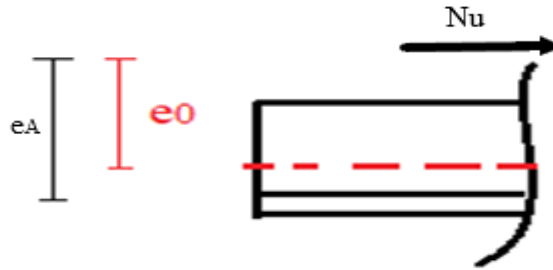


Figure III. IV. 2 Schéma de l'excentricité.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.10} \times (2 + 0 \times 2) = 8.64 \times 10^{-3}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 \rightarrow e = 0.67 + 0.02 + 8.6410 \times 10^{-3} = 0.70\text{m.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} < e = 70\text{cm}.$$

→ Donc la section sera partiellement comprimée et le calcul de la section sera fait en flexion simple par un moment fictif.

III.IV.1.5. Calcul du moment fictif : SPC → Org1

$$M_f = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) \rightarrow M_f = 0.635 \times \left(0.70 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.464\text{kN.m.}$$

III.IV.1.6. Détermination de ferrailage :

III.IV.1.6.1. Les armatures longitudinales :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0.464 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.09^2} = 0.0040 < \mu_1 = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.004)} \right) = 0.0050.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.09(1 - 0.4(0.005)) = 0.088\text{m.}$$

$$A_{FS} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \times Z_b} = \frac{0.464 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.088} \times 10^4 = 0.15\text{cm}^2.$$

III.IV.1.6.2. Condition de non fragilité d'après de (BAEL 91 art A.8.1, 21) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} = 0.23 \times 100 \times 9 \times \frac{2.1}{400} = 1.09\text{cm}^2.$$

$$A_{fc} = A_{FS} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.15 - \left[\frac{0.635 \times 10^{-3}}{347.82} \times 10^4 \right] = 0.13\text{cm}^2.$$

$$A_{fc} = 0.13\text{cm}^2 < A_{\min} \rightarrow A_{fc} = A_{\min} = 1.09\text{cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{0.2}{100} \times b \times h \rightarrow A_{\max} = \frac{0.2}{100} \times 100 \times 10 = 2\text{cm}^2.$$

$$A_{fc} = 0.13\text{cm}^2 < A_{\max} = 2\text{cm}^2 \rightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

- **Le choix des armatures principales :**

$$A_s = 2\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2.$$

III.IV.1.6.3. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2.$$

- **Choix des armatures de répartition :**

$$A_s = 0.5\text{cm}^2 \rightarrow 4\text{T}8 = 2.01\text{cm}^2.$$

III.IV.1.7. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{\text{umax}} = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 0.4704 = 0.7056\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{b \times d_x} = \frac{0.7056 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.00784\text{MPa}.$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{ MPa}\right) = \min(2.5 ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{La condition vérifiée.}$$

III.IV.1.8. Vérification au séisme :

$$F_p \leq 1.5 \times Q \rightarrow F_p \leq 1.5 \times 1 \rightarrow 0.4704 < 1.5\text{KN/ml.} \rightarrow \text{C.V}$$

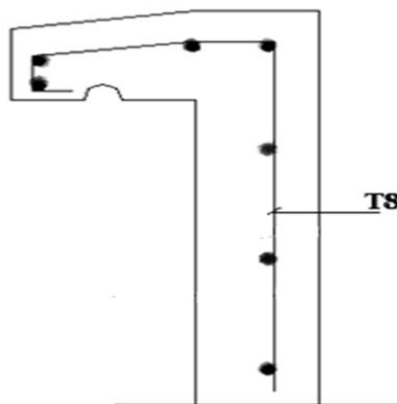


Figure III. IV. 3 Ferrailage de l'acrotère

III.IV.2.Etude des escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux constitués d'une série de marches qui permettent de se déplacer entre les différents étages d'un bâtiment.



Figure III. IV. 4Escalier en béton armé.

III.IV.2.1. Description:

L'escalier se compose généralement de :

- **La paillasse** : Est une dalle inclinée en béton armé, elle supporte les marches et les contres marches.
- **Palier de repos** : L'escalier est équipé avec une petite dalle dite palier de repos, elle permet 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** : a pour rôle d'éviter les risques de chute.

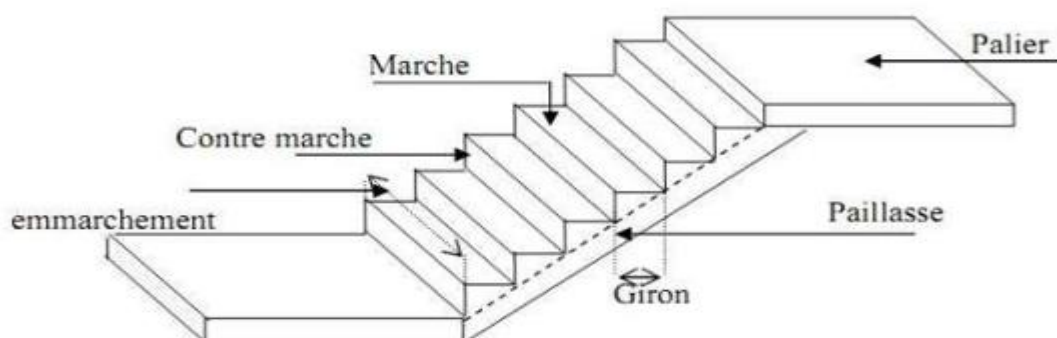


Figure III. IV. 5Schéma d'un escalier.

III.IV.2.2. Type des escaliers :

Dans notre projet, il existe 1 seul type d'escalier ($H=3.06$ m).

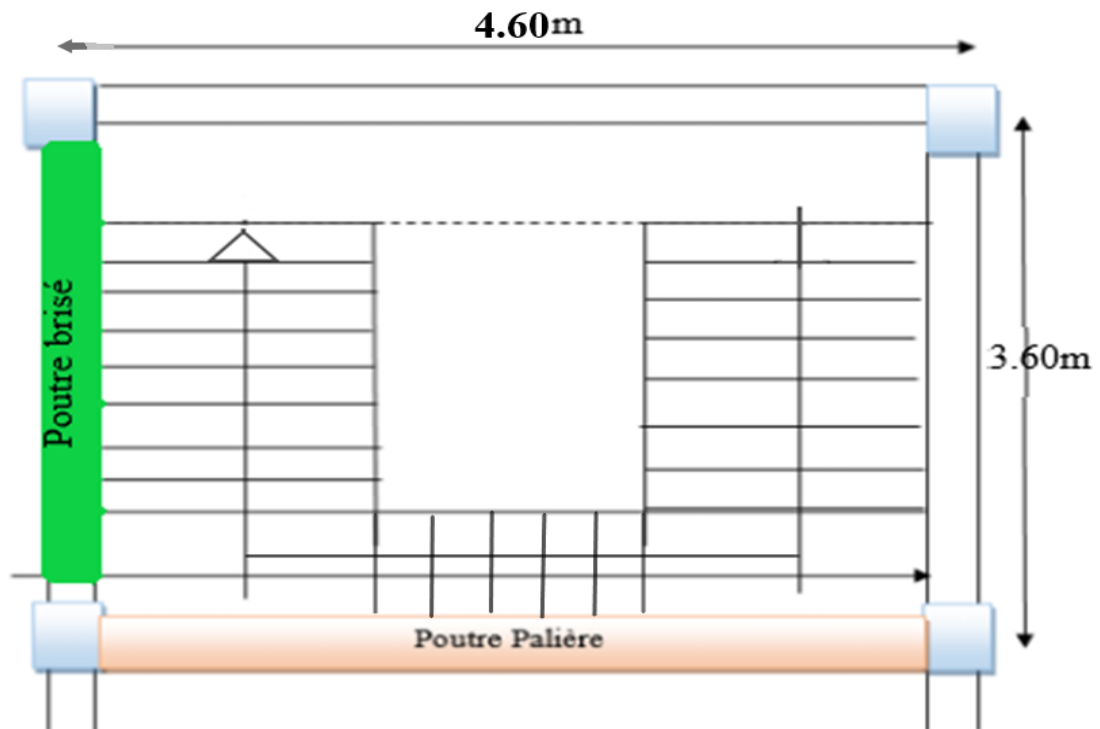


Figure III. IV. 6 Escalier de 3 volées

- escalier de 3 volées :
- 1^{er} volée $L=150\text{cm}$, $H=102\text{cm}$
- 2^{ème} volée : $L=150\text{cm}$, $H=102\text{cm}$
- 3^{ème} volée : $L=150\text{cm}$, $H=102\text{cm}$

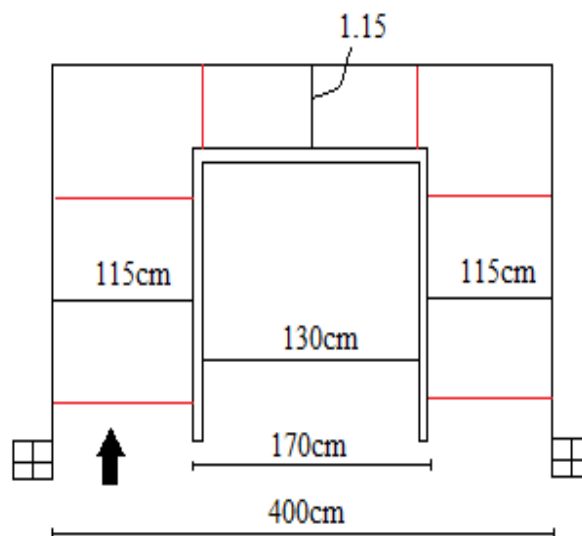


Figure III. IV. 7 Dimensions del'escalier

III.IV.2.3. Pré dimensionnement des volées 1 et 3:

Pour les dimensions des marches et contre marches, on utilise la formule de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}.$$

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

$$60\text{cm} \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 65\text{cm}$$

H : Hauteur d'un demi-étage.

n : Nombre de contre marche.

$n - 1$: Nombre des marches.

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

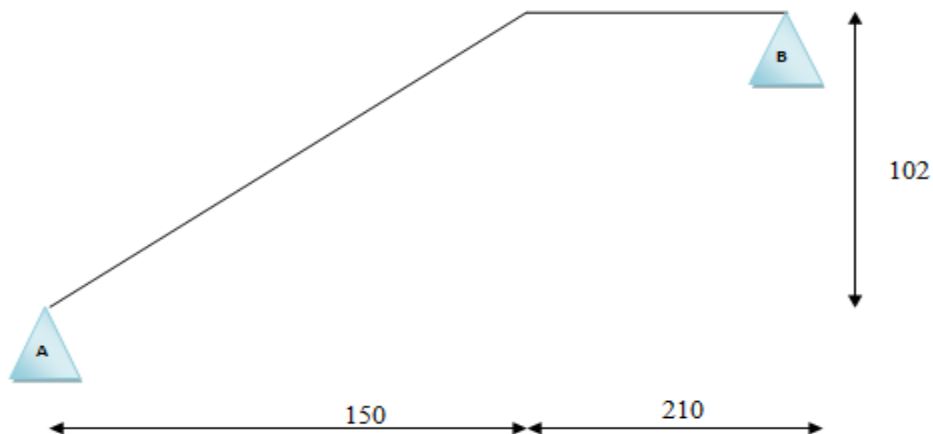


Figure III. IV. 8 Schémas statiques des volées 1 et 3

- Calcul des marches pour volée 01 et 03 :

$$60\text{cm} \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 65\text{cm}.$$

$$\rightarrow \left[\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64\text{cm} \right] \times (n-1)(n).$$

$$\rightarrow \frac{L}{n-1} + 2H_n - 2H \leq 64\text{cm} = 64n^2 - 64n.$$

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

$$64n^2 - (150 + 2 \times 102 + 64)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 418n + 204 = 0$$

$n = 6$ contre marche , $n - 1 = 5$ marche.

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30\text{cm}.$$

✓ Vérification :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}.$$

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65\text{cm}.$$

$$60\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 65\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• l'angle α :

$$\text{arc}(\text{tang}\alpha) = \frac{h}{g} \rightarrow \text{arc}(\text{tang}\alpha) = \frac{17}{30} \rightarrow \alpha = 29.54^\circ.$$

• Les épaisseurs :

$$\text{Paillasse : } L_{\text{paillasse}} = \frac{150}{\cos 29.54} = 172.41\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} = 5.75 \leq e \leq \frac{L}{20} = 8.62 \rightarrow e = 15\text{cm}.$$

$$\text{Palier : } L_{\text{palier}} = 210\text{cm} \rightarrow \frac{L}{30} = 7 \leq e \leq \frac{L}{20} = 10.5 \rightarrow e = 15\text{cm}.$$

Tableau III. IV. 1Descente des charges de la volée :

Descente des charges	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	(kN/m ²)
Carrelage horizontale	0.02	22	0.44
Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
Carrelage verticale	$0.02 \times \frac{0.17}{0.30}$	22	0.249
Mortier de pose verticale	$0.02 \times \frac{0.17}{0.30}$	20	0.227
Paillasse	$\frac{0.15}{\cos(29.54)}$	25	4.31
Marche	$\frac{0.17}{2}$	22	1.87
Enduit en plâtre sous volée	$\frac{0.02}{\cos(29.54)}$	10	0.23
Garde-corps	/	/	1
Charge permanente G = 8.73kN/m ²			
Charge exploitation Q = 2.5kN/m ²			

Tableau III. IV. 2 Descente des charges du Palier.

Descente des charges	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	(kN/m ²)
Poids propre	0.15	25	3.75
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
Enduit en ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente $G = 4.79\text{kN/m}^2$			
Charge exploitation $Q = 2.5\text{kN/m}^2$			

III.IV.2.3.1. Calcul les sollicitations pour les volées 1 et 3 :

☛ Combinaisons des charges :

Paillasse $\rightarrow P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(8.73) + 1.5(2.5) = 15.54\text{kN/ml}$, $P_s = 11.23$

Palier $\rightarrow P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.79) + 1.5(2.5) = 10.22\text{kN/ml}$, $P_s = 7.29$

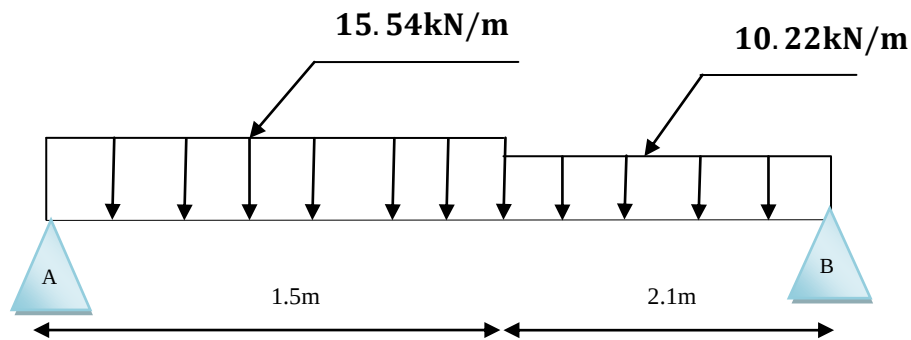


Figure III. IV. 9 Schéma statique du calcul des volées 1 et 3.

☛ Calcul des réactions:

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (15.54 \times 1.5) + (10.21 \times 2.1) = 44.772\text{kN}.$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow R_B \times 3.6 - 15.54 \times \frac{1.5^2}{2} - 10.22 \times 2.1 \times \left(\frac{2.1}{2} + 1.5\right) = 0 \rightarrow R_B = 20.06\text{kN}.$$

$$R_A + R_B = 44.772\text{kN} \rightarrow R_A = 24.71\text{kN}.$$

☛ Sollicitations section 1_1 :

$$M_{(x)} = 24.71x - 15.54 \times \frac{x^2}{2}.$$

$$T_{(x)} = 24.71 - 15.54x.$$

$$x = 0 \rightarrow M_{(0)} = 0 ; T_{(0)} = 24.71\text{kN}.$$

$$x = 1.5\text{m} \rightarrow M_{(1.5)} = 19.58\text{kN.m} ; T_{(1.5)} = 1.4\text{kN}.$$

☛ Calcul effort tranchant et moment fléchissant:

$$T_{(x)} = 0 \rightarrow 24.71 - 15.54x = 0 \rightarrow x = 1.59\text{m.}$$

$$M_{(1.59)} = 24.71(1.59) - 15.54 \times \frac{1.59^2}{2} = 19.65\text{kN.m.}$$

☛ Sollicitations section 2_2 :

$$M_{(x)} = 20.06x - 10.22 \times \frac{x^2}{2}.$$

$$T_{(x)} = 20.06 - 10.22x.$$

$$x = 0 \rightarrow M_{(0)} = 0 ; T_{(0)} = 20.06\text{kN.}$$

$$x = 2.1 \rightarrow M_{(2.1)} = 19.59\text{kN.m} ; T_{(2.1)} = -1.40\text{kN.}$$

☛ Calcul effort tranchant et moment fléchissant:

$$T_{(x)} = 0 \rightarrow 20.06 - 10.22x = 0 \rightarrow x = 1.96\text{m}$$

$$M_{(1.96)} = 20.06(1.96) - 10.22 \times \frac{1.96^2}{2} = 19.69\text{kN.m}$$

☛ Calcul les sollicitations maximales :

$$\text{En Travée} \rightarrow M_{\text{tmax}} = 0.85 \times M_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{tmax}} = 0.85 \times 19.69 = 16.7\text{kN.m.}$$

$$\text{En appui} \rightarrow M_{\text{amax}} = 0.2 \times M_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{amax}} = 0.2 \times 19.69 = 3.93\text{kN.m.}$$

$$T_{\text{umax}} = 24.71\text{kN.}$$

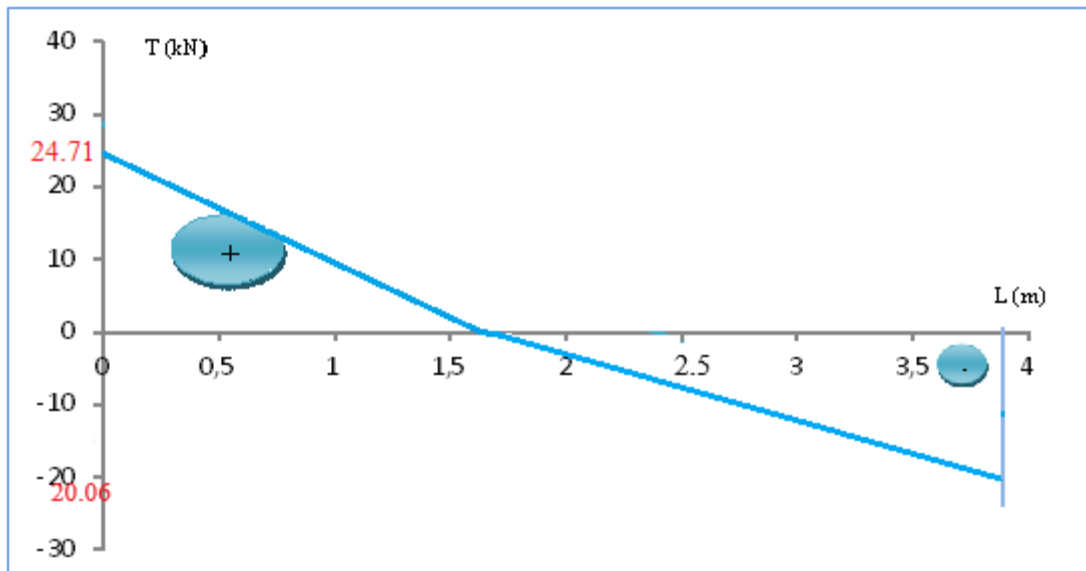


Figure III. IV. 10 Diagramme des efforts tranchants des volées 1 et 3.

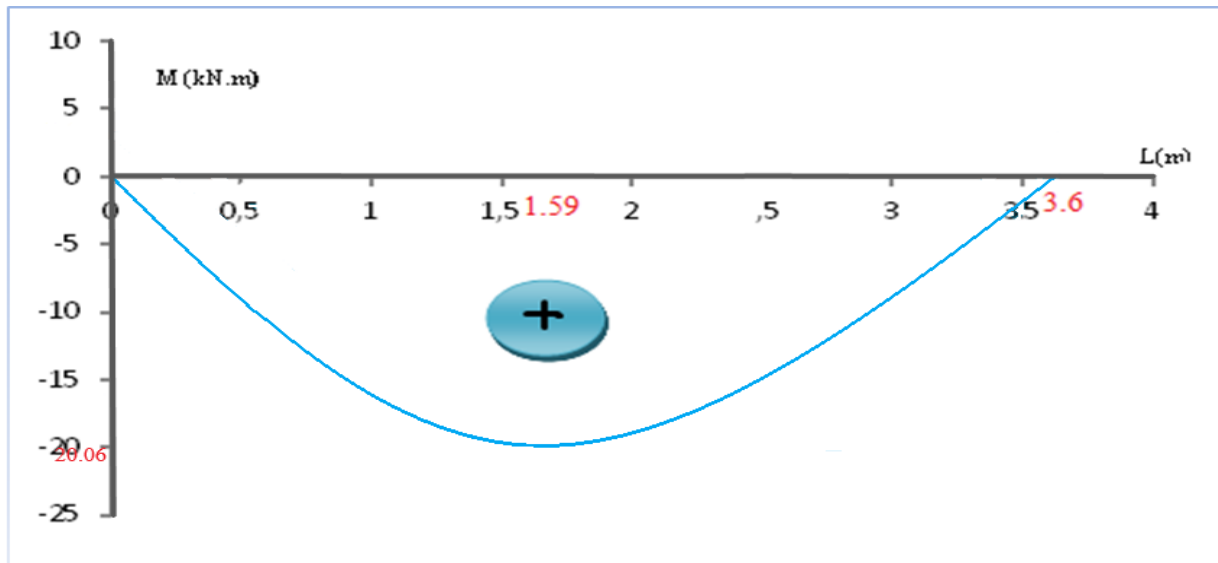


Figure III. IV. 11 Diagramme des moments fléchissant des volées 1 et 3.

Tableau III. IV. 3 Récapitulatif des sollicitations des volées 1 et 3.

Sollicitation	ELU	ELS
M_{tmax} en (kN. m)	16.7	11.99
M_{amax} en (kN. m)	3.93	2.82
T_{umax} en (kN)	24.71	17.8

III.IV.2.3.2. Calcul du ferrailage pour les volées 1 et 3 :

• En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{16.7 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.0648 < \mu_l = 0.392 .$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0648}) = 0.0838.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.0838) = 0.13m.$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{16.7 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.13} 10^4 = 3.96 \text{ cm}^2.$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

• Choix des armatures longitudinales:

$$6T12 = 6.79 \text{ cm}^2.$$

- Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70\text{cm}^2 .$$

- Choix des armatures transversales :

$$6T10 = 4.71\text{cm}^2.$$

- Espacement maximal des armatures [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$S_t \leq \min(3 \times h_0 ; 33\text{cm}) = 20\text{cm}.$$

- ☛ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{3.93 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.0152 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0152}) = 0.0192.$$

$$Z_b = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.0192) = 0.134\text{m}.$$

$$A_a = \frac{M_{amax} \times 10^{-3}}{\sigma_s \times Z_b} = \frac{3.93 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.134} 10^4 = 0.84\text{cm}^2 .$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63\text{cm}^2.$$

- Choix des armatures longitudinales:

$$6T10 = 4.71\text{cm}^2.$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17\text{cm}^2 .$$

- Choix des armatures transversales :

$$6T10 = 4.71\text{cm}^2.$$

- Espacement maximal des armatures [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$S_t \leq \min(3 \times h_0 ; 33\text{cm}) = 20\text{cm}.$$

III.IV.2.3.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{umax} = 28.59\text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{24.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.18\text{MPa} .$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} > \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Tableau III. IV. 4 Vérification des contraintes des volées 1 et 2 à ELS.

sens	M_u (kN. m)	M_{ser} (kN. m)	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	16.7	11.99	0.0838	0.45	cv
Appuis	3.93	2.82	0.0192	0.45	cv

Tableau III. IV. 5 Calcul des sections d'armatures des volées 1 et 2.

sens	Moment	Arm. Longitudinales			Arm.de Répartition		
	M_u (kN. m)	A (cm ²)	choix (cm ²)	S_t (cm)	A (cm ²)	choix (cm ²)	S_t (cm)
Travée	16.7	3.96	6T12	20	1.69	6T10	20
Appui	3.93	0.84	6T10	20	1.17	6T10	20

III.IV.2.4. Pré dimensionnement de la volée2

- Calcul des marches pour la volée 2 :

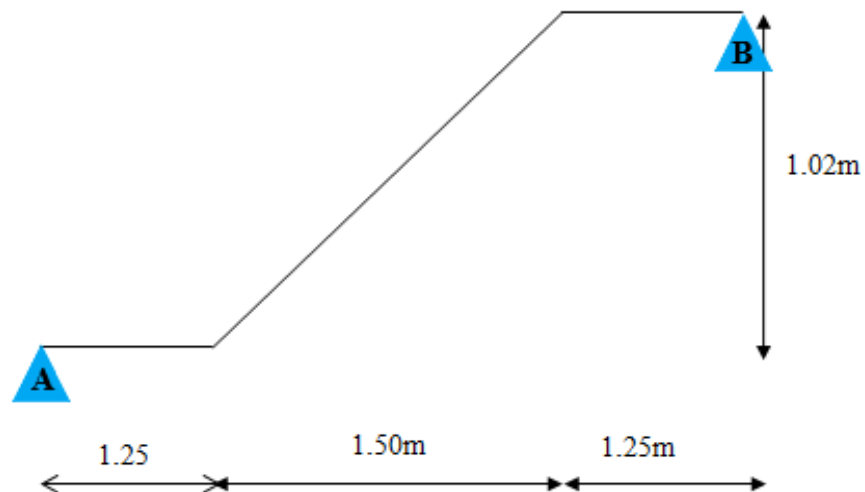


Figure III. IV. 12 Schéma statique de la volée 2

$$60\text{cm} \leq \frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 65\text{cm}.$$

$$\rightarrow \left[\frac{L}{n-1} + \frac{2H}{n} \leq 64\text{cm} \right] \times (n-1)(n).$$

$$\rightarrow \frac{L}{n-1} + 2H_n - 2H \leq 64\text{cm} = 64n^2 - 64n.$$

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

$$64n^2 - (125 + 2 \times 102 + 64)n + 2 \times 102 = 0$$

$$64n^2 - 392n + 204 = 0 \rightarrow n = 5.57$$

$n = 6$ contre marche , $n - 1 = 5$ marche.

✓ Vérification :

$$60\text{cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm}.$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17\text{cm}.$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{125}{5} = 25\text{cm}. \text{ On prend } \rightarrow g = 30\text{ cm}$$

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 65\text{cm}.$$

$$60\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 65\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• l'angle α :

$$\text{arc}(\text{tang}\alpha) = \frac{h}{g} \rightarrow \text{arc}(\text{tang}\alpha) = \frac{17}{30} \rightarrow \alpha = 29.54^\circ.$$

• Les épaisseurs :

$$\text{Paillasse : } L_{\text{paillasse}} = \frac{150}{\cos 29.54} = 172.41\text{cm}$$

$$\frac{L}{30} = 5.75 \leq e \leq \frac{L}{20} = 8.62 \rightarrow e = 15\text{cm}.$$

$$\text{Palier : } L_{\text{palier}} = 125\text{cm} \rightarrow \frac{L}{30} = 4.16 \leq e \leq \frac{L}{20} = 6.25 \rightarrow e = 15\text{cm}.$$

Descente des charges de la volée :

$$\text{Charge permanente } G = 8.73\text{kN/m}^2$$

$$\text{Charge exploitation } Q = 2.5\text{kN/m}^2$$

Descente des charges du Palier :

$$\text{Charge permanente } G = 4.79\text{kN/m}^2$$

$$\text{Charge exploitation } Q = 2.5\text{kN/m}^2$$

III. IV.2.4.1 Calcul des sollicitations pour la volée 2 :

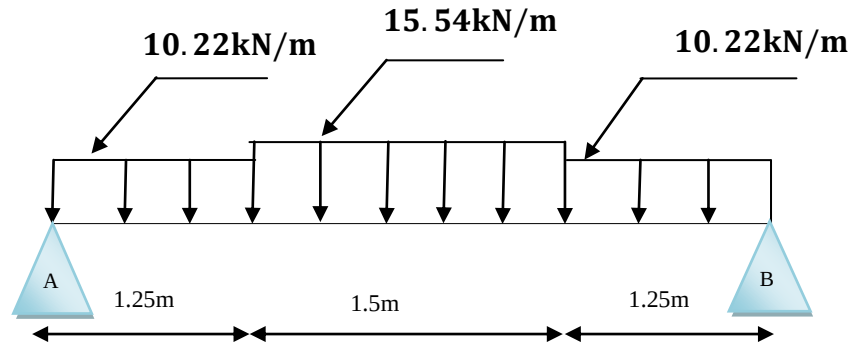


Figure III. IV. 13 Schéma statique du calcul de la volée 2.

☛ Combinaisons des charges :

Paillasse $\rightarrow P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(8.73) + 1.5(2.5) = 15.54 \text{ kN/ml}$. $P_s = 11.23$

Palier $\rightarrow P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.79) + 1.5(2.5) = 10.22 \text{ kN/ml}$. $P_s = 7.29$

☛ Calcul des réactions:

$$\Sigma F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (10.22 \times 1.25) + (15.54 \times 1.5) + (10.22 \times 1.25) = 48.86 \text{ kN}.$$

$$\Sigma M/A = 0 \rightarrow$$

$$R_B \times 4 - 10.22 \times \frac{1.25^2}{2} - 15.54 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5}{2} + 1.25\right) - 10.22 \times 1.25 \times \left(\frac{1.25^2}{2} + 2.75\right) = 0 \rightarrow R_B = 24.43 \text{ kN}.$$

$$R_A + R_B = 48.86 \text{ kN} \rightarrow R_A = 24.43 \text{ kN}.$$

☛ Sollicitations section 1_1 :

$$M_{(x)} = 24.43x - 10.22 \times \frac{x^2}{2}.$$

$$T_{(x)} = 24.43 - 10.22x.$$

$$x = 0 \rightarrow M_{(0)} = 0; \quad T_{(0)} = 24.43 \text{ kN}.$$

$$x = 1.25 \text{ m} \rightarrow M_{(1.25)} = 22.55 \text{ kN.m}; \quad T_{(1.25)} = 11.66 \text{ kN}.$$

☛ Sollicitations section 2_2 :

$$M_{(x)} = 24.43x - 10.22 - 1.25 \times \left(x - \frac{1.25}{2}\right) - 15.54 \times \left(\frac{x-1.25}{2}\right)^2.$$

$$M_{(x)} = 7.77x^2 + 31.08x - 4.14.$$

$$T_{(x)} = -15.54x + 31.08.$$

$$x = 1.25 \rightarrow M_{(1.25)} = 22.57; \quad T_{(1.25)} = 11.66 \text{ kN}.$$

$$x = 2.75 \rightarrow M_{(2.75)} = 22.57 \text{ kN.m} ; T_{(2.75)} = -11.66 \text{ kN.}$$

• Calcul les sollicitations maximales :

$$\text{En Travée} \rightarrow M_{t\max} = 0.85 \times M_{\max} \rightarrow M_{t\max} = 22.9 \text{ kN.m.}$$

$$\text{En appui} \rightarrow M_{a\max} = 0.2 \times M_{\max} \rightarrow M_{a\max} = 5.39 \text{ kN.m.}$$

$$T_{u\max} = 24.43 \text{ kN.}$$

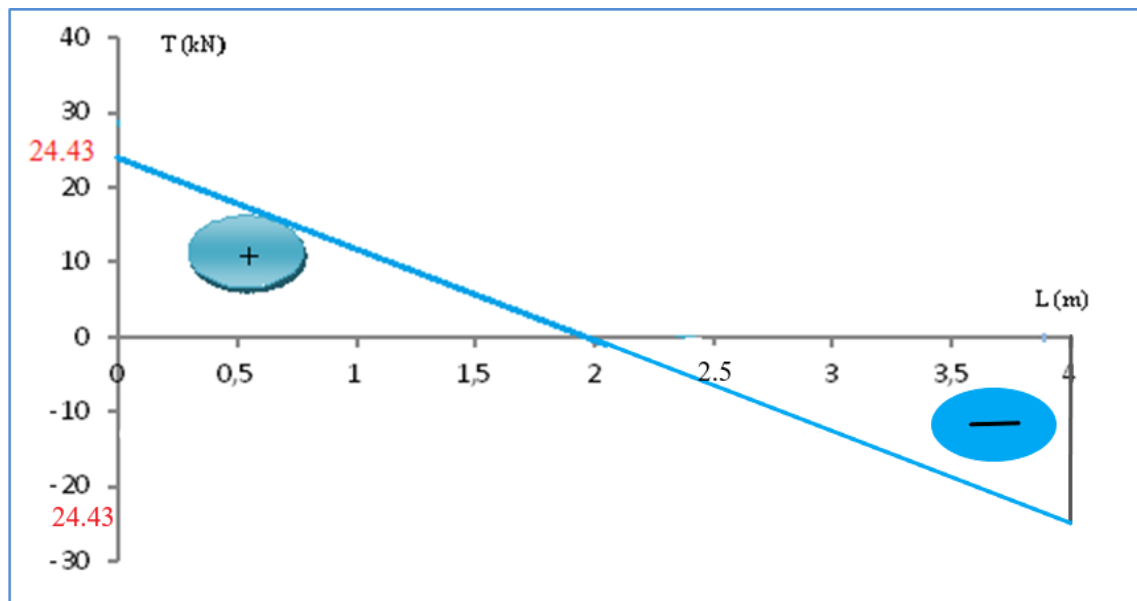


Figure III. IV. 14 Diagramme des efforts tranchants de la volée 2.

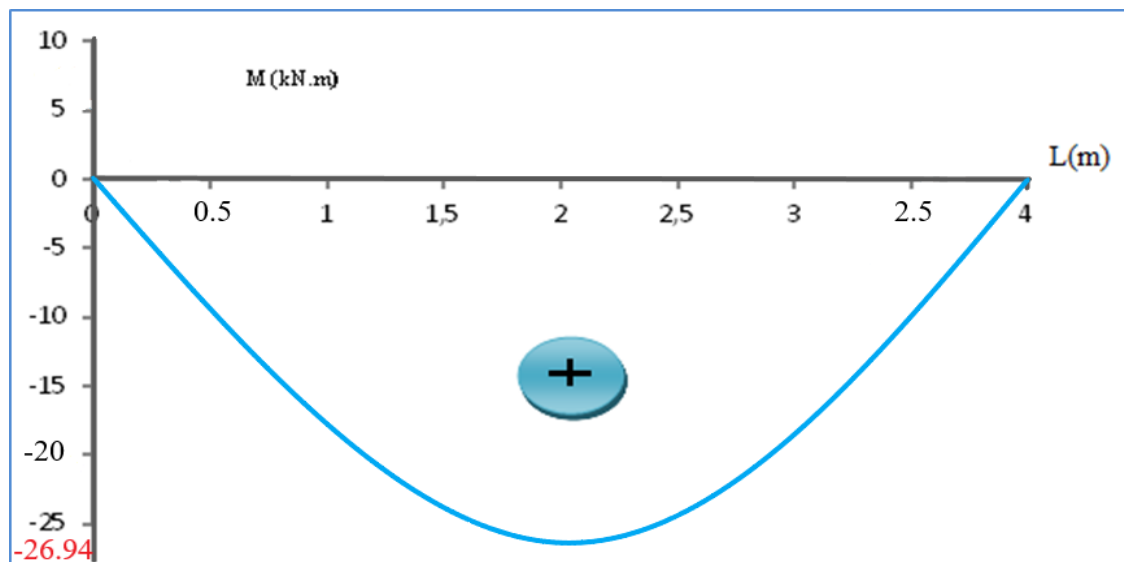


Figure III. IV. 15 Diagramme des moments fléchissants de la volée 2.

Tableau III. IV. 6Récapitulatif des sollicitations de la volée 2.

Sollicitation	ELU	ELS
M_{tmax} en kN. m	22.9	16.47
M_{amax} en kN. m	5.39	3.88
T_{umax} en (kN)	24.43	17.54

III.IV.2.4.2. Calcul du ferrailage pour la volée 2 :

☛ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{22.9 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.0887 < \mu_l = 0.392 .$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0887}) = 0.1162.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.1162) = 0.13m.$$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} = \frac{22.9 \times 10^{-3}}{37.82 \times 0.13} 10^4 = 5.06 cm^2.$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 cm^2.$$

• Choix des armatures longitudinales:

$$6T12 = 6.79 cm^2$$

• Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = cm^2 .$$

• Choix des armatures transversales :

$$6T10 = 4.71 cm^2$$

• Espacement maximal des armatures [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$S_t \leq \min(3 \times h_0 ; 33cm) = 20cm.$$

☛ En appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{5.39 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.135^2} = 0.0209 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0209}) = 0.0264.$$

$$Z_b = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.0264) = 0.13m.$$

$$A_a = \frac{M_{amax} \times 10^{-3}}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} = \frac{5.39 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.13} 10^4 = 1.19 cm^2 .$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures longitudinales:

$$6\text{T}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2.$$

- Choix des armatures transversales :

$$6\text{T}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

- Espacement maximal des armatures [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$S_t \leq \min(3 \times h_0 ; 33\text{cm}) = 20\text{cm}.$$

III.IV.2.5. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers.

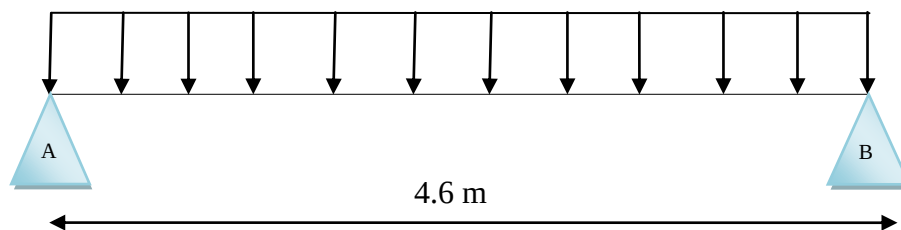


Figure III. IV. 16 Schéma statique de la poutre palière.

- Pré-dimensionnement :

$$\text{La hauteur de la poutre} \rightarrow \frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10}.$$

$$\text{La largeur de poutre : } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$h \rightarrow 30.6 \leq h \leq 46\text{cm} \rightarrow h = 40\text{cm}.$$

$$b \rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \rightarrow b = 30\text{cm}.$$

- ✓ Vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003 [article 7.5.1]:

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \rightarrow \text{Vérifié.}$$

III.IV.2.5.1.Calcul les sollicitations de la poutre palière :

- Le poids propre de la poutre palière :

$$G_{pp}=0.30 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ kN/ml}$$

- Le poids propre de mur :

$$G_{mur} = 2.81 \times \frac{3.06 - 0.40}{3} = 2.49 \text{ kN/ml}$$

- Calcul des réactions du palier :

$$\text{ELU} \rightarrow R_{bu} = 25.67 \text{ kN.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow R_{bs} = 18.38 \text{ kN.}$$

- Combinaison des charges :

$$\text{ELU} \rightarrow P_u = 1.35 \times (G_{pp} + G_{mur}) + R_{bu} \rightarrow P_u = 1.35 \times (3 + 2.49) + 25.67 = 33.08 \text{ kN/m.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow P_s = (G_{pp} + G_{mur}) + R_{bs} \rightarrow P_u = (3 + 2.49) + 18.38 = 22.7 \text{ kN/m.}$$

- Calcul des sollicitations à ELU:

$$\text{En travée} \rightarrow M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = 0.85 \times \frac{33.08 \times 4.6^2}{8} = 74.37 \text{ kN.m.}$$

$$\text{En appuis} \rightarrow M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times \frac{P_u \times L^2}{8} = 0.4 \times \frac{33.08 \times 4.6^2}{8} = 35.00 \text{ kN.m.}$$

Tableau III. IV. 7 Calcul des sections d'armatures pour la poutre palière.

Sens	M_U (kN.m)	μ	α	Z_b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix
Travée	74.37	0.135	0.182	0.33	6.40	1.3	6T12
Appuis	35.00	0.064	0.082	0.35	2.89	1.3	3T12

III.IV.2.5.2.Calcul du ferrailage de la poutre palière d'après le BAEL:

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2.$$

III.IV.2.5.3.Vérification à ELS :

$$\text{En travée} \rightarrow M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = 53.67 \text{ m.}$$

$$\text{En appuis} \rightarrow M_a = 0.4 \times M_0 = 0.4 \times \frac{P_{ser} \times L^2}{8} = 25.25 \text{ kN.m.}$$

Tableau III. IV. 8 Vérification des contraintes de la poutre palière à ELS.

Sens	M_u (kN. m)	M_{ser} (kN. m)	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	74.37	53.67	0.182	0.44	cv
Appuis	35.00	25.25	0.059	0.44	cv

III.IV.2.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{u\max} = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{33.08 \times 4.6}{2} = 76.08 \text{ kN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{76.08 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.36} = 0.70 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} > \tau_u \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

III.IV.2.5.5. Calcul des armatures transversales :

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

$$\phi \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi) \Rightarrow \phi \leq \min(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12) \Rightarrow \phi \leq \min(10; 30; 12) \Rightarrow \phi 8$$

On prend un cadre de $\Rightarrow A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$.

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

$$\frac{A_t \times F_e}{b \times S_{t1}} = \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \frac{A_t \times F_e}{b \times S_{t1}} \geq \max(0.35; 0.4 \text{ MPa}).$$

$$S_{t1} \leq \frac{1.01 \times 235}{0.40 \times 30} \Rightarrow S_{t1} \leq 19.77 \text{ cm}.$$

$$S_{t2} \leq \max(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq \max(32.4; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 18 \text{ cm}.$$

- Vérification selon RPA 2003 :**

Zone nodale $\Rightarrow S_t = \min(\frac{h}{4}; 12 \times \phi) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$

Zone courante $\Rightarrow S_t = \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$

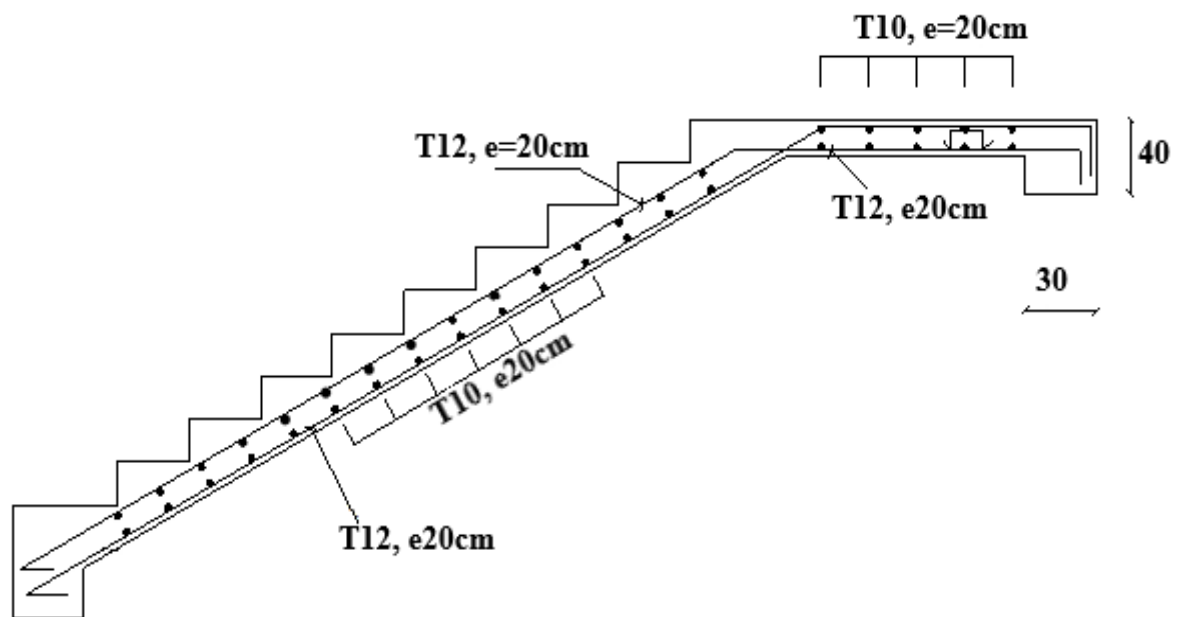


Figure III. IV. 17 Schéma du ferrailage de la volée.

III.IV.3.Etude de l'Ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes et des objets en hauteur sur des niveaux définis d'une structure.

Les dimensions, la structure et le contrôles en temps réel pendant l'usage des ascenseurs « permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plus part du temps dans une cage d'ascenseur « une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice », composée de trois constituants principaux.

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- Treuil de levage de la poulie ;
- Contre poids.



Figure III. IV. 18Ascenseur électrique.

D'après la norme française [NF-P82-209] qui répartit les ascenseurs en 5 classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, que l'on désignait auparavant sous les termes simple d'ascenseur.

C'est ainsi que la norme [NF-P82-208] a adopté plusieurs types de cabine selon [la charge à transporter] et pour un immeuble à usage d'habitation ; on a opté pour un ascenseur de huit (08) personnes dont la charge maximale est d'environ (600daN).

- Dimensionnement :

Largeur de la cabine : $L_C = 1.20\text{m}$.

Profondeur de la cabine : $P_C = 1.40\text{m}$.

Largeur de la gaine : $L_G = 1.30\text{m}$.

Profondeur de la gaine : $P_G = 2.00\text{m}$.

Hauteur de la cabine : $H_C = 2.20\text{m}$.

Largeur du passage libre : $L_P = 0.8\text{m}$.

Hauteur du passage libre : $H_P = 2\text{m}$.

Epaisseur de voile : $e = 0.15\text{m}$.

Hauteur de course : $C = 33.66\text{m}$.

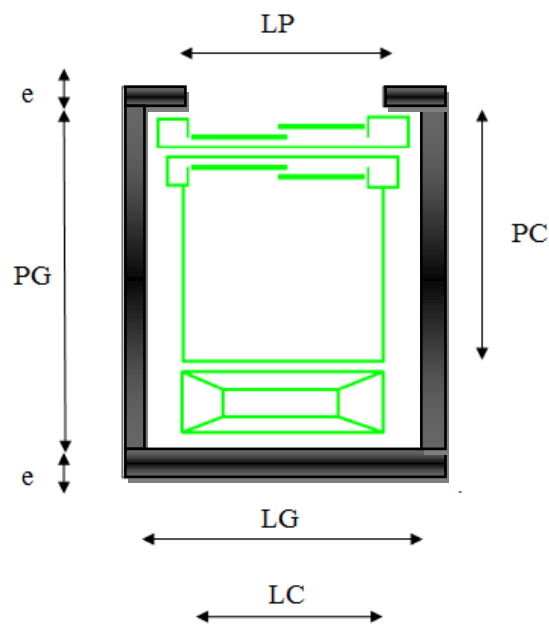


Figure III. IV. 19Caractéristiques géométriques de l'ascenseur.

- 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 15 cm, et une gaine d'ascenseur de vitesse supérieure à « 1m/s ».

III.IV.3.1.Descente des charges :

III.IV.3.1.1.Surcharge d'exploitation :

$q = 6.3\text{kN}$ (8 personnes).

III.IV.3.1.2. Charges permanentes :

P_m : le poids mort (poids des câbles, la machine et accessoire)

☛ Masse de cabine :

La Masse de cabine composée de la somme des masses suivantes :10%

☛ Masse de côté : la masse de la surface des côtés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2 .

$$S_1 = (L_c + 2 \times P_c) \times H_c = (1.2 + 2 \times 1.4) \times 2.20 = 8.8 \text{ m}^2 .$$

$$M_1 = (11.5 + 1.4 \times 8.8) \times 8.36 = 141.68 \text{ kg} .$$

☛ Masse de plancher : la masse du plancher à raison de (80kg) pour appareils de (630kg) de charge.

$$S_2 = L_c \times P_c = 1.2 \times 1.40 = 1.68 \text{ m}^2 .$$

$$M_2 = 80 \times 1.68 = 134.4 \text{ kg} .$$

☛ Masse du parachute : parachute à prise amortie $V < 1 \text{ m/s}$

$$M_3 = 100 \text{ kg} .$$

☛ Masse d'accessoire :

$$M_4 = 80 \text{ kg}$$

☛ Masse de l'arcade: partie fixe de $\ll 80 \text{ daN plus } 25 \text{ daN/m}^2 \gg$ de surface de porte

$$M_5 = 60 + (80 \times 1.20) = 156 \text{ kg} .$$

☛ Masse des poulies de mouflage de deux poulies supplémentaires :

$$M_6 = 30 \times 20 = 60 \text{ daN} .$$

☛ La masse de la porte de la cabine : partie fixe de $\ll 80 \text{ kg plus } 25 \text{ kg/m}^2 \gg$ de surface de porte

$$S_7 = 0.80 \times 2 = 1.60 \text{ m}^2 .$$

$$M_7 = (1.6 \times 25) + 80 = 120 \text{ kg} .$$

☛ Masse du toit :

$$S_8 = L_c \times P_c = 1.2 \times 1.4 = 1.68 \text{ m}^2 .$$

$$M_8 = 20 \times 1.68 = 33.6 \text{ kg} .$$

• **le poids mort égal à :**

$$P_t = \Sigma M_i = 141.68 + 134.4 + 100 + 80 + 156 + 60 + 120 + 33.6 = 825.68 \text{ kg} = 8.25 \text{ kN} .$$

• **Masse du contre poids :**

$$M_p = P_t + \frac{Q}{2} = 8.25 + \frac{6.30}{2} = 11.40 \text{ kN} .$$

La masse de treuil + moteur : $P = 1200 \text{ Kg}$

☛ Masse du câble :

La détermination du diamètre du câble, d'après la norme [NF 82-210], doit être pour cet appareil au minimum égale à 12 et le rapport D/d au minimum égale à 40 et aussi selon abaque de détermination de suspentes.

$$\frac{D}{d} = 40 \rightarrow d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} \rightarrow d = 12.5\text{mm.}$$

$C_S = 13 \rightarrow$ Coefficient de sécurité.

D: Diamètre de la poulie.

d: Diamètre du câble.

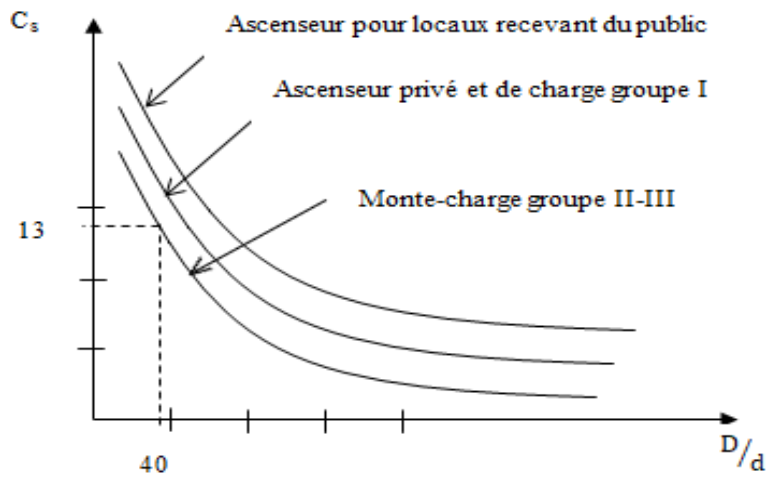


Figure III. IV. 20 ABAQUE de détermination de suspente.

$$C_S = \frac{C_r}{M} \rightarrow C_r = C_S \times M$$

M : La somme de la charge utile Q, le poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

$$C_r = C_S \times M = 13 \times (630 + 825.68) = 18923.84\text{kg}.$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire (C_m) il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0.85 donc :

$$C_m = \frac{C_r}{0.85} \rightarrow C_m = \frac{18923.84}{0.85} = 22263.34\text{kg}.$$

$$C_m = C_{r(\text{cable})} = n \times m$$

m: Le type de mouflage.

n : Nombre de câble.

C_r : Charge de rupture par câble en fonction du diamètre ($d = 12.5\text{mm}$)

Tableau III. IV. 9Caractéristiques des câbles.

Diamètre des câbles (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

$$\rightarrow C_{r(\text{cable})} = 8152 \text{ Kg}.$$

$$n = \frac{22263.34}{2 \times 8152} \rightarrow n = 1,37.$$

On prend : $n = 2$ câble.

- **Masse totale des câbles M_c :**

$$M_c = M_L \times n \times C.$$

$$M_L : \text{Masse linéaire du diamètre d'un seul câble (d = 12.5mm)} \rightarrow M_L = \frac{0.515 \text{ kg}}{\text{ml}}.$$

$$H_c : \text{Course du câble « hauteur du course »} \rightarrow H_c = H_t - H_{\text{cabin}} = 33.66 - 2.2 = 31.46 \text{ m}.$$

$$M_c = 0.515 \times 2 \times 31.46 = 32.4 \text{ daN}.$$

- La masse totale :

$$M_t = M_c + P_m + P_p + P = 32.4 + 825.68 + 1140 + 1200 = 3198.08 \text{ kg} = 31.98 \text{ kN}.$$

- Le poids total :

$$P_t = M_t \times g = 31373.16 \text{ kg} = 31.37 \text{ kN}.$$

g : L'accélération de la pesanteur.

III.IV.3.1.3. Combinaisons fondamentales :

$$\text{ELU} \rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 31.37) + (1.5 \times 6.3) = 51.80 \text{ kN}.$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{\text{ser}} = G + Q = 31.37 + 6.3 = 37.67 \text{ kN}.$$

III.IV.3.2. Étude de la dalle d'ascenseur (dalle machine) :

III.IV.3.2.1. Vérification de poinçonnement :

- Pour chacun des quatre appuis :

$$Q_{u(a)} = \frac{q_u}{4} = 12.95 \text{ kN}.$$

$$Q_{\text{ser}(a)} = \frac{q_{\text{ser}}}{4} = 9.42 \text{ kN}.$$

☛ D'après [l'article A.5.2.4 du B.A.E.L.91]:

Si : $Q_{u(a)} \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$Q_{u(a)}$: Charge ultime pour chaque appui.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

U, V : représentent les cotes du rectangle (U/L_x ; V/L_y).

La charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45 degré dans le béton.

La surface d'impact($a \times b$) est de $(10 \times 10)\text{cm}^2$.

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25\text{cm.}$$

$$V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{15}{2} = 25\text{cm.}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) = 100\text{cm.}$$

$$Q_{u(a)} = 12.95\text{kN} < \frac{0.045 \times 1 \times 25 \times 10^3 \times 0.15}{1.5} = 112.5\text{kN}$$

→ Il n'y pas de risque poinçonnement.

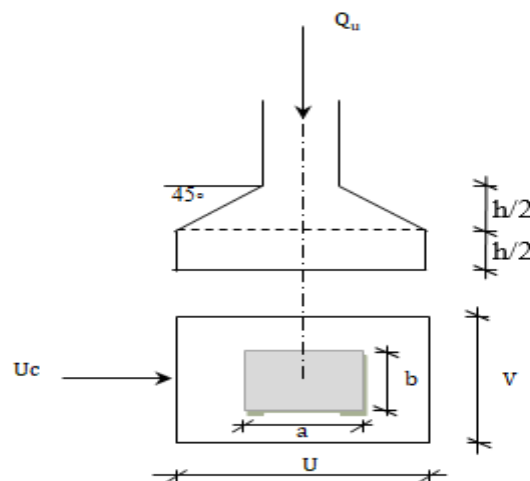


Figure III. IV. 21 Schéma de la surface d'impact.

III.IV.3.2.2.Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées, sera faite à l'aide des abaques de PIGEAUD et en plaçant les charges au centre, leur moments seront par mètre linéaire.

$$M_x = (M_1 + v \times M_2) \times P \times S.$$

$$M_y = (M_2 + v \times M_1) \times P \times S.$$

ν : Coefficient de poisson.

$M_1, M_2 \rightarrow$ sont des coefficients donnée par l'abaque de PIGEAUD.

$$P_u = \frac{Q_{up}}{U \times V} = \frac{12.95}{0.25 \times 0.25} = 207.2 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_s = \frac{Q_{sp}}{U \times V} = \frac{9.42}{0.25 \times 0.25} = 150.72 \text{ kN/m}^2.$$

$$M = M_1 - M_2 - M_3 + M_4.$$

III.IV.3.2.3. Calcul des moments dus aux charges concentrées:

Lorsque la charge n'est pas concentrique ; on procède de la façon suivante :

- Pour la Fig. IV.21. Une dalle de dimension $[L_x \times L_y]$ soumise à une charge concentrique $[A]$ répartie sur un rectangle $[U \times V]$.
- On divise la dalle en rectangles fictifs, donnant les charges symétriques :
[4 rectangle symétrique A , 2 rectangles symétriques B , 2 rectangles symétriques C , 1 rectangle au centre D].

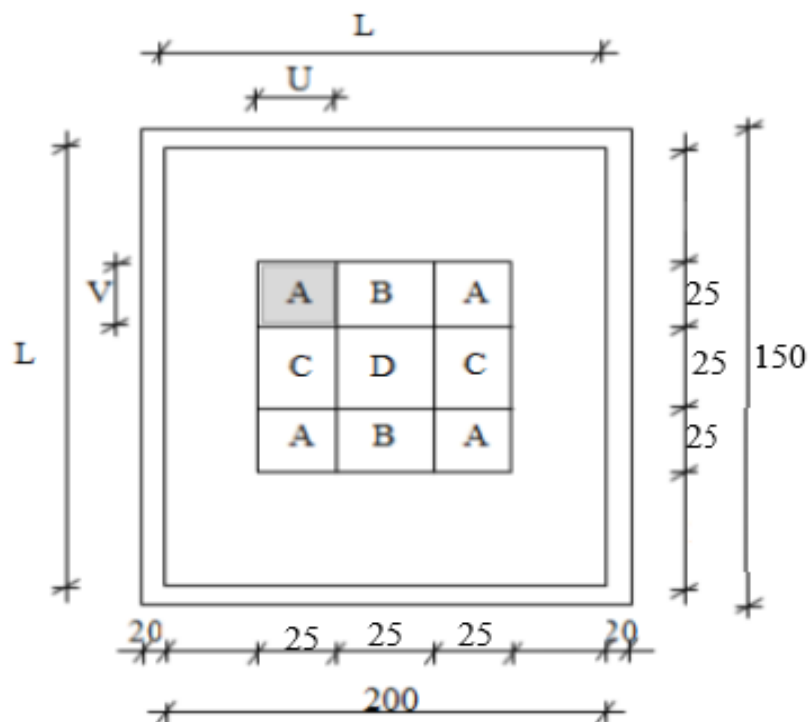


Figure III. IV. 22 Schéma de calcul de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges 'symétrique' comme suite :

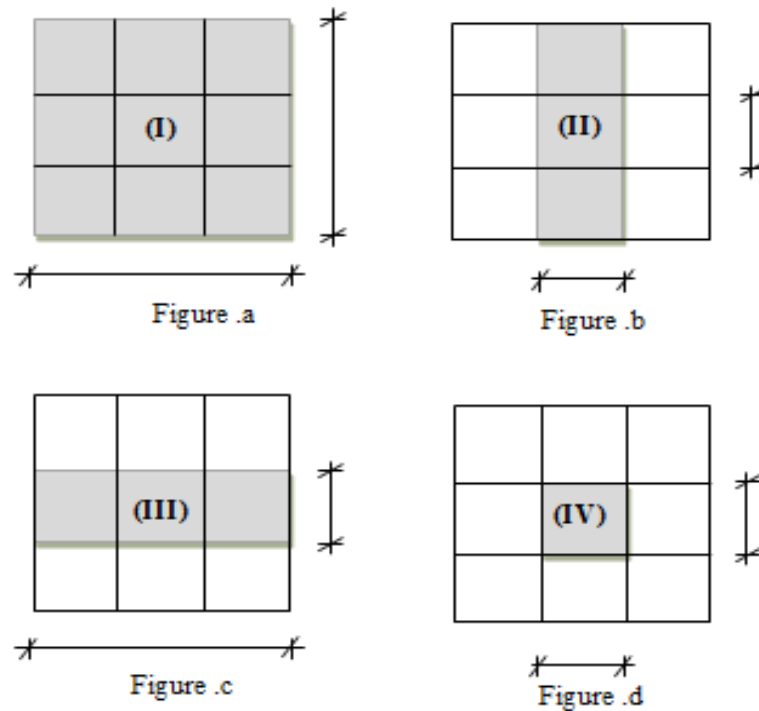


Figure III. IV. 23 Schémas de chargement des panneaux.

- On recherche les moments par les rectangles :

$$I = 4A + 2B + 2C + D \dots \dots \dots \text{figure (a).}$$

$$II = 2B + D \dots \dots \dots \text{figure (b).}$$

$$III = 2C + D \dots \dots \dots \text{figure (c).}$$

$$IV = D \dots \dots \dots \text{figure (d).}$$

- Il est évident que les moments produits par 'la charge non concentrique' :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2} = 0.75 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

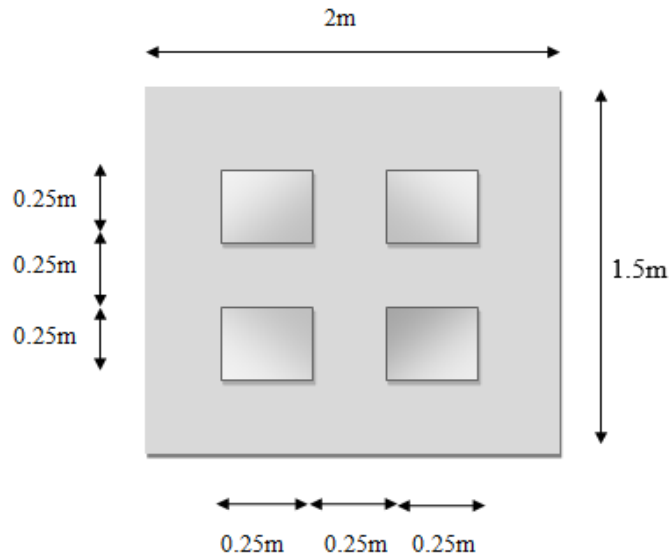


Figure III. IV. 24 Schéma de la dalle soumise à une charge répartie.

1)- le rectangle (I) :

U= 75cm

V= 75 cm

3)-le rectangle (III) :

U= 25 cm

V=75 cm

2)- le rectangle (II) :

U= 75 cm

V= 25 cm

4)-le rectangle (IV):

U=25 cm

V= 25 cm

Tableau III. IV. 10 Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées à l'ELU.

	I	II	III	IV
$\frac{U}{L_x}$	0.5	0.5	0.167	0.167
$\frac{V}{L_y}$	0.375	0.125	0.375	0.125
M_1	0.1135	0.1245	0.173	0.206
M_2	0.084	0.127	0.113	0.171
S	0.5625	0.1875	0.1875	0.0625
P	207.2	207.2	207.2	207.2
$P \times S$ en kN	116.25	38.85	38.85	12.95
M_{ux}	13.23	4.84	6.72	2.67
M_{uy}	9.79	4.93	4.39	2.21

III.IV.3.2.4. Moments dus aux charges à l'ELU :

$$v = 0$$

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rightarrow M_{ux} = \frac{13.23 - 4.84 - 6.72 + 2.67}{4} = 1.08 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{uy} = \frac{9.79 - 4.93 - 4.39 + 2.21}{4} = 0.67 \text{ kN.m}$$

Tableau III. IV. 11 Récapitulatif des résultats des moments dus aux charges concentrées
à l'ELS.

	I	II	III	IV
$\frac{U}{L_x}$	0.5	0.5	0.167	0.167
$\frac{V}{L_y}$	0.375	0.125	0.375	0.125
$M_1 + 0.2 \times M_2$	0.130	0.150	0.196	0.240
$M_2 + 0.2 \times M_1$	0.107	0.152	0.148	0.212
S	0.5625	0.1875	0.1875	0.0625
P	15072	150.72	150.72	150.72
$P \times S$ en kN	84.78	28.26	28.26	9.42
M_{ux}	11.02	4.239	5.539	2.26
M_{uy}	9.07	4.296	4.182	1.997

III.IV.3.2.5. Moments dus aux charges à l'ELS :

$$v = 0.2$$

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rightarrow M_{sx} = \frac{11.02 - 4.239 - 5.539 - 2.26}{4} = 0.88 \text{ kN.m}$$

$$\rightarrow M_{sy} = \frac{9.07 - 4.296 - 4.182 + 1.997}{4} = 0.65 \text{ kN.m}$$

III.IV.3.3. Etude de la dalle sous la charge répartie :

III.IV.3.3.1. Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.5}{2} = 0,75.$$

- Calcul des charges :

$$G = 0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2 ; Q = 1 \text{ kN/m}^2.$$

ELU $\rightarrow P_u = (1.35 \times 3.75) + (1.5 \times 1) = 6.56 \text{ kN/m}^2$.

ELS $\rightarrow P_{ser} = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/m}^2$.

- Calcul des moments statiques :

ELU $\rightarrow \nu = 0$

$\rightarrow \mu_x = 0.062 ; \mu_y = 0.509$.

$M_x = \mu_x \times P_u \times L_x^2 = 0.062 \times 6.56 \times 1.5^2 = 0.9151 \text{ kN.m}$.

$M_y = M_x \times \mu_y = 0.4658 \text{ kN.m}$.

ELS $\rightarrow \nu = 0.2$

$\rightarrow [\mu_x = 0.0685 ; \mu_y = 0.643]$.

$M_x = \mu_x \times P_{ser} \times L_x^2 = 0.0685 \times 4.75 \times 1.5^2 = 0.7321 \text{ kN.m}$

$M_y = M_x \times \mu_y = 0.4707 \text{ kN.m}$

- Moments de la dalle :

ELU $\rightarrow M_{ux} = 1.08 + 0.9151 = 1.995 \text{ kN.m} = M_{uy} = 0.67 + 0.4658 = 1.136 \text{ kN.m}$.

ELS $\rightarrow M_{sx} = 0.88 + 0.7321 = 1.612 \text{ kN.m} = M_{sy} = 0.65 + 0.4707 = 1.121 \text{ kN.m}$.

- Moment en Travée :

$M_{tx} = 0.75 \times M_{ux} = 0.75 \times 1.995 = 1.50 \text{ kN.m}$.

$M_{ty} = 0.75 \times M_{uy} = 0.75 \times 1.136 = 0.85 \text{ kN.m}$.

- Moment en appuis :

$M_{ax} = 0.5 \times M_{ux} = 0.5 \times 1.995 = 1 \text{ kN.m}$.

$M_{ay} = 0.5 \times M_{uy} = 0.5 \times 1.136 = 0.57 \text{ kN.m}$.

Tableau III. IV. 12 Résumé de calcul de la dalle machine (sens x_x).

sens	$M_u (\text{kN.m})$	μ	α	$Z_b (\text{m})$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	choix des barres (cm^2)
travée	1.5	0.0058	0.0748	0.13	0.33	1.63	5T12
appuis	1.0	0.0039	0.0494	0.13	0.22	1.63	5T12

Tableau III. IV. 13 Résumé de calcul de la dalle machine (sens y_y).

sens	M_u (kN.m)	μ	α	Z_b (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix des barres(cm ²)
travée	0.85	0.0033	0.0418	0.13	0.18	1.63	5T12
appuis	0.57	0.0022	0.0279	0.13	0.12	1.63	5T12

Tableau III. IV. 14 Vérification des contraintes de la dalle machine selon x_x à l'ELS.

sens	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	1.5	1.21	0.0058	0.36	cv
Appuis	1	0.81	0.0039	0.37	cv

Tableau III. IV. 15 Vérification des contraintes de la dalle machine selon y_y à l'ELS.

sens	M_u (kN.m)	M_{ser} (kN.m)	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	0.85	0.84	0.0418	0.26	cv
Appuis	0.57	0.56	0.0279	0.26	cv

III.IV.3.3.2.Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{umax} = Q_u + P_u \times \frac{L_x}{2} = 12.95 + 6.56 \times \frac{1.5}{2} = 17.87 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{17.87 \times 10^{-3}}{1 \times 0.315} = 0.13 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} > \tau_u \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.IV.3.3.3.Vérification de la flèche selon [C.B.A.93 / B.7.5] :

$$\frac{h_d}{L_x} = \frac{M_{tser}}{20 \times M_a} \rightarrow \frac{0.15}{1.5} > \frac{1.21}{20 \times 0.81} \rightarrow 0.1 > 0.07 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} < \frac{2}{F_e} \rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} < \frac{2}{400} \rightarrow 4.19 \times 10^{-3} < 5 \times 10^{-3} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.IV.4.Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux ou secondaires dans une structure vise avant tout à garantir la sécurité des occupants et à préserver leur confort, notamment en situation sismique. Bien qu'ils ne participent pas directement à la résistance mécanique de l'ossature, ces éléments peuvent fortement influencer le comportement global du bâtiment en cas de séisme. Leur détachement ou leur effondrement peut engendrer des blessures graves, obstruer les voies d'évacuation et causer des pertes économiques importantes.

III. V. Etude dynamique et sismique

III.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 2019** qui est un logiciel de calcul des structures.

III.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

III.V.2.1. Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions.

- Condition d'application :

Dans notre étude la méthode statique équivalente n'est pas applicable donc on choisit la méthode analyse modale spectrale.

III.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.

III.V.3. Combinaisons :

III.V.3.1. Combinaisons d'actions accidentelles :

$G + Q + E$.

$0.8G \pm E$.

- Pour Les poteaux dans les ossatures auto stables :

$G + Q + 1.2E$.

III.V.3.2. Combinaisons fondamentales :

ELS $\rightarrow G + Q$.

ELU $\rightarrow 1.35G + 1.5Q$.

III.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 :

☛ D'après RPA [Article 4.3.6] $\rightarrow V_{dyn} \geq 0.8 \times V_{st}$.

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique calculé par méthode spectre modale spectrale.

V_{st} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.

III.V.4.1. Effort tranchant statique selon [RPA99 mod2003 art 4.2.3]

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement de la structure.

Q : Facteur de qualité.

III.V.4.2. Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure:

- Coefficient d'accélération de zone :

$A = 0.10$ [RPA99 mod2003 Tableau 4.1.] .

- **D : facteur d'amplification dynamique moyen selon le sens (D_x , D_y).**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0S. \end{cases} \quad [\text{RPA99 mod2003 (formule 4.2)}]$$

η : Facteur de correction d'amortissement [RPA 99 mod2003 (4.3)].

ε : 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].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.88 \text{ Avec : } \varepsilon = 7\%.$$

$$T_2 = 0.50S.$$

$$T = \min\left(C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}}\right)$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement $\rightarrow C_t = 0.05$.

$$T_x = \min\left(C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}}\right) \rightarrow T_x = \min\left(0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{27.71}}\right).$$

$$T_x = \min(0.65 ; 0.52) . \quad \rightarrow T_x = 0.52$$

$$T_y = \min\left(C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}}\right) \rightarrow T_y = \min\left(0.05 \times 30.6^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{20.08}}\right).$$

$$T_y = \min(0.65 ; 0.61) . \quad \rightarrow T_y = 0.61$$

A partir de la condition de facteur D : $T_2 \leq T \leq 3.0S \rightarrow (D_x = 2.14 , D_y = 1.93)$.

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

$R = 3.5$: [RPA99 mod2003 Tab 4.3].

- **Q : Les critères de qualité "q" à vérifier sont :**

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité(Q) d'après [RPA99 mod2003 art 4.3.2.1].

Tableau III. 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	Non	0.05	Non	0.05
02	Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
03	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
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	Oui	0	Oui	0

$$Q_x = 1 + \Sigma P_q = 1 + (0.05 + 0.05) = 1.10 .$$

$$Q_y = 1 + \Sigma P_q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.15 .$$

- **W : Poids totale de la structure** ($w = G + \beta \times Q = 3910.64 \text{ t}$).
- **β : Coefficient de pondération** [RPA99 mod2003 tab 4.5.].

$$\beta = 0.2.$$

III.V.4.3.Calcul de la force sismique :

$$V_{xst} = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0.10 \times 2.14 \times 1.11 \times 3910.64}{3.5} = 210.41 \text{ t} .$$

$$V_{yst} = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0.10 \times 1.93 \times 1.15 \times 3910.64}{3.5} = 198.39 \text{ t} .$$

III.V.5. Calcul La méthode modale spectrale :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1. \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2. \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0S. \\ 2.5\eta(1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3.0S. \end{cases}$$

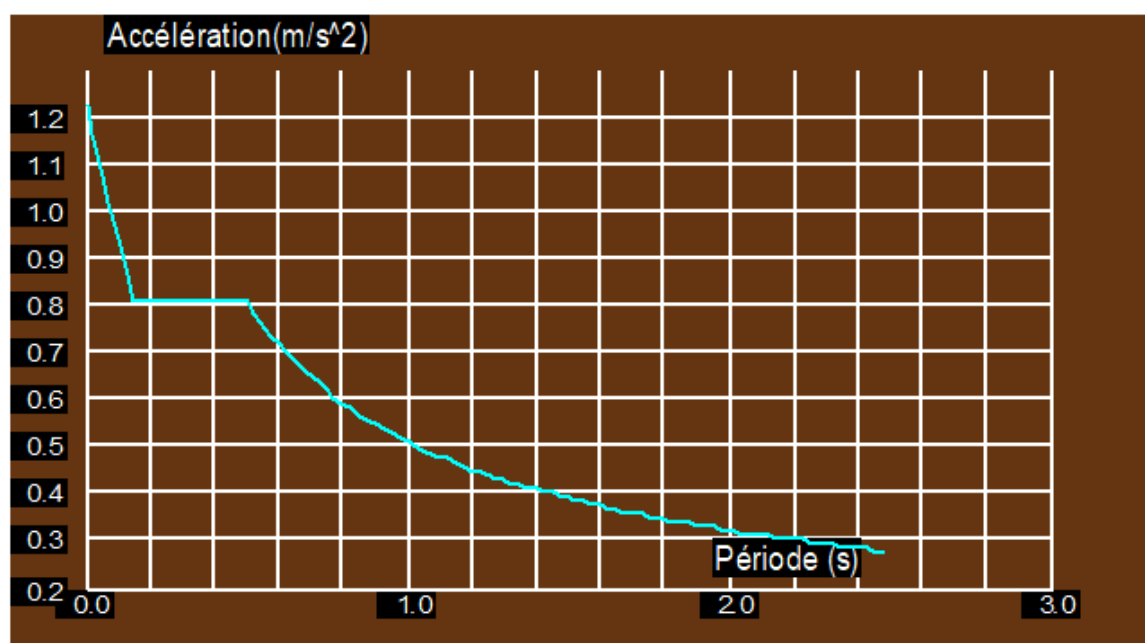


Figure III. V. 1 Représentation graphique du spectre de réponse.

g : Accélération de la pesanteur = $9.81N$.

$A = 0.10$ [RPA99 mod2003 Tableau 4.1.].

$R = 4$: Portiques contreventés par des voiles [RPA99mod2003 art 3.4.3.4b].

$T_1 = 0.15S$, $T_2 = 0.50S$ [RPA99 mod2003 Tab 4.7.] .

$Q_x = 2.14$; $Q_y = 1.93$ [RPA99 mod2003 tab 4.4.].

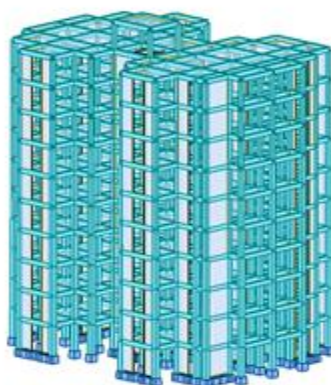


Figure III. V. 2 Représentation de modélisation par logiciel Robot Structural en 3D.

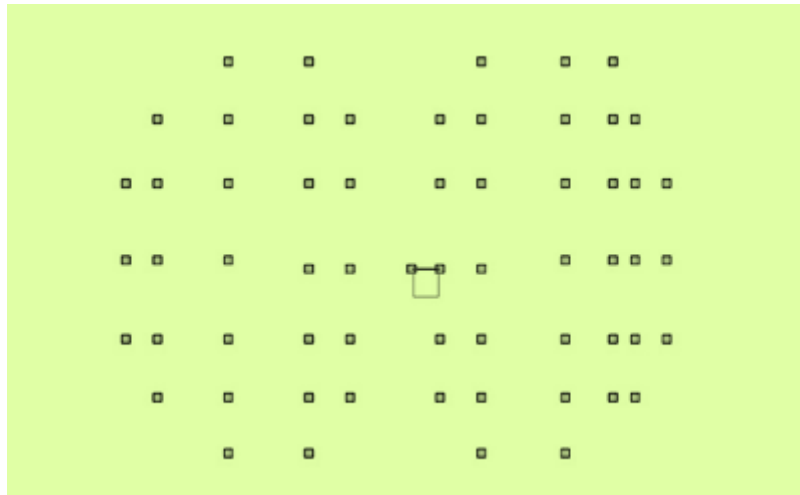


Figure III. V. 3 Structure n° 1 sans voiles « $T=0.85S$; $W=3910.65T$ ».

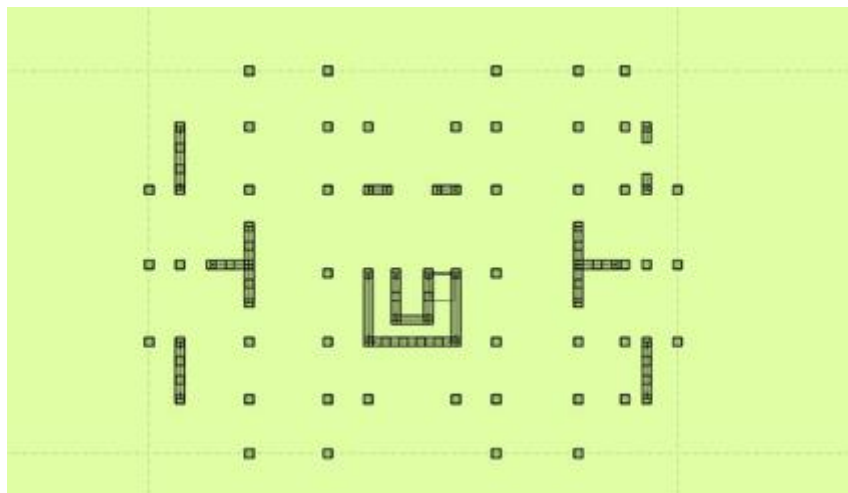


Figure III. V. 4 Disposition n° 2 des voiles « $T=0.65S$; $W=4847.86T$ ».

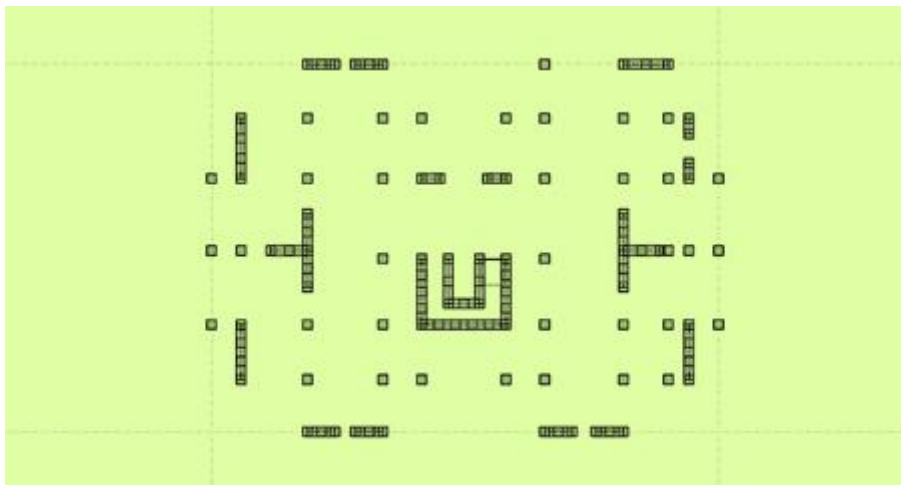


Figure III. V. 5Disposition n° 3 des voiles « $T=0.58S$; $W=5164.07T$ ».

Après plusieurs essais de disposition des voiles, on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

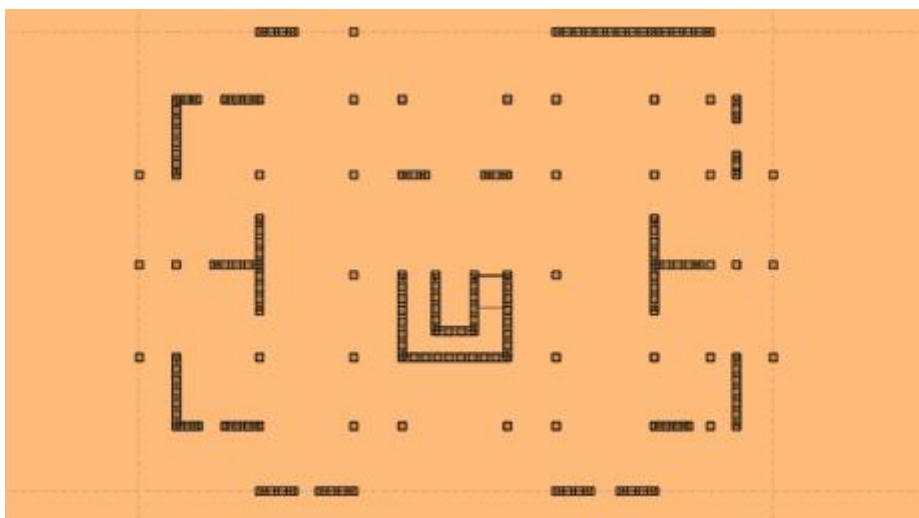


Figure III. V. 6Disposition n° 4 des voiles « $T=0.57S$; $W=5304.14T$ ».

III.V.6. Vérification des résultats

Tableau III. V. 2Périodes 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	0.57	0.19	66.22	0.19	66.22
2	0.50	65.65	66.57	65.46	0.35
3	0.43	67.58	67.30	1.94	0.73
4	0.16	67.58	82.84	0.00	15.54
5	0.14	84.61	82.86	17.03	0.02
6	0.12	84.97	83.52	0.36	0.66
7	0.10	85.00	84.15	0.03	0.63
8	0.10	85.61	84.18	0.60	0.03
9	0.07	85.66	89.54	0.05	5.36
10	0.07	85.66	89.94	0.00	0.40
11	0.07	91.16	90.13	5.50	0.19
12	0.06	91.55	90.62	0.39	0.49
13	0.05	91.68	93.44	0.14	2.82
14	0.04	94.24	93.73	2.56	0.29
15	0.04	94.25	93.78	0.01	0.05
16	0.04	94.49	93.99	0.24	0.21
17	0.03	94.51	95.29	0.03	1.30
18	0.03	94.55	95.30	0.04	0.01
19	0.03	94.60	95.30	0.05	0.00
20	0.03	95.27	95.30	0.67	0.00

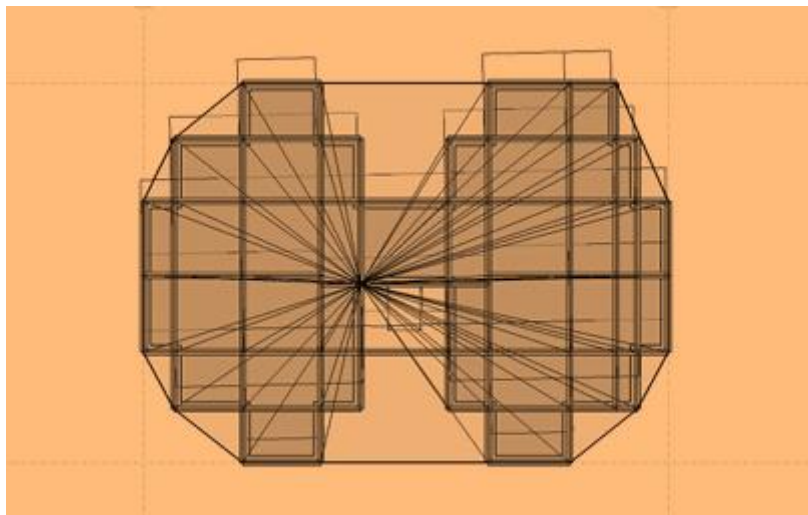


Figure III. V. 7 Mode de translation selon y (1er mode).

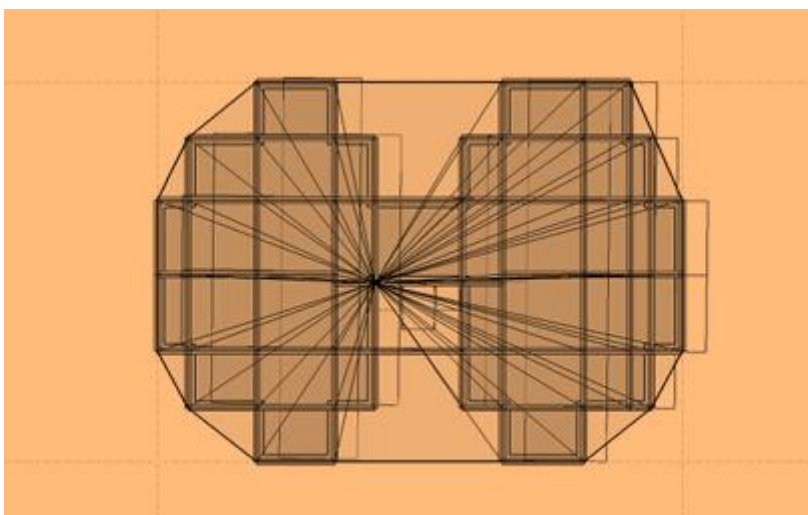


Figure III. V. 8 Mode de translation selon x (2eme mode).

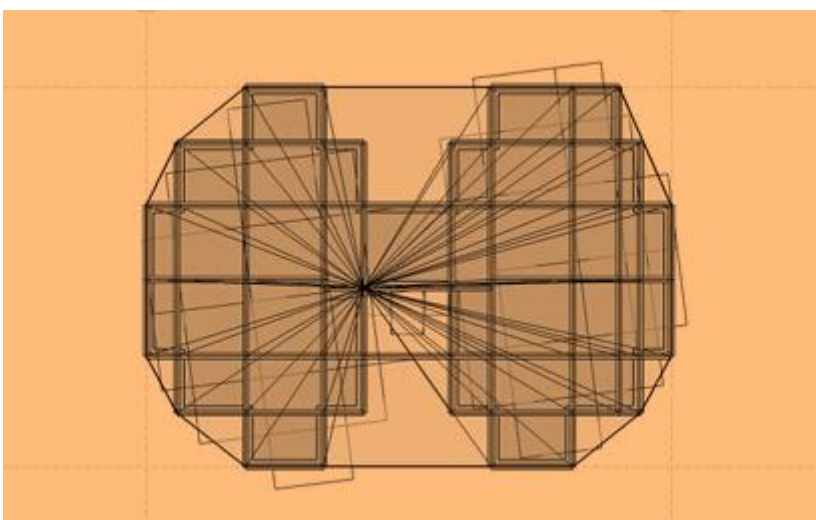


Figure III. V. 9 Mode de rotation selon z (3eme mode).

III.V.6.1.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 III. V. 3Vérification 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	308.67	312.15	0.99
Sens y_y	282.56	294.31	0.96

$$\frac{V_{dyn}}{V_{st}} > 0.8 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.V.6.2.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%».

$$1.3 \times T_{min} > T_{dyn} \Rightarrow 1.3 \times 0.52S > 0.57S \Rightarrow 0.68S > 0.57S \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.V.6.3. 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 niveau « 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 4.

- D'après les résultats de robot logiciel Robot :

Tableau III. V. 4Vérification des déplacements de l'étage selon sens x_x :

Etage	$\delta_{ek}(\text{cm})$	R	$\delta_{Kx}(\text{cm})$	$\Delta_{Kx}(\text{cm})$	$0.01 \times h_e (\text{cm})$	$\Delta_K = 0.01h_e$
RDC	0.104	4	0.416	0.416	3.06	CV
1	0.306	4	1.224	0.808	3.06	CV
2	0.568	4	2.272	1.048	3.06	CV
3	0.868	4	3.472	1.2	3.06	CV
4	1.2	4	4.8	1.328	3.06	CV
5	1.545	4	6.18	1.38	3.06	CV
6	1.891	4	7.564	1.384	3.06	CV
7	2.233	4	8.932	1.368	3.06	CV
8	2.559	4	10.236	1.304	3.06	CV
9	2.863	4	11.452	1.216	3.06	CV

Tableau III. V. 5 Vérification des déplacements de l'étage selon sens y_y :

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta_{Ky}(cm)$	$0.01 \times h_e (cm)$	$\Delta_K = 0.01h_e$
RDC	0.116	4	0.464	0.416	3.06	CV
1	0.359	4	1.436	0.972	3.06	CV
2	0.687	4	2.748	1.312	3.06	CV
3	1.068	4	4.272	1.524	3.06	CV
4	1.485	4	5.94	1.668	3.06	CV
5	1.913	4	7.652	1.712	3.06	CV
6	2.336	4	9.344	1.692	3.06	CV
7	2.749	4	10.996	1.652	3.06	CV
8	3.137	4	12.548	1.552	3.06	CV
9	3.497	4	13.988	1.44	3.06	CV

☛ Remarque : Le déplacement de niveau est vérifié pour tous les étages.

III.V.6.4. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) [RPA99 mod2003 art 5.9] :

Les effets du 2ème 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 les conditions suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \times \frac{\Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0.1.$$

$$P_K = (\Sigma W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}).$$

$$V_k : \text{Effort tranchant d'étage au niveau } k : V_k = \Sigma F_i.$$

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 III. V. 6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens x_x.

Etage	h_k (m)	P_K (T)	Δ_K (cm)	V_{kx} (T)	θ	Obs
RDC	3.06	5304.14	0.104	306.17	0.005887952	Cv
1	3.06	9967.13	0.202	301.03	0.010835983	Cv
2	3.06	14097.47	0.261	290.82	0.013389805	Cv
3	3.06	17695.17	0.3	275.8	0.014779273	Cv
4	3.06	20766.32	0.303	255.86	0.014382749	Cv
5	3.06	23324.35	0.326	231.14	0.014961776	Cv
6	3.06	25369.25	0.332	200.94	0.014784294	Cv
7	3.06	26906.4	0.343	165.11	0.014879982	Cv
8	3.06	27947.65	0.345	123.29	0.01465454	Cv
9	3.06	28493.28	0.346	72.05	0.014498131	Cv

Tableau III. V. 7Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y_y.

Etage	h_k (m)	P_K (T)	Δ_K (cm)	V_{kY} (T)	θ	Obs
RDC	3.06	5304.14	0.116	279.38	0.007197078	Cv
1	3.06	4662.99	0.243	274.68	0.01428559	Cv
2	3.06	4130.34	0.328	265.68	0.01843391	Cv
3	3.06	3597.7	0.36	252.27	0.019419452	Cv
4	3.06	3071.15	0.388	234.13	0.020159516	Cv
5	3.06	2558.03	0.381	211.44	0.019136456	Cv
6	3.06	2044.9	0.413	183.51	0.020128386	Cv
7	3.06	1537.15	0.417	150.54	0.019802317	Cv
8	3.06	1041.25	0.423	112.45	0.019670032	Cv
9	3.06	545.63	0.428	66.09	0.019630546	Cv

☛ Remarque : L'effet P- Δ est vérifié selon les deux directions.

III.V.6.5. 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 RDC jusqu'aux niveaux i.

Tableau III. V. 8 Vérification au renversement selon le sens x_x :

Etage	$V_x(T)$	$F_x(T)$	H(m)	W(T)	$X_G(m)$	$M_r(kN.m)$	$M_s(kN.m)$
RDC	306.17	5.14	3.06	5304.14	13.855	157.284	734888.597
1	301.03	10.21	6.12	5304.14	13.855	624.852	734888.597
2	290.82	15.02	9.18	5304.14	13.855	1378.836	734888.597
3	275.8	19.94	12.24	5304.14	13.855	2440.656	734888.597
4	255.86	24.72	15.3	5304.14	13.855	3782.16	734888.597
5	231.14	30.2	18.36	5304.14	13.855	5544.72	734888.597
6	200.94	35.83	21.42	5304.14	13.855	7674.786	734888.597
7	165.11	41.82	24.48	5304.14	13.855	10237.536	734888.597
8	123.29	51.24	27.54	5304.14	13.855	14111.496	734888.597
9	72.05	72.05	30.6	5304.14	13.855	22047.3	734888.597
Σ		306.17				67999.626	

Tableau III. V. 9 Vérification au renversement selon le sens y_y :

Etage	V _y (T)	F _y (T)	H(m)	W(T)	Y _G (m)	M _r (kN. m)	M _s (kN. m)
RDC	279.38	4.7	3.06	5304.14	10.04	143.82	532535.656
1	274.68	9	6.12	5304.14	10.04	550.8	532535.656
2	265.68	13.41	9.18	5304.14	10.04	1231.038	532535.656
3	252.27	18.14	12.24	5304.14	10.04	2220.336	532535.656
4	234.13	22.69	15.3	5304.14	10.04	3471.57	532535.656
5	211.44	27.93	18.36	5304.14	10.04	5127.948	532535.656
6	183.51	32.97	21.42	5304.14	10.04	7062.174	532535.656
7	150.54	38.09	24.48	5304.14	10.04	9324.432	532535.656
8	112.45	46.36	27.54	5304.14	10.04	12767.544	532535.656
9	66.09	66.09	30.6	5304.14	10.04	20223.54	532535.656
Σ		279.38				62123.202	

☛ Remarque : les conditions de renversements selon les deux directions sont vérifiées

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5.$$

III.V.6.6. 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 III. V. 10 Vérification de l'effort normal réduit sous la combinaison 1.35G+1.5Q.

Etage	$B_c(m)^2$	$N_d(KN)$	$F_{c28}(MPa)$	v	Observation
RDC	0.5^2	1322	25	0.21152	Cv
1.2.3	0.45^2	1112.9	25	0.219832099	Cv
4.5.6	0.4^2	689.7	25	0.172425000	Cv
7.8.9	0.35^2	345.7	25	0.112881633	Cv

III.V.6.7. Vérification de l'interaction voiles-portiques [RPA art 3.4.4.b] :

D'après le RPA, on considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Toutefois, en zone sismique I, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 20% de l'effort horizontal global.

Tableau III. V. 11 Vérification de l'interaction voiles-portiques.

étage	N voile (T)	N poteau (T)	N Total (T)	$\frac{N_{(voile)}}{N_{(totale)}}$	$\frac{N_{(voile)}}{N_{(totale)}} \geq 0.20$
RDC	246.25	330.86	577.11	0.57	Observé
1	484.52	637.59	1122.11	0.57	Observé
2	746.97	920.51	1667.47	0.55	Observé
3	1064.65	1160.02	2224.67	0.52	Observé
4	1347.48	1439.78	2787.26	0.52	Observé
5	1665.80	1684.04	3349.84	0.50	Observé
6	2069.88	1855.97	3925.84	0.47	Observé
7	2405.11	2102.84	4507.95	0.47	Observé
8	2783.98	2306.07	5090.05	0.45	Observé
9	3342.95	2469.24	5812.20	0.42	Observé

☛ Remarque : à partir des résultats illustrés dans les tableaux V-10 et V-11, on déduit que l'interaction voiles -portiques sous charges horizontales est vérifiée.

III.V.6.8. Récapitulatif des sections adoptées pour les éléments structuraux:

Après modélisation de la structure sur le logiciel Robot, on a opté pour les dimensions des éléments porteurs mentionnées sur le tableau ci-dessous.

Tableau III. V. 12Dimensions finales des éléments porteurs verticaux (poteaux).

Etage	Section pré-dimensionnée	Section finale
RDC	45×45	50×50
1	40×40	45×45
2	40×40	45×45
3	40×40	45×45
4	35×35	40×40
5	35×35	40×40
6	35×35	40×40
7	30×30	35×35
8	30×30	35×35
9	30×30	35×35

Tableau III. V. 13Dimensions finales pour les éléments porteurs horizontaux (poutres).

Poutre	Section pré-dimensionnée	Section finale
P. principale	30×40	30×50
P. secondaire	30×35	30×45

III.V.7. Conclusion :

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel Robot structural 2019 nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition des éléments porteurs (voiles de contreventement) qui nous a donné un bon comportement dynamique de la structure, qui satisfait l'interaction « voiles-portiques » et qui vérifie toutes les exigences de [RPA99mod2003] : période de vibration, taux de participation massique, déplacement, effort réduit et effet P- Δ .

III.VI. ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

III.VI.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 structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures « **Robot 2019** », 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.

III.VI.2. 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 niveaux 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.

III.VI.3.Etude des portiques :

- 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 ».

- ☛ Actions permanentes notée G « poids propre de la structures ».
- ☛ Actions variables Q « charge d'exploitation ».
- ☛ Actions accidentelles notée E « séisme ».

- Sollicitations :

Ce sont des efforts « normaux, tranchants » et les moments de flexion ou de torsion, développées dans une section par combinaison d'actions.

- Combinaisons d'action fondamentales :

D'après le [BAEL91] :

ELU ➔ $1.35G + 1.5Q$.

ELS ➔ $G + Q$.

- Combinaisons d'action Accidentelles :

D'après [RPA99mod 2003 art 5.2]:

Pour les poteaux:

- ☛ $0.8G \pm E$.
- ☛ $G + Q + 1.2E$.

Pour les Poutres:

- ☛ $0.8G \pm E$.
- ☛ $G + Q + E$.

III.VI.3.1. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges des plancher aux poteaux, leur mode de sollicitations est la flexion simple.

- ☛ On a deux types de poutre à étudier :

Type (1) ➔ Poutres principales (30×50) cm² .

Type (2) ➔ Poutres secondaires (30×45) cm² .

- Section d'armatures longitudinales imposée par le RPA99 mod2003 art 7.5.2.1 :

Pour le ferrailage des poutres on doit respecter les recommandations données par le RPA99 mod2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est : 0.5% en toute section.

Longueur minimale de recouvrement est :

- ☛ $40 \phi \rightarrow$ Zone I et II.
- ☛ $50 \phi \rightarrow$ Zone III.

- Armatures transversales [RPA99mod 2003 art 7.5.2.2]:

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

b : Largeur de la section.

s : Espacement des armatures transversales.

- Espacement d'après [RPA99mod 2003 art 7.5.2.2] :

- Zone nodale :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right)$$

ϕ_t : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales.

- En de hors de la zone nodale :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

h : Hauteur de la section.

Tableau III.VI. 1 Evaluation des sollicitations pour les poutres.

Type	Sollicitation		ELU 1.35G + 1.5Q	ELS G + Q	accidentelle G + Q + E 0.8G±E
P. principale	Moments kN.m	M _t	60.93	44.56	74.6
		M _a	120.65	88.20	121.94
	Effort tranchant T		8.49		
P. secondaire	Moments kN.m	M _t	54.96	37.8	61.19
		M _a	63.9	46.56	74.07
	Effort tranchant T		5.99		

III.VI.3.1.1.Exemple de calcul pour les poutres principales (30 × 50)cm²:

- En travée dans le cas accidentelle :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{74.6 \times 10^{-3}}{18.47 \times 0.30 \times 0.45^2} = 0.0665 < \mu_1 = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.086 \dots$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.43 \dots$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{74.6 \times 10^{-3}}{400 \times 0.43} \times 10^4 = 4.30 \text{ cm}^2.$$

- En appui dans le cas accidentelle G+Q+E_x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{121.94 \times 10^{-3}}{18.47 \times 0.30 \times 0.45^2} = 0.1087 < \mu_1 = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.144$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.42$$

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{121.94 \times 10^{-3}}{400 \times 0.42} \times 10^4 = 7.26 \text{ cm}^2.$$

III.VI.3.1.2. Section d'armature imposée par le [BEAL91 art A.4.2.1] :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2.$$

III.VI.3.1.3. Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99mod2003 art.7.5.2.1]:

$$A_{\min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2.$$

III.VI.3.1.4. Vérification à ELS :

Fissuration peu nuisible :

$$\rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\alpha = \frac{M_{ut}}{M_{sert}} \rightarrow \gamma = \frac{60.93}{44.56} = 1.37$$

$$\alpha = 0.435 > \alpha = 0.384$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.VI.3.1.5. Vérification vis-à-vis 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 :

☛ Poutre principale :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{8.49 \times 10^{-2}}{0.30 \times 0.45} = 0.63 \text{ MPa.}$$

☛ Poutre secondaire :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{5.99 \times 10^{-2}}{0.30 \times 0.405} = 0.49 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \ll \tau_u < \bar{\tau} \text{ Condition vérifiée } \gg.$$

Tableau III.VI. 2Récapitulatif du ferrailage des poutres :

Type		A _{min} (cm ²)		A _{calculée} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)
		BAEL	RPA			
principale	Appuis	1.63	7.5	7.26	3T16+2T14	9.11
	Travée	1.63	7.5	4.30	3T14+2T14	7.70
secondaire	appuis	1.47	6.75	4.75	3T14+2T12	6.88
	Travée	1.47	6.75	3.92	3T14+2T14	7.70

III.VI.3.1.6.Diamètre des armatures transversales d'après [BAEL91r99 /art-A.7.1.2.2] :

- **P. principale :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\max} \right) .$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{500}{35} = 14.29 ; \frac{300}{10} = 30 ; 1.6 \right) \llcorner \text{ On prend : } \phi_t = 6\text{mm de FeE235} \llcorner .$$

- **P. secondaire :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{\max} \right) .$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{450}{35} = 12.86 ; \frac{300}{10} = 30 ; 1.4 \right) \llcorner \text{ On prend : } \phi_t = 6\text{mm de FeE235} \llcorner .$$

III.VI.3.1.7. L'espacement des armatures transversales [B.A.E. L91 (A.5.1, 2.3.2)]:

- **P. principale :**

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.9 \times F_e}{b_0 \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)} .$$

$$S_{t1} \leq \frac{1.13 \times 0.9 \times 235}{30 \times 1.15 (0.63)} .$$

$$S_{t1} \leq 10.99 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d ; 40\text{cm}).$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times 45 ; 40\text{cm})$$

$$S_{t2} \leq 40.5 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4}.$$

$$S_{t3} \leq \frac{1.13 \times 235}{30 \times 0.4}.$$

$$S_{t3} \leq 22.13 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} = \min(S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \text{ « On prend } S_t = 10 \text{ cm} \text{ »}$$

☛ **P. secondaires:**

$$S_{t1} \leq 14.14 \text{ cm.}$$

$$S_{t2} \leq 36.45 \text{ cm.}$$

$$S_{t3} \leq 22.13 \text{ cm.}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \text{ « On prend } S_t = 10 \text{ cm} \text{ ».}$$

III.VI.3.1.8. Vérification de l'espacement : poutres principales et secondaires:

D'après [BAEL91r99 /art-A.5.1,22]

$$\frac{A_t \times F_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa .}$$

$$\frac{1.13 \times 235}{30 \times 15} = 0.59 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \text{ « Condition vérifiée ».}$$

III.VI.3.1.9. Armatures transversale d'après [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2]

- Dans la zone nodale pour la poutre principale :

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \right).$$

$$S_t \leq \left(\frac{50}{4}, 12 \times 1.6 \right).$$

$$S_t \leq 19.2 \text{ cm.}$$

- Poutre secondaire

$$S_t \leq \left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi \right).$$

$$S_t \leq \left(\frac{45}{4}, 12 \times 1.4 \right).$$

$$S_t \leq 11.25 \text{ cm.}$$

☛ $S_t = 10 \text{ cm.}$

- Dans la zone courante pour la poutre principale :

$$S_t \leq \left(\frac{50}{2}\right) = 25 \text{ cm}$$

- Poutre secondaire

$$S_t \leq \left(\frac{45}{2}\right) = 22.5 \text{ cm}$$

☛ $S = 15 \text{ cm.}$

- Dans la zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm.}$
- Dans la zone courant : $S_t = 15 \text{ cm.}$

III.VI.3.1.10. Calcul de la section d'armatures transversales imposée [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2] :

P. principale et secondaire : $A_t = 0.003 \times s \times b.$

$$A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2.$$

III.VI.3.1.11. Longueur minimale de recouvrement :

$$L_{\text{rec}} = 40\phi \rightarrow L_{\text{rec}} = 64 \text{ cm} \ll \text{on prend ; } L_{\text{rec}} = 70 \text{ cm} . \gg.$$

III.VI.3.1.12. 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 égale à 1.5 en général pour les aciers H.A.

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

III.VI.3.1.13. Longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{F_e}{\tau_s}$$

$$L_s = \frac{1.6}{4} \times \frac{400}{2.84} = 56.34 \text{ cm} \rightarrow L_s = 60 \text{ cm.} \rightarrow \text{Nécessité d'un crochet à l'extrémité}$$

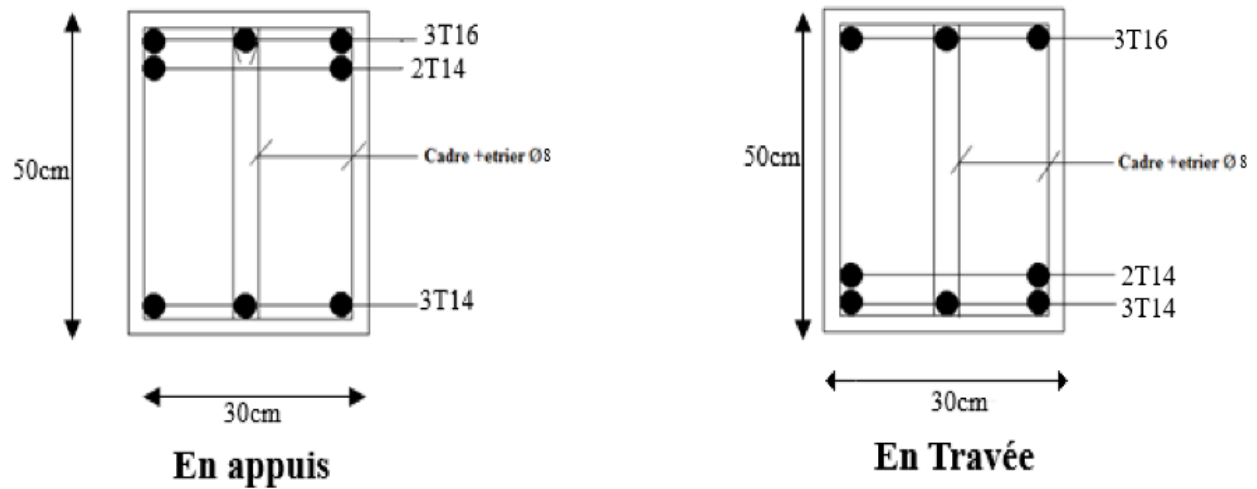


Figure III.VI. 1 Ferrailage des poutres principales (30×50).

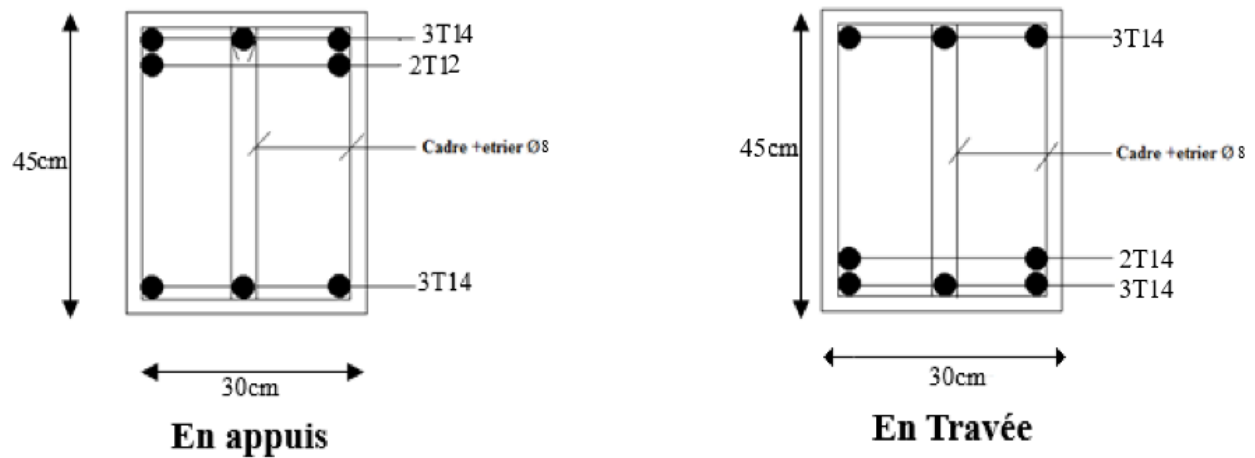


Figure III.VI. 2 Ferrailage des poutres secondaires (30×45).

III.VI.3.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations, 'moment fléchissant, effort normal' à la base de la structure, leur ferrailage se fait à la flexion composée, On a 4 types des poteaux :

Type 1 → $(50 \times 50) \text{cm}^2$.

Type 2 → $(45 \times 45) \text{cm}^2$.

Type 3 → $(40 \times 40) \text{cm}^2$.

Type 4 → $(35 \times 35) \text{cm}^2$.

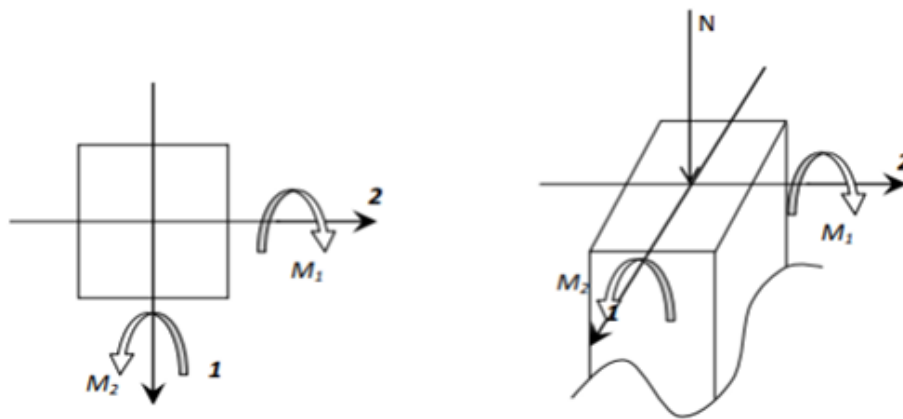


Figure III.VI.3 Direction des moments et effort normal dans un poteau.

III.VI.3.2.1. Section d'armatures longitudinales imposée par le [RPA99 mod2003 art.7.4.2.1]

✓ Le pourcentage minimum imposé par RPA99 est :

$$A_{\min} = 0.7\% \text{ « En zone I ».}$$

✓ Le pourcentage maximum imposé par RPA99 est :

$$A_{\max} = 4\% \text{ « En zone courante ».}$$

$$A_{\max} = 6\% \text{ « En zone recouvrement ».}$$

- Diamètre minimum de l'acier est « $\phi_{\min} = 12 \text{mm}$ ».
- Longueur de recouvrement est : 40ϕ « en zone I ».

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau

Ne doit dépasser 25 cm [en zone I].

III.VI.3.2.2. Section d'armatures transversales imposée par le [RPA99 mod2003 art.7.4.2.2] :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}.$$

ρ : Coefficient correcteur.

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

$\lambda \geq 5 \rightarrow \rho = 2.5$.

$\lambda \geq 5 \rightarrow \rho = 3.75$.

S_t : Espacement des armatures transversales.

- ☛ Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm})$ en zone I.
- ☛ Dans la zone courant $S_t \leq 15 \phi$ « en zone I ».

III.VI.3.2.3. Quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % donnée comme suit :

- Si $\lambda \geq 5 \rightarrow 0.3\%$.
- Si $\lambda \geq 5 \rightarrow 0.8\%$ « $\phi \geq 12\text{mm}$ ».
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédents

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{306-50}{50} = 3.75 < 5 .$$

$\lambda \leq 5 \rightarrow \rho = 3.75$ »

III.VI.3.2.4. Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{L_f}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right).$$

$$L' = 2h$$

h : Hauteur de la poutre

b et a : Section de la poutre.

h_e : Hauteur libre entre deux étages

- Les étriers et les cadres doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\phi > 12\text{mm}$ 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 10ϕ .

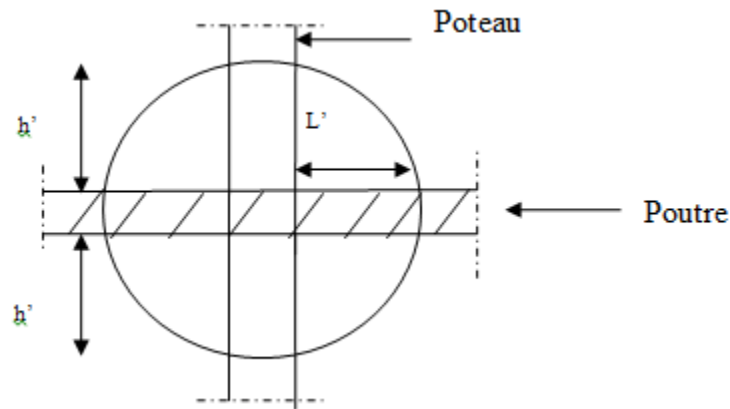


Figure III.VI. 4 Zone nodale.

Tableau III.VI. 3 Sollicitations pour les différentes sections des poteaux.

Sollicitations		P(50 × 50)	P(45 × 45)	P(40 × 40)	P(35 × 35)
1.35G + 1.5Q	$N_{\max}$ kN	1296.4	1091.38	676.39	338.99
	M_{corr} kN. m	12.10	23.60	23.58	22.57
ACC : G+Q-1.2EX	N_{corr} kN	764.07	440.26	259.43	89.01
	$M_{\max}$ kN. m	45.06	-87.07	-85.07	-68.98
ACC : 0.8G+EX	$N_{\min}$ kN	-22.99	-23.23	-3.61	0.68
	M_{corr} kN. m	-17.75	9.26	11.10	5.61

III.VI.3.2.5.Exemple de calcul poteau RDC (50 × 50)cm² à ELU:

$N_{\max} = 1296.4 \text{ kN}$, $M_{\text{corr}} = 12.10 \text{ kN.m}$.

- Calcul l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{12.10}{1296.4} = 0.0093 \text{ m} = 0.93 \text{ cm} .$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 .$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}) .$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1.224) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m} .$$

$$L_f = 0.7 \times 306 = 2.142 \text{ m}.$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h'} \times (2 + \alpha \times \phi) \rightarrow h' = d = 0.9h = 0.45$$

$$\phi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{12.1}{1.5 \times 8.72} \right) = 0.75.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10000 \times 0.45} \times (2 + 0.75 \times 2) = 0.0107 \text{ m}.$$

$$e_t = 0.0093 + 0.02 + 0.0107 = 0.022 \text{ m}.$$

$$e_A = e_t + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.022 + \left(0.45 - \frac{0.50}{2} \right) = 0.222$$

$$M_{UA} = N_u \times e_A = 1296.4 \times 0.222 \times 10^{-3} = 0.288 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = 14.17$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.288}{0.5 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.200$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \frac{0.5}{0.45} \left(1 - 0.4 \frac{0.5}{0.45} \right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = 0.200 < \mu_{bc} = 0.494 \rightarrow \text{S.P.C} \rightarrow \text{Org1}$$

$$\mu_{bu} = 0.200 < \mu_{iu} = 0.391 \rightarrow \text{section simple armature } A_{FSC} = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.282$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.40$$

$$\mu_{bu} = 0.200 > \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{st} \left(\frac{1 - \alpha_u}{\alpha_u} \right) = 3.079\text{‰} > \varepsilon_l = 1.739\text{‰}$$

$$A_{fst} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.288}{0.4 \times 347.82} 10^4 = 20.70 \text{ cm}^2$$

Armatures en flexion composée

$$A'_{sc} = 0$$

$$A_{st} = A_{fst} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = -1.657 < 0 \rightarrow \text{on prendra } A_{min}$$

III.VI.3.2.6.Calcul de la section d'armatures longitudinales imposée par le [RPA99 mod2003] art.7.4.2.1 :

$$A_{min} = 0.7\% \times (0.5 \times 0.5) = 17.5 \text{ cm}^2$$

III.VI.3.2.7.Calcul de la section d'armatures longitudinales imposée par le [BEAL91 art A.8.1, 21] :

$$A_{min} = \frac{0.2 \times b \times h}{100} = 5 \text{ cm}^2.$$

☛ Le ferrailage adopté :

$$A = \max(A_{calculer} ; A_{RPA} ; A_{BEAL}).$$

$$A = \max(8 \text{ cm}^2 ; 17.5 \text{ cm}^2 ; 5 \text{ cm}^2) = 17.5.$$

III.VI.3.2.8.Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{27.51 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45} = 0.12 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau} = \min \left[\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifié.

Tableau III.VI. 4 Récapitulation de calcul des armatures longitudinales de poteau

Etat	ELU	ACC G+Q+1.2E	ACC 0.8G+E
$A_{calculée}$	-13.60	-8.23	0.51
A_{min} (BAEL) cm ²	5		
A_{min} (RPA) cm ²	17.5		
Choix	4T20+4T16		
A_s (cm ²)	20.61		

III.VI.3.2.9. Quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % donnée comme suit :

- ☛ Espacement selon [RPA99 art 7.4.2.2.]
- ☛ Dans la zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(10\phi = 16 : 15\text{cm})$ en zone I
 $S_t = 10\text{cm}$
- ☛ Dans la zone courant : $S'_t \leq 15\phi$ en zone I.
 $S_t = 15\text{cm}$.

III.VI.3.2.10. Section d'armatures transversales :

- Zone nodale : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 27.5}{50 \times 235}$.
- Zone courante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 27.5}{50 \times 235}$.

Tableau III.VI. 5 Récapitulatif de calcul des armatures transversales des poteaux.

Poteaux	L_f m	λ_g %	ρ	zone	S_t (cm)	A_t (cm ²)	choix	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
50 × 50	2.142	4.284	3.75	N	10	0.88	4T8	2.01
				C	15	1.32	4T8	2.01
45 × 45	2.142	4.760	3.75	N	10	0.98	4T8	2.01
				C	15	1.46	4T8	2.01
40 × 40	2.142	5.355	2.50	N	10	0.73	4T8	2.01
				C	15	1.09	4T8	2.01
35 × 35	2.142	6.120	2.50	N	10	0.84	4T8	2.01
				C	15	1.25	4T8	2.01

III.VI.3.2.11. Longueur minimale de recouvrement :

$L_{\text{rec}} = 40\phi \rightarrow L_{\text{rec}} = 80\text{cm}$.

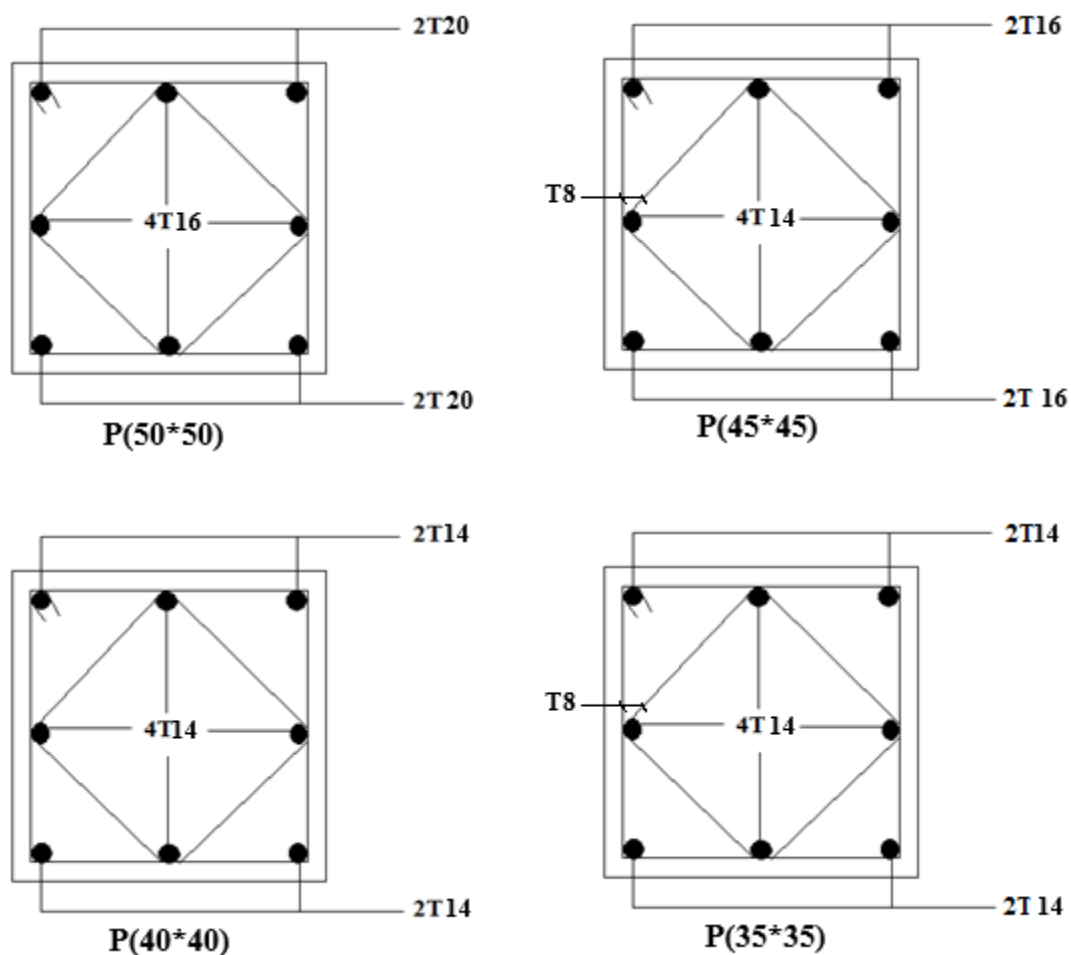


Figure III.VI. 5 Ferrailage des différents poteaux.

III.VI.4. Voiles de contreventement :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent 'action climatique' ou aux séismes 'action accidentelles', soumise à des forces horizontales et verticales.

- Les combinaisons d'action fondamentales :

D'après le [BAEL91] on a :

ELU $\rightarrow 1.35G + 1.5Q$.

ELS $\rightarrow G + Q$.

- Les combinaisons d'action accidentelles :

D'après [RPA99mod 2003 art 5.2]:

- $0.8G \pm E$.
- $G + Q + 1.2E$.

Tableau III.VI. 6 Sollicitations des voiles.

Combinaison des voiles plus sollicité			$N_{max}(kN)$	$M_{corr}(kN.m)$	$T(KN)$
voiles horizontaux	ELU	$1.35G + 1.5Q$	2283.86	31.31	16.72
	ELS	$G + Q$	1674.11	22.78	12.26
	Acc	$0.8G \pm E$ $G+Q+1.2E$ $G+Q+E$	1584.24	1410.12	398.8
voiles verticaux	ELU	$1.35G + 1.5Q$	205.96	39.06	9.6
	ELS	$G + Q$	150.79	28.42	68.6
	Acc	$0.8G \pm E$ $G+Q+1.2E$ $G+Q+E$	254.67	98.7	294.86

III.VI.4.1. Etude des voiles:

Section d'armatures horizontales et verticales imposé par le [RPA99mod 2003 art.7.7.4.3] :

- ☛ Pour la zone globale des voiles 0.15%
- ☛ Pour la zone courante 0.10%

III.VI.4.1.1. Exemple de calcul à ELU : sens vertical

$N_{\max} = 98.70 \text{ kN}$, $M_{\text{corr}} = 254.67 \text{ kN.m}$,

- Calcul l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{2.58}{98.41} = 0.026 \text{ m} .$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2 .$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm} ; \frac{256}{250}) .$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; 1.024) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m} .$$

$$L_f = 0.7 \times 2.56 = 1.792 \text{ m} .$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h'} \times (2 + \alpha \times \phi) .$$

$$\phi = 2 .$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{22.58}{1.5 \times 1.87} \right) = 0.80 .$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.792^2}{10000 \times 0.18} (2 + 0.80 \times 2) = 0.020 \text{ m} .$$

$$e_t = 0.39 + 0.02 + 0.020 = 0.43 \text{ m} .$$

$$e_A = e_t + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.43 + \left(0.18 - \frac{0.2}{2} \right) = 0.51$$

$$M_{UA} = N_u \times e_A = 254.67 \times 0.51 \times 10^{-3} = 0.13 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = 18.47$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.13}{1 \times 0.18^2 \times 18.47} = 0.217 .$$

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d} \right) = 0.8 \frac{0.20}{0.18} \left(1 - 0.4 \frac{0.2}{0.18} \right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = 0.217 < \mu_{bc} = 0.494 \rightarrow \text{S.P.C} \rightarrow \text{Org1}$$

$$\mu_{bu} = 0.217 < \mu_u = 0.392 \rightarrow \text{section simple armature } A_{FSC} = 0$$

$$\alpha_u = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.31$$

$$Z_u = d(1 - 0.4\alpha_u) = 0.16 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = 0.217 > \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{st} \left(\frac{1 - \alpha_u}{\alpha_u} \right) = 3.079\text{‰} > \varepsilon_l = 1.739\text{‰}$$

$$A_{fst} = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.13}{0.16 \times 400} 10^4 = 20.31 \text{ cm}^2$$

Armatures en flexion composée

$$A'_{sc} = 0$$

$$A_{st} = A_{fst} - \frac{Nu}{\sigma_{st}} = 20.31 - \frac{254.67 \times 10^{-3}}{400} = \mathbf{13.94 \text{ cm}^2}$$

- Espacement :

Dans la zone courante [RPA 2003 art 7.7.4.3]:

$$S_t \leq \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm.}$$

$$\mathbf{S_t = 20 \text{ cm.}}$$

Dans la zone nodale [RPA99mod2003 art 7.5.2.2] :

$$S_t \leq \frac{h}{2}.$$

$$S_t \leq \frac{20}{2}.$$

$$\mathbf{S_t = 10 \text{ cm.}}$$

Choix des barres

$$(5T14) \times 2 = 7.7 \times 2 = 15.4 \text{ cm}^2$$

III.VI.4.1.2.Exemple de calcul dans le cas accidentelle G+Q+1.2E : sens horizontal

$$N_{\text{corr}} = 2283.86 \text{ kN}, M_{\text{max}} = 31.31 \text{ kN.m}$$

- Calcul l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{corr}}} = \frac{31.31}{2283.86} = 0.0137 \text{ m.}$$

$$e_t = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{256}{250}).$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}; 1.024) \rightarrow e_a = 0.02 \text{ m.}$$

$$L_f = 0.7 \times 2.56 = 1.792 \text{ m.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h'} \times (2 + \alpha \times \phi).$$

$$\phi = 2.$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_s} \right) = 10 \left(1 - \frac{31.31}{1.5 \times 22.78} \right) = 0.84.$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.792^2}{10000 \times 0.18} (2 + 0.84 \times 2) = 0.018 \text{ m.}$$

$$e_t = 0.137 + 0.02 + 0.018 = 0.0517 \text{ m.}$$

$$e_A = e_t + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.0517 + \left(0.18 - \frac{0.2}{2} \right) = 0.13$$

$$M_{UA} = N_u \times e_A = 2283.86 \times 0.13 \times 10^{-3} = 1.14 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = 18.47$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.30}{1 \times 0.18^2 \times 18.47} = 0.50.$$

$$\mu_{bc} = 0.494$$

$$\mu_{bu} = 0.50 > \mu_{bc} = 0.494 \rightarrow \text{S.E.C}$$

$$i = N_u (d - d') - M_{UA} = 2283.86 \times 10^{-3} (0.18 - 0.05) - 0.3 = 0$$

$$j = (0.5 - d') b h f_{bu} = (0.5 - 0.05) 1.02 \times 18.47 = 1.66$$

$$i \leq j \quad \text{c.v}$$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d-d') - M_{ua}}{bh \times f_{bu}}}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.58$$

$$\varepsilon'_s = 2\text{‰} \left(1 + \left(1.719 - 4.01 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1 + \psi} \right)$$

$$\varepsilon'_s = 2\text{‰} \left(1 + \left(1.719 - 4.01 \frac{0.05}{0.2} \right) \sqrt{1 + 0.58} \right) = 3.8\text{‰}$$

$$\varepsilon'_s > \varepsilon'_l$$

$$\sigma'_{st} = f(\xi'_s) = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma'_{st}} = \frac{2283.86 \times 10^{-3} - 0.58 \times 1 \times 0.2 \times 18.47}{400} \times 10^4 = 3.53 \text{ cm}^2$$

$$A = 0$$

- Espacement :

☛ Dans la zone courante [RPA 2003 art 7.7.4.3]:

$$S_t \leq \min(1.5 \times a ; 30 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}.$$

$$S_t = 20 \text{ cm}.$$

☛ Dans la zone nodale [RPA99mod2003 art 7.5.2.2] :

$$S_t \leq \frac{h}{2}.$$

$$S_t \leq \frac{20}{2}.$$

$$S_t = 10 \text{ cm}.$$

III.VI.4.1.3. Section d'armatures imposée par le [RPA99mod2003]:

$$A_s = 0.15\% \times b \times h = 3 \text{ cm}^2.$$

III.VI.4.1.4. Section d'armatures imposée par le [BEAL91] :

$$A_s = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres horizontales : 5T12 = 5.65 cm²/ml

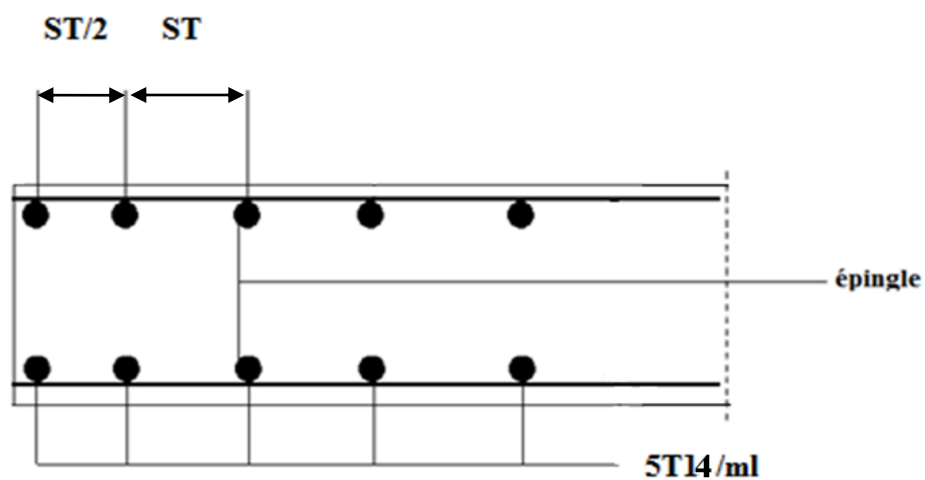


Figure III.VI. 6 Ferrailage du voile verticale.

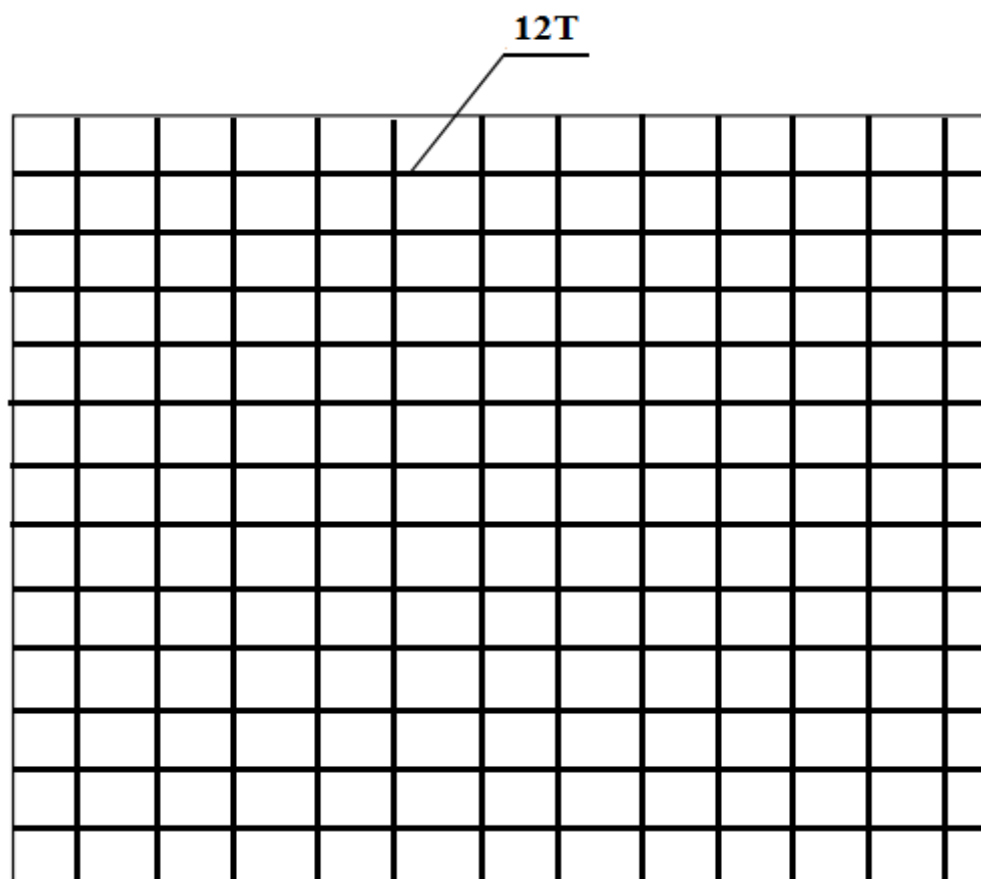


Figure III.VI. 7 Ferrailage du voile horizontale.

III.VI.4.1.5. Calcul du ferrailage du linteau pour les voiles avec ouvertures

$$e = 0.2 \text{ m} \quad l = 1.2 \text{ m} \quad h = 1.00 \text{ m}$$

Résultat d'analyse :

$$V_u = 95.26 \text{ KN}, \quad M = 95.35 \text{ KN.m}$$

Contrainte limite de cisaillement [RPA 99V2003 A7.7.2]

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V_u$$

b_0 : épaisseur de linteau

$$d = 0.9h, \quad h: \text{hauteur}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 95.26 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 1} = 0.74 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \rightarrow \text{c.v.}$$

- **Ferrailage des linteaux [RPA99V2003 A7.7.3.1]**

Dans le 1er cas $\rightarrow \tau_b \leq 0.06 f_{c28} \rightarrow 0.74 \leq 1.5$

Les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M, V)

A_l : Armatures longitudinales de flexion .

A_t : Armatures transversales .

A_c : Armatures en partie courante (acier de peau)

- **Armatures longitudinales**

$$A_l = \frac{M}{Z \cdot f_e}, \quad Z = h - 2d' = 1 - 0.2 \times 0.05 = 0.9 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{95.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 400} \times 10^4 = 2.65 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{1.2}{1} = 1.2 > 1 \rightarrow \text{linteaux longs (1er cas)}$$

choisi : $\emptyset 8 \rightarrow 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

- Espacement :

$$s \leq \frac{A_t \times F_e \times z}{\bar{V}} = \frac{1.01 \times 10^{-4} \times 400 \times 0.9}{1.4 \times 95.26 \times 10^{-3}} \times 10^2 = 27.26 \text{ cm} .$$

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

- **Ferraillage minimale [RPA99/2003 P88]**

$$A_l \geq 0.15\% b . h = 3 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t \geq 0.25\% b . s = 1 \text{ cm}^2 . \rightarrow \text{dans le cas } \tau_b \geq 0.025 f_{c28} = 0.625$$

$$A_D = 0 \rightarrow \tau_b < 0.06 f_{c28}$$

$$A_c \geq 20\% b . h = 4 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choisi 4T12} = 4.52 .$$

$$A_t = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choisi 2}\varnothing 8 = 1.01 .$$

$$A_c = 4 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{choisi 4T12} = 4.52 .$$

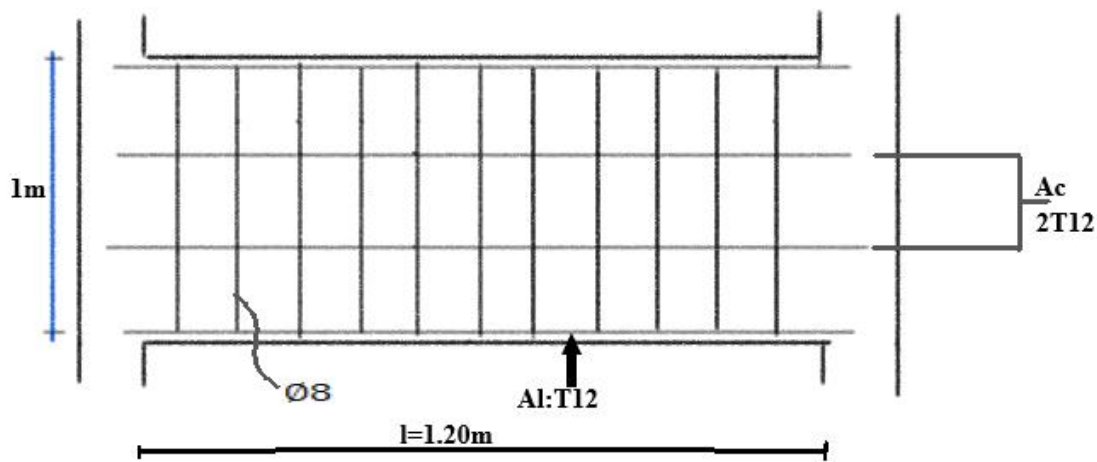


Figure III.VI. 8 Ferraillage du linteau.

III.VI.5.Conclusion:

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments structuraux assurant le contreventement de la structure.

- Les poutres principales et secondaires ont été ferraillées en flexion simple en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Robot Structurel 2019.
- Les poteaux et les voiles de contreventement ont été calculés en la flexion composée.
- Les résultats obtenus ont été traduits en plans de ferrailage nécessaires pour la bonne exécution des travaux en chantier.

III. VII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

III.VII.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide de remplir les fonctions suivantes :

- ☛ Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts ;
- ☛ Réaliser l'encastrement de la construction dans le terrain ;
- ☛ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

III.VII.2.Calcul des fondations :

Une fondation est définie comme un organe de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe cas de fondations superficielles « semelles isolées, les semelles filantes et radier général » ou par des éléments spéciaux comme les pieux et les puits.

III.VII.2.1.Choix du type de fondation :

Pour le choix de la fondation à adopter, on doit vérifier ces 3 types :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

III.VII.2.2.Calcul des semelles isolées:

Pour le pré-dimensionnement 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 rez-de-chaussée par ces combinaison :

- $G + Q + E$.
- $0.8G \pm E$.

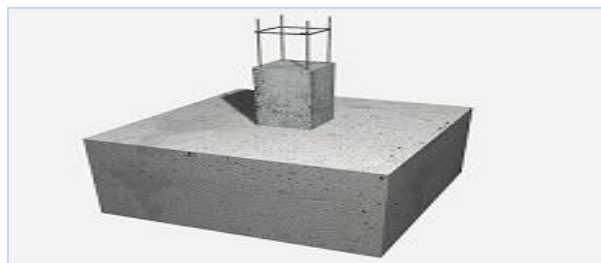


Figure III. VII. 1 Schéma d'une semelle isolée.

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} .$$

A, B : les dimensions de la semelle isolée.

N: l'effort normal réduit.

a , b : Les dimensions du poteau.

$$a , b \rightarrow (50 \times 50) \text{cm}^2 .$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 2.5 \text{bar} = 250 \text{kN/m}^2 .$$

- D'après les résultats de logiciel Robot structural 2019 :

$$N = 1076.62 \text{kN} , \text{ Selon } (G + Q + E) .$$

$$N = 789.12 \text{kN} , \text{ Selon } (0.8G \pm E) .$$

$$A \times B = \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} .$$

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 .$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} .$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1076.62}{250}} .$$

$$B \geq 2.08 \text{m} .$$

☛ On prend $B = 2.50 \text{m}$.

✓ Vérification :

Suivant le pré dimensionnement des semelles isolées, on a conclu qu'elles se chevauchent suivant les deux directions, et les semelles filantes se chevauchent aussi. Pour cela, le choix d'un radier nervuré s'avère nécessaire.

III.VII.2.3.Calcul du radier nervuré :

Le radier et une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé.



Figure III. VII. 2 Schéma d'un radier général.

☛ Il est choisi selon ses principales caractéristiques :

- Les charges transmises au sol sont importantes.
- Un mauvais sol.
- Les poteaux rapprochés.

☛ On opte 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.

☛ Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{\max} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{néc}}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}.$$

N : la somme totale des efforts normaux des poteaux de rez-de-chaussée

S_{néc}: Surface nécessaire.

$$N = 44823.01 \text{ kN}.$$

$$S \geq \frac{44823.01}{250} \rightarrow S \geq 179.29 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{néc}} = L_{\text{xt}} \times L_{\text{yt}} = 27.71 \times 20.08 = 556.42 \text{ m}^2.$$

L_{xt} : Longueur totale de la structure selon le sens x.

L_{yt} : Longueur totale de la structure selon le sens y.

$$S_{nec} < S_{bat}$$

S_{bat} : Surface du bâtiment.

- Les surfaces :

La surface du radier est de 556.42m².

Débord de 100cm pour chaque coté.

$$S_{(débord)} = (27.71 \times 1 + 20.08 \times 1) \times 2 = 95.58m^2 .$$

$$S_{(radier)} = S_{bat} + S_{(débord)} = 556.42 + 95.58 = 652m^2$$

- Pré-dimensionnement :

$$\text{Radier (dalle)} \rightarrow e_d \geq \frac{L}{20} \rightarrow e_d \geq \frac{460}{20} \rightarrow e_d \geq 23cm.$$

L : Longueur max entre axe.

e_d : Epaisseur du radier.

$$\text{Nervure} \rightarrow h_n \geq \frac{L}{10} \rightarrow h_n \geq \frac{410}{10} \rightarrow h_n \geq 41cm.$$

h_n : Hauteur de la nervure.

On prend : Largeur de nervure (50cm).

L : Longueur max entre nus.



Figure III. VII. 3Nervure .

- Condition de rigidité :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} .$$

E : Module d'élasticité du béton : $E = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \geq 32164.20 \text{ MPa}$.

I : Inertie de la section de la nervure ($I = \frac{b \times h_n^3}{12}$).

K : Module de résistance du sol : $K = 40 \text{ MPa/m}$ « pour un sol de densité moyenne ».

b : Largeur de nervure.

L_e : Longueur élastique qui permet de déterminer.

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad .$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad .$$

$$I = \frac{b \times h_n^3}{12} \quad .$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times K}{E} \times \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{32164.20} \times \left(\frac{2 \times 4.6}{\pi}\right)^4} \times 10^2 \rightarrow h_n \geq 65 \text{ cm} \rightarrow h_n = 1.00 \text{ m}.$$

$$I = \frac{0.5 \times 1^3}{12} = 0.042 \text{ m}^4$$

$$L_e = 4.05 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4.6 \leq \frac{\pi}{2} \times L_e = 6.36 \text{ m} \quad .$$

$4.6 \text{ m} \leq 6.36 \text{ m} \rightarrow$ La condition de rigidité est vérifiée.

- Finalement on prend :

- ☛ Epaisseur de radier $e_d = 0.60 \text{ m}$.

- ☛ La hauteur de nervure $h_n = 1.00 \text{ m}$.

- ☛ La largeur de nervure $b = 0.50 \text{ m}$.

- D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{rad}}} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2 \quad .$$

N : effort normale de la structure à ELS.

$$A = 652 \text{ m}^2 \quad .$$

$$N = P_s + P_p + P_r$$

$$P_s = A \times e_d \times \rho_{BA} = 652 \times 0.60 \times 25 = 9780 \text{ kN.}$$

P_s : Poids de la semelle (radier).

$$P_p = b \times h_n \times L \times \rho_{BA} = 0.5 \times 1 \times 4.6 \times 25 = 57.5 \text{ kN.}$$

P_p : Poids de la poutre de libage.

$$P_r = \gamma \times A_{\text{rad}} \times e_d = 18 \times 652 \times 0.60 = 7041.6 \text{ kN.}$$

P_r : Poids de remblai.

$$N = 9780 + 7041.6 + 57.5 = 16879.1 \text{ kN.}$$

$$\sigma = \frac{16879.1}{652} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$25.89 \text{ kN/m}^2 \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les charges obtenues d'après le Robot structural :

G_t : La charge permanente totale $\rightarrow G_t = 50770.26 \text{ kN.}$

Q_t : La charge d'exploitation totale $\rightarrow Q_t = 6227.93 \text{ kN.}$

- Combinaison d'actions :

$$\text{ELS} \rightarrow N_{\text{ser}} = G_t + Q_t = 50770.26 + 6227.93 = 56998.19 \text{ kN.}$$

$$\text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35 \times G_t + 1.5 \times Q_t = 1.35 \times 50770.26 + 1.5 \times 6227.93 = 77881.75 \text{ kN.}$$

- ✓ Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \text{ « Fissuration peu préjudiciable ».}$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2}.$$

$$q_u = \frac{N_u \times b}{A_{\text{rad}}} = \frac{77881.75 \times 10^{-3} \times 1}{652} = 0.119 \text{ MN/m}.$$

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{0.119 \times 4.6}{2} = 0.27 \text{ MN}.$$

$$\tau_u = \frac{0.27}{1 \times (0.90 \times 1)} = 0.30 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Conditions vérifiée.}$$

- ✓ 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.

$$Q_u = 1296.4 \text{ kN} \rightarrow N_u = 1296.4 \text{ kN}, \text{ Selon } (1.35G + 1.5Q).$$

h : Epaisseur totale de radier $\rightarrow h = 1.00 \text{ m}$.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

$$\gamma_b = 1.5.$$

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h).$$

$a = b = 50 \text{ cm}$ « La section du poteau le plus sollicité ».

$$\mu_c = 2 \times (0.50 + 0.50 + 2 \times 1.0) = 6 \text{ m}.$$

$$Q_u = 0.045 \times 6 \times 1 \times \frac{25}{1.5} = 4.5 \text{ MN}.$$

$$Q_u = 1.29 \text{ MN} \leq 4.5 \text{ MN} \text{ « Condition vérifiée »}.$$

✓ Vérification de la contrainte sous le radier :

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 $\rightarrow \sigma = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$.

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.

$$\overline{\sigma_{\text{sol}}} = 250 \text{ kPa}.$$

$$I_x = 18695.90124 \text{ m}^4.$$

$$I_y = 35603.44642 \text{ m}^4.$$

$$X_G = 13.855 \text{ m} .$$

$$Y_G = 10.04 \text{ m} .$$

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).

$$N_r = A_{\text{rad}} \times h \times \gamma_b .$$

$$N_r = 652 \times 0.60 \times 25 = 9780 \text{ kN} . \text{ « Le poids propre de radier »} .$$

$$N_t = N_r + N_{\text{ser}} .$$

$$N_{\text{ser}} = G_t + Q_t = 56998.16 \text{ kN} .$$

$$N_t = 9780 + 56998.16 = 66778.19 \text{ kN} .$$

(M_{tx}, M_{ty}) : Des moments à la base tirée par logiciel Robot structural 2019 à ELS.

☛ Sens xx :

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{66778.19}{652} + \frac{112.83}{18695.90} \times 13.855 = 102.50 \text{ kPa} .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times Y_G = \frac{66778.19}{652} - \frac{112.83}{18695.90} \times 13.855 = 102.34 \text{ kPa} .$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (102.5) + 102.34}{4} = 102.46 \text{ kPa} < 250 \text{ kN/m}^3 \text{ « Condition vérifiée »} .$$

☛ Sens yy :

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{66778.19}{652} + \frac{94.97}{35603.45} \times 10.4 = 102.45 \text{ kPa} .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times X_G = \frac{66778.19}{652} - \frac{94.97}{35603.45} \times 10.4 = 102.39 \text{ kPa} .$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times (102.45) + 102.39}{4} = 102.44 \text{ kPa} < 250 \text{ kN/m}^3 \text{ « Condition vérifiée »} .$$

• D'après le Robot structural :

$$\sigma_{\text{max}} = 224.38 \text{ kN/m}^3 .$$

$$\sigma_{\text{min}} = 143.99 \text{ kN/m}^3 .$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times (224.38) + 143.99}{4} = 204.28 \text{ kN/m}^3 < 250 \text{ kN/m}^3 \text{ Condition vérifiée} .$$

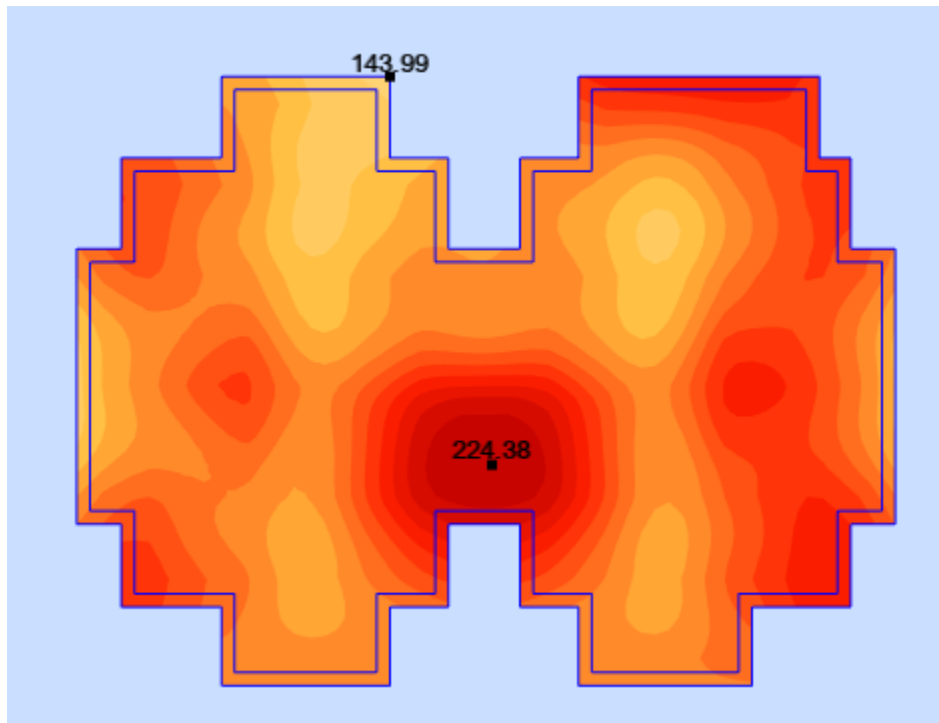


Figure III. VII. 4 Contraintes des sols d'après le robot structurel 2019.

✓ 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 (1.00m) .

S : Surface du radier.

$$W = 93667.42 \text{ kN.}$$

$$\alpha \times \gamma \times h \times s = 1.5 \times 10 \times 1 \times 652 = 9780 \text{ kN} < W = 93667.42 \text{ kN.}$$

☞ La condition est vérifiée.

III.VII.2.3.1. 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 $(3.6 \times 4.6)\text{m}^2$ sera ferrailé pour tout le radier.

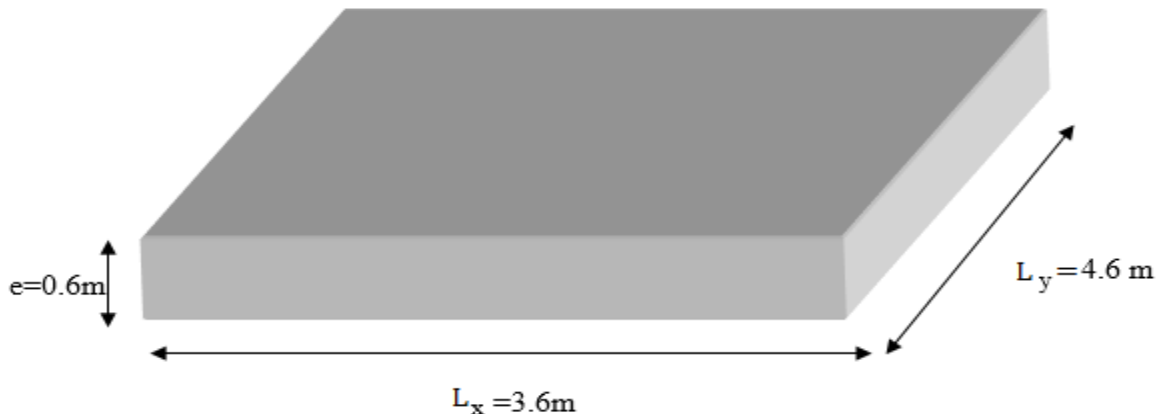


Figure III. VII. 5 Panneau le plus sollicité de radier.

III.VII.2.3.1.1. Calcul des sollicitations du radier à ELU :

D'après l'annexe E3 de BEAL91 mod 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 : Poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.60 = 15\text{kN/m}^2.$$

$$N_u = 77881.75\text{kN}.$$

$$q_u = \frac{77881.75}{652} + 1.35 \times 15 = 139.7\text{kN/m}.$$

$$\alpha = \frac{3.6}{4.6} = 0.78 > 0.40 \Rightarrow \text{Le panneau de la dalle porte sur deux sens.}$$

- Les coefficients de μ_x et μ_y est déterminé par interpolation ($\mu_x = 0.058$, $\mu_y = 0.56$)

☛ Le calcul de M_{ux} et M_{uy} :

$$M_{ux} = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.058 \times 139.7 \times 4.6^2 = 105.01\text{kN.m}.$$

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 0.56 \times 105.01 = 58.81\text{kN.m}.$$

- Moment en Travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ux} = 0.75 \times 105.01 = 78.76 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{uy} = 0.75 \times 58.81 = 44.11 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ty} = 44.11 \text{ kN} \geq \frac{M_{tx}}{4} = 19.69 \text{ kN.m} \text{ « Condition vérifiée ».}$$

- Moment en appuis :

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{ux} = 0.5 \times 105.01 = 52.51 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{uy} = 0.5 \times 58.81 = 29.41 \text{ kN.m}$$

M_{ay} À supprimer et remplacer par M_{ax} on prend : le max (M_{ax} , M_{ay}).

$$M_{ax} = M_{ay} = 52.51 \text{ kN.m.}$$

- Calcul de l'effort tranchant (T)

$$T_x = Q_u \times \frac{L_x \times L_y}{(2 \times L_x + L_y)} = 139.7 \times \frac{3.6 \times 4.6}{(2 \times 3.6 + 4.6)} = 196.05 \text{ kN.}$$

$$T_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} = 139.7 \times \frac{3.6}{3} = 167.64 \text{ kN.}$$

- ✓ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d_x} = \frac{196.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.6} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}.$$

$\bar{\tau}$: Il n'y a pas de reprise de bétonnage [C.B.A.93 / Art B 6.7.2.]

$$\tau_u = 0.36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \text{ « Condition vérifié ».}$$

III.VII.2.3.1.2.Calcul du ferrailage de radier selon le x_x :

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{78.76 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.54^2} = 0.0191 \leq \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0241.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.53 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{78.76 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.53} \times 10^4 = 4.23 \text{ cm}^2.$$

- Calcul des armatures minimales :

Condition de non fragilité selon [B.A.E.L 91 mod 99 / art B.7.4.] :

$$\rho_m = 0.0008 \text{ Pour } F_e = 400 \text{ MPa.}$$

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) : $\rho_m = \frac{A}{b \times h_0}$.

$$A_{ymin} = 0.0008 \times h_0 \times b = 0.0008 \times 60 \times 100 = 4.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{xmin} = \frac{3 - \rho}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - 0.0008}{2} \times 4.8 = 7.20 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{xmin}) = 7.20 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$5T16 = 10.05 \text{ cm}^2.$$

- En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{52.51 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.54^2} = 0.0127 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0159$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.53 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{52.51 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.53} \times 10^4 = 2.81 \text{ cm}^2$$

- Espacement selon le BEAL91 mod 99:

$$S_t \leq \min(3 \times h ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \min(180 ; 33) \text{ cm}$$

On prend ($S_t = 25 \text{ cm}$).

Tableau III. VII. 1 Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens x_x.

Sens	M_u (kN. m)	μ_{bu}	α	Z_b (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	choix	$A_{adobté}$
travée	78.76	0.0191	0.0241	0.53	4.23	7.20	5T16	10.05
appuis	52.51	0.0127	0.0159	0.53	2.81	7.20	5T16	10.05

Tableau III. VII. 2 Résumé du calcul du radier nervuré selon de sens y_y.

Sens	M _u (kN. m)	μ _{bu}	α	Z _b (m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _{adobté}
travée	78.76	0.0191	0.0241	0.53	4.23	7.20	5T16	10.05
appuis	52.51	0.0127	0.0159	0.53	2.81	7.20	5T16	10.05

III.VII.2.3.1.3.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 :

$$\alpha > 0.4 :$$

$$V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 139.7 \times \frac{3.6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.78}{2}} = 180.91 \text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_x}{b \times d} = \frac{180.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.34 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \text{ « Condition vérifiée »}.$$

- Le sens y_y:

$$\alpha > 0.4$$

$$V_y = Q_u \times \frac{L_y}{3}.$$

$$V_y = 139.7 \times \frac{3.6}{3} = 167.64 \text{kN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_y}{b \times d} = \frac{167.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.31 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \text{ « Condition vérifiée »}.$$

III.VII.2.3.1.4.Vérification du radier à ELS :

D'après l'annexe E3 de [BEAL91mod 99] le calcul se fait sous les sollicitations suivantes :

$$q_u = \frac{N_s}{S} + G_0$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

G₀: Le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.60 = 15 \text{kN/m}^2.$$

$$N_s = 56998.19 \text{kN}.$$

$$q_u = \frac{56998.19}{652} + 15 = 102.42 \text{kN/m}.$$

$\alpha = \frac{3.6}{4.6} = 0.78 > 0.40 \rightarrow$ Le panneau de la dalle porte sur deux sens.

- Les coefficients de μ_x et μ_y est déterminé par interpolation ($\mu_x = 0.058$, $\mu_y = 0.56$)

- Le calcul de M_{sx} et M_{sy} :

$$M_{sx} = \mu_x \times Q_{ser} \times L_x^2 = 0.058 \times 102.42 \times 3.6^2 = 76.99 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sy} = \mu_y \times M_{sx} = 0.56 \times 76.99 = 43.11 \text{ kN.m.}$$

✓ Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y.$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$y = 15 \times \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

$$A'_s = 0$$

$$y = 15 \times \frac{10.05}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100(54 \times 10.05)}{7.5(10.05)^2}} - 1 \right].$$

$$y = 11.34 \text{ cm.}$$

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

$$A'_s = 0.$$

$$I = \frac{100 \times 11.34^3}{3} + 15 \times [10.05 \times (54 - 11.34)^2].$$

$$I = 322955.3835 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ser} = \max(M_{sx}; M_{sy}).$$

$$M_{ser} = 76.99 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{76.99 \times 10^{-3}}{322955.3835 \times 10^{-8}} \times 11.34 \times 10^{-2} \right).$$

$$\sigma_{bc} = 2.7 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

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.

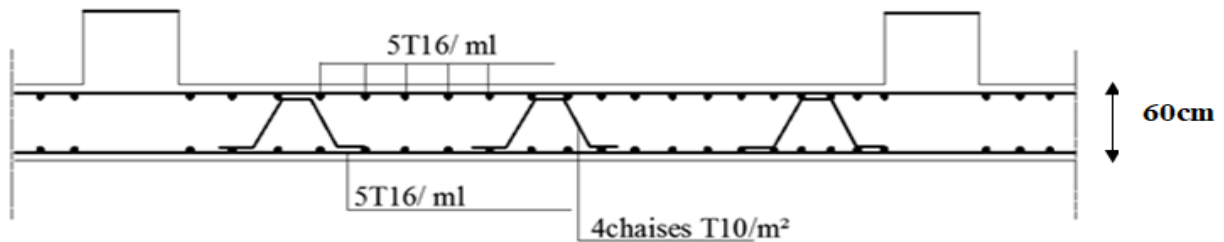


Figure III. VII. 6 Ferrailage du radier

III.VII.2.3.2. Calcul de nervure à ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire « H=100cm, b=50cm »

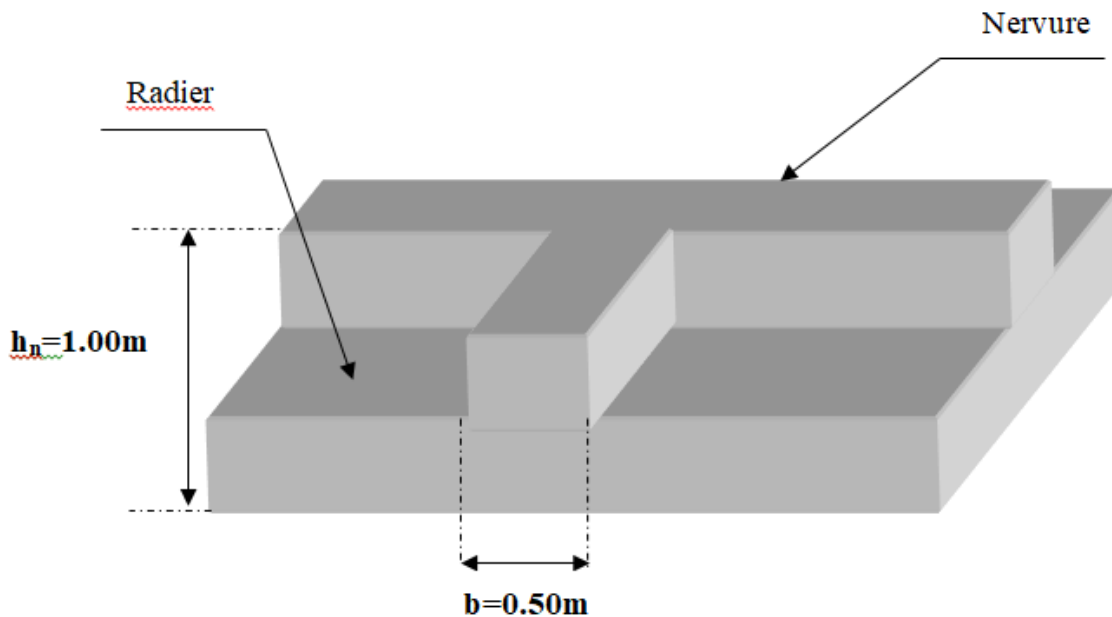


Figure III. VII. 7 Nervure sur la dalle de radier.

III.VII.2.3.2.1. Calcul des sollicitations de la nervure à ELU :

- Moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{q_u \times L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right).$$

$$M_{0u} = \frac{139.7 \times (4.6 - 0.5)^2}{8} \times \left(1 - \frac{0.78^2}{3}\right) = 234.01 \text{ kN.m.}$$

$$M_{0ser} = \frac{q_{ser} \times L_y^2}{8} \times \left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right).$$

$$M_{0ser} = \frac{102.42 \times 4.1^2}{8} \times \left(1 - \frac{0.78^2}{3}\right) = 171.57 \text{ kN.m.}$$

- Moment en appuis :

$$M_{au} = 0.5 \times M_{0u} = 0.5 \times 234.01 = 117.01 \text{ kN.m.}$$

$$M_{aser} = 0.5 \times M_{0ser} = 0.5 \times 171.57 = 85.79 \text{ kN.m.}$$

- Moment en travée :

$$M_{tu} = 0.75 \times M_{0u} = 0.75 \times 234.01 = 175.51 \text{ kN.m}$$

$$M_{tser} = 0.75 \times M_{0ser} = 0.75 \times 171.57 = 128.68 \text{ kN.m}$$

III.VII.2.3.2.2.Calcul du ferrailage la nervure :

- ☛ En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{175.51 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.50 \times 0.9^2} = 0.0306 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0388.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.886 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{175.51 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.888} \times 10^4 = 5.70 \text{ cm}^2.$$

- ☛ en appuis:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{117.01 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.50 \times 0.90^2} = 0.0204 \leq \mu_l = 0.392 .$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.0258.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.891 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{117.01 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.891} \times 10^4 = 3.78 \text{ cm}^2 .$$

III.VII.2.3.2.3.Calcul des armatures longitudinales selon [RPA99mod2003 art.7.5.2.1]:

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 50 \times 100 = 35 \text{ cm}^2.$$

III.VII.2.3.2.4.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 III. VII. 3 Récapitulatif du ferrailage des nervures.

Type		A _{min} (cm ²)		A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adp} (cm ²)
		BEAL	RPA			
Nervure	Appuis	5.43	35	3.78	8T25	39.27
	Travée	5.43	35	5.70	8T25	39.27

Remarque :

Le cas où la hauteur de la poutre $h_n > 2(85 - 0.1F_e)$: 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 :

$h_n = 100\text{cm} > 90\text{cm}$, on prend : $4\text{T}25 = 19.64\text{cm}^2$.

III.VII.2.3.2.5. Armature transversales d'après [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2] :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \left(\frac{100}{4} ; 12 \times \phi ; \frac{50}{4} \right).$$

$$S_t = 10\text{cm}.$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \left(\frac{100}{4} ; \frac{50}{4} \right).$$

$$S_t = 10\text{cm}.$$

III.VII.2.3.2.6. Armatures transversales imposées par [RPA99 mod2003 art 7.5.2.2] :

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5\text{cm}^2.$$

- la section ($4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$).

III.VII.2.3.2.7. Longueur minimale de recouvrement :

$$(L_{\text{rec}} = 40 \times \phi = 100\text{cm}).$$

III.VII.2.3.2.8. 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 BEAL91 mod99.

ψ_s : Coefficient de scellement des barres égal à 1.5 en général pour les aciers H.A.

$$\tau_s = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{400}{2.835} = 88.18 \text{ cm.}$$

L_s : Longueur de scellements.

III.VII.2.3.2.9.Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y.$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$y = 15 \times \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right].$$

$$A'_s = 0.$$

$$y = 15 \times \frac{39.27}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{50(90 \times 39.27)}{7.5(39.27)^2}} - 1 \right].$$

$$y = 35.75 \text{ cm.}$$

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

$$A'_s = 0.$$

$$I = \frac{50 \times 35.75^3}{3} + 15 \times [39.27 \times (90 - 35.75)^2].$$

$$I = 1741226.088 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ser} = 171.57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{171.57 \times 10^{-3}}{1741226.088 \times 10^{-8}} \times 35.75 \times 10^{-2} \right).$$

$$\sigma_{bc} = 3.52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

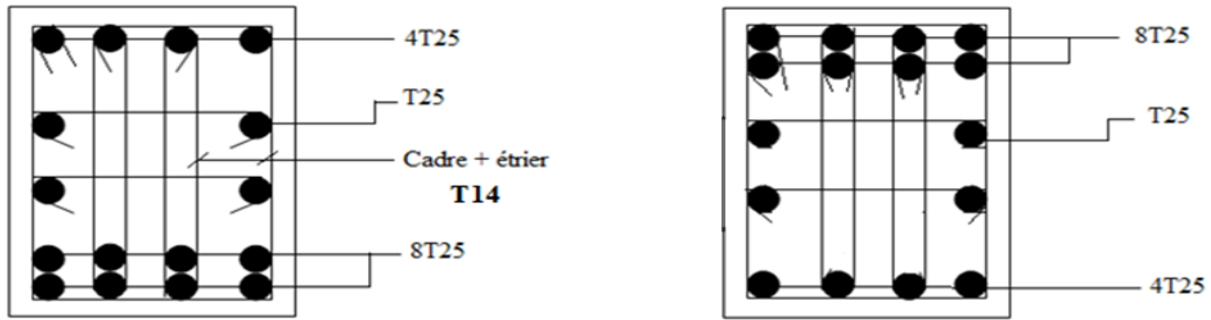


Figure III. VII. 8 Ferrailage des nervures.

III.VII.2.4. Calcul du débord :

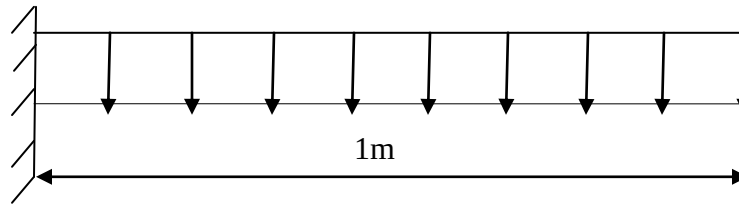


Figure III. VII. 9 Schéma statique du débord.

III.VII.2.4.1. Calcul des sollicitations :

- Les charges :

$$q_u = 1.35 \times e_d \times \gamma_b = 1.35 \times 0.6 \times 25 = 20.25 \text{ kN/m.}$$

$$q_{ser} = e_d \times \gamma_b = 0.60 \times 25 = 15 \text{ kN/m.}$$

- Les moments statiques :

$$M_u = \frac{q_u \times L_y^2}{2} = \frac{20.25 \times 1^2}{2} = 10.125 \text{ kN.m.}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L_y^2}{2} = \frac{15 \times 1^2}{2} = 7.5 \text{ kN.m.}$$

III.VII.2.4.2. Calcul le ferrailage à ELU :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{10.125 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.54^2} = 1.83 \times 10^{-3} < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 3.1 \times 10^{-3}.$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.539 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_b} \times 10^4 = \frac{10.125 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.539} \times 10^4 = 0.54 \text{ cm}^2.$$

III.VII.2.4.3. Section d'armatures imposée par le [BEAL91 art A.4.2, 1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 6.52 \text{ cm}^2 .$$

- Choix des barres armatures longitudinales :

$$5T14 = 7.70 \text{ cm}^2 .$$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 :$$

- Choix des barres armatures de répartition :

$$5T12 = 5.65 \text{ cm}^2 .$$

III.VII.2.4.4. 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 : $\tau_u \leq \bar{\tau}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} .$$

$$T_u = q_u \times L = 20.25 \times 1 = 20.25 \text{ kN} .$$

$$\tau_u = \frac{20.25 \times 10^{-3}}{1 \times 0.54} = 0.0375 \text{ MPa} .$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \ll \tau_u \leq \bar{\tau} \text{ 'Condition vérifiée' } .$$

III.VII.2.4.5. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y .$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.60 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$y = 15 \times \frac{A_s + A'_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \times A_s + d' \times A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] .$$

$$A'_s = 0 .$$

$$y = 15 \times \frac{7.70}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100(54 \times 7.70)}{7.5(7.70)^2}} - 1 \right] .$$

$$y = 10.07 \text{ cm} .$$

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

$$A'_s = 0.$$

$$I = \frac{100 \times 10.07^3}{3} + 15 \times [7.70 \times (54 - 10.07)^2].$$

$$I = 256935.3307 \text{ cm}^2.$$

$$M_{ser} = \max(M_{sx} ; M_{sy}).$$

$$M_{ser} = 7.5 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{7.5 \times 10^{-3}}{256935.3307 \times 10^{-8}} \times 10.07 \times 10^{-2} \right) .$$

$$\sigma_{bc} = 0.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

III.VII.3.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 dernières 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.

CHAPITRE IV :

**Étude dynamique du bâtiment étudié selon le
nouveau RPA 2024**

IV. Etude dynamique du bâtiment étudié selon le nouveau RPA 2024

IV.1. Introduction

L'étude dynamique constitue un élément fondamental dans l'analyse sismique des structures, en particulier pour les bâtiments de grande hauteur ou présentant des irrégularités en plan ou en élévation. Contrairement à la méthode statique équivalente, l'analyse dynamique permet de reproduire plus fidèlement le comportement réel de la structure sous l'effet des sollicitations sismiques, en prenant en compte les modes propres de vibration, les périodes naturelles, ainsi que la participation modale de chaque mode à la réponse globale.

Dans le cadre de ce projet, l'étude dynamique revêt une importance particulière car elle permet de :

- Déterminer avec plus de précision les efforts internes et les déformations.
- Évaluer le comportement global du bâtiment face aux charges sismiques.
- Vérifier la conformité de la conception aux exigences du RPA,

Nous nous intéressons dans ce chapitre à appliquer le nouveau règlement parasismique RPA 2024 à notre structure et par conséquent de tirer les différents résultats de l'étude dynamique.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI) ;
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1-RPA2024).

IV.3. Evaluation des charges dynamiques :

IV.3.1 Classification de la zone sismique :

La classification de la zone sismique est déterminée par l'annexe A [RPA 2024-Tab 3.1]

Tableau IV 1 zone sismique du bâtiment

Sismicité	Zone
Faible	I

IV.3.2_ Classification de site

La classification de site est déterminée à partir du rapport géotechnique.

Catégorie S3	Site Meuble
--------------	-------------

IV.3.3 Action sismique:

À partir du tableau [3.3 RPA2024], nous déterminons le coefficient d'accélération de zone au rocher A :

Tableau IV2 coefficient d'accélération A

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
I	Faible	0.07

Et du tableau [3.5 RPA], nous déterminons le coefficient du site S :

Tableau IV 3 valeur des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de types 2

Spectre type 2 (zone I)	S	T1(s)	T2(s)	T3(s)
Site : S3	1.55	0.10	0.40	1.20

IV.3.4_ Classification du bâtiment selon son importance

Le bâtiment est classé selon le paragraphe [3.4 RPA2024], et la valeur coefficient d'importance est déterminée à partir du tableau [3.11 RPA2024].

Tableau IV 4 valeur du coefficient d'importance I

Nature du Bâtiment	Groupe	Coefficient d'importance ,I
Bâtiment à usage d'habitation ne dépasse pas 48m	2	1

IV.3.5. Classification Du système de contreventement

Tableau IV5 Résistance à l'effort tranchant des voiles à la base du bâtiment.

Etage	F poteaux (KN)	F voile (KN)	F[la somme] (KN)
1	2462.5	3308.6	5771.1
Pourcentage (%)	42.67	57.33	100

F voile représente 57.33 % de la charge < 65 %

Le système de contreventement comme un système n °4 : **Système à contreventement mixte, «équivalent à des voiles »**

Conclusion : Système de contreventement 4, mixte équivalent à des voiles (Pourcentage des voiles est entre 50%et 65%)

IV.3.6. Coefficient de comportement globale de la structure

La valeur du coefficient de comportement globale de la structure est déterminée à partir du tableau [3.18 RPA2024]

Tableau IV 6 Valeur du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^b

IV.3.7. Facteur de qualité:

Catégorie de pondération (b)

- 1. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan selon les critères

- 2. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation selon les critères

- 3. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles couplés ou non-couplés dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les systèmes 4, et 5.

Tableau IV 7 Valeurs du coefficient de pondération P_q

Catégorie	Critère « q »	P _q		Sens x	Sens y
		Obs	N/obs		
b	1. Régularité en plan	0	0.05	0	0
	2. Régularité en élévation	0	0.20	0	0
	3. Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
Total				0	0.05

La valeur de Q_F est déterminée par l'équation. suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Sens x : Q_f = 1 + 0.00 = 1.00

Sens y : Q_f = 1 + 0.05 = 1.05

IV.4.Vérification des résultats donnés par le logiciel Auto desk Robot Structural Analysis**IV.4.1Résultats et observations :****Tableau IV 8**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	0.57	0.19	66.22	0.19	66.22
2	0.50	65.65	66.57	65.46	0.35
3	0.43	67.58	67.30	1.94	0.73
4	0.16	67.58	82.84	0.00	15.54
5	0.14	84.61	82.86	17.03	0.02
6	0.12	84.97	83.52	0.36	0.66
7	0.10	85.00	84.15	0.03	0.63
8	0.10	85.61	84.18	0.60	0.03
9	0.07	85.66	89.54	0.05	5.36
10	0.07	85.66	89.94	0.00	0.40
11	0.07	91.16	90.13	5.50	0.19

La somme des masses modales effectives pour les modes retenue est plus de 90 % ,**donc le nombre des modes retenu est de 11 modes.**

Spectre de réponse :

RPA2024 basé sur des normes plus modernes, comprend un spectre de réponse plus réaliste qui prend en compte avec précision la dynamique du sol

- Direction de l'excitation: **Ex**

X = 9.810

Y = 0.000

Z = 0.000

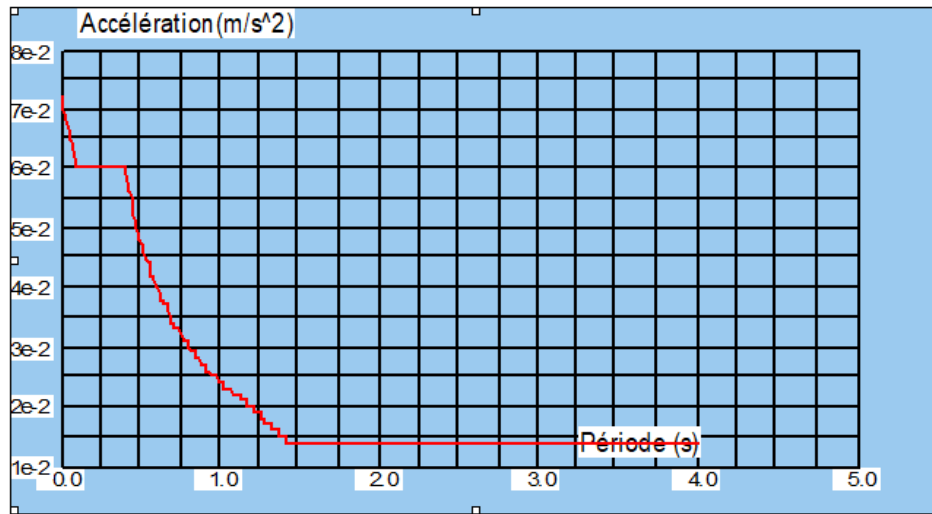


Figure IV1 Représentation graphique du spectre de réponse sens x

- Direction de l'excitation: **Ey**

X = 0.000

Y = 9.810

Z = 0.000

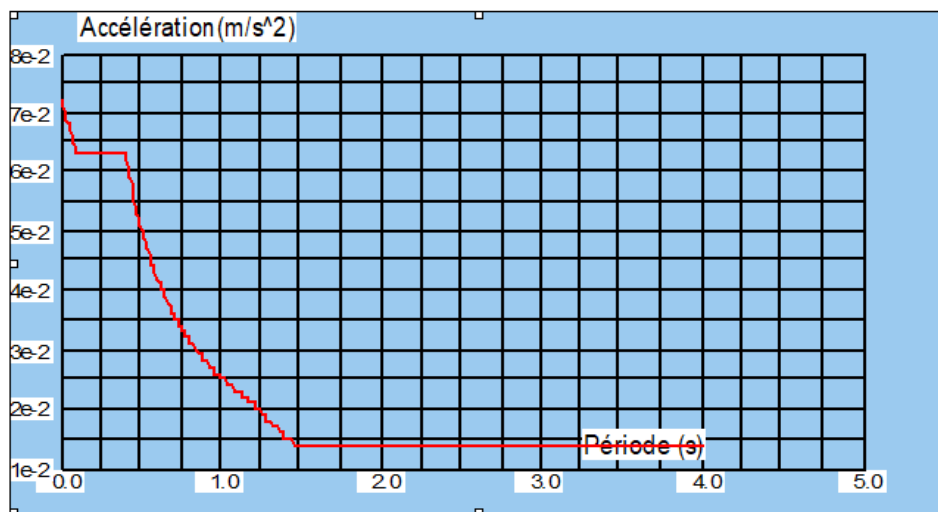


Figure IV2 Représentation graphique du spectre de réponse sens y

IV.4.2. Résultats des forces sismiques de calcul

Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique à partir de la formule suivant :

$$T_{\text{empi}} = C_t \times H_N^{3/4}$$

H	T empirique (s)
30.6	0.64

Détermination de la période T_0 à partir du tableau [4.4RPA2024] :

Tableau IV 9 Valeur de la période T_0 pour le calcul de l'effort tranchant à la base V.

T empi	T cal	1.3* Temp	T0	T2
0.64	0.57	0.83	0.57	0.4
0.64	0.50	0.83	0.50	0.4

Coefficient de correction :

$$\lambda = 0.85 \Rightarrow T_0 < 2T_2 \text{ et bati} + 2 \text{ niv}$$

Ordonnée du spectre de calcul :

Ce paramètre est calculé suivant le paragraphe [3.3.3 RPA2024], pour la période T_0 :

Spectre Horizontale :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A \cdot I \cdot S \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \left(\frac{T_2}{T_1} \right) \Rightarrow T_2 < T_0 < T_3$$

- A**: coefficient d'accélération de zone [RPA2024. TAB 3. 3]
- S**: coefficient de site [RPA2024, TAB3. 4 et 3. 5]
- Q_F**: facteur de qualité [RPA 2024 , TAB 3. 8]
- I**: coefficient d'importance [RPA 2024 , TAB3. 11]
- R**: coefficient de comportement de la structure [RPA 2024 , TAB 3. 18]
- T1, T2** : limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante [RPA 2024 , TAB 3. 4]
- T3**: valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

A	I	S	Q	R	W	T2	T
0.07	1	1.55	1.00	4.5	5304.14	0.4	0.64

$$\text{Sense x} \rightarrow \frac{S_{ad}}{g} = 0.040$$

$$\text{Sense y} \rightarrow \frac{S_{ad}}{g} = 0.042$$

Poids sismique totale du bâtiment :

$$W = 5304.14$$

Donc le coefficient d'accompagnement Ψ est égale à 0.3

La force sismique totale, « V_{stat} » est calculée, selon la formule suivante :

$$V_x = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W$$

$$V_x = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W \rightarrow V_{x \text{ stat}} = 180.39 \text{ t}$$

$$V_y = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W \rightarrow V_{y \text{ stat}} = 189.35 \text{ t}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 182.32 \text{ t}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 166.83 \text{ t}$$

Tableau IV 10 Résultante des forces sismiques de calcul.

Résultante des forces sismiques	$V_{\text{dyn}} \text{ (t)}$	$V_{\text{st}} \text{ (t)}$	$\frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{st}}}$
Sensex_x	182.32	180.34	1.01
Sensey_y	166.83	189.35	0.88

$$\frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{st}}} > 0.8 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3. Justification de la sécurité :

Combinaisons d'actions

$$\begin{cases} G + \psi Q + E1 \\ G + \psi Q + E2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} E1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + 0.3Q + E_x + 0.3E_y \\ G + 0.3Q + E_x - 0.3E_y \\ G + 0.3Q - E_x + 0.3E_y \\ G + 0.3Q - E_x - 0.3E_y \end{cases} \begin{cases} G + 0.3Q + 0.3E_x + E_y \\ G + 0.3Q - 0.3E_x + E_y \\ G + 0.3Q + 0.3E_x - E_y \\ G + 0.3Q - 0.3E_x - E_y \end{cases}$$

IV.3.1. Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous ne doivent pas dépasser les limites $\overline{\Delta_k}$ calculée selon la formule suivante :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

$$\overline{\Delta_k} = 0.015h_e \rightarrow \text{Bâtiments en béton armé}$$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = \frac{R}{Qf} \cdot \delta_{ek}$$

- D'après les résultats de robot :

Tableau IV11 Vérification des déplacements de l'étage selon sens x_x :

Etages	$\delta_{KX}(\text{cm})$	R/Q _f	$\Delta_{KX}(\text{cm})$	0.015*h _e (cm)	$\Delta_K < 0.015h_e$
RDC	0.015	4.285	0.064275	4.59	cv
1	0.03	4.285	0.12855	4.59	cv
2	0.038	4.285	0.16283	4.59	cv
3	0.044	4.285	0.18854	4.59	cv
4	0.049	4.285	0.209965	4.59	cv
5	0.051	4.285	0.218535	4.59	cv
6	0.051	4.285	0.218535	4.59	cv
7	0.05	4.285	0.21425	4.59	cv
8	0.048	4.285	0.20568	4.59	cv
9	0.045	4.285	0.192825	4.59	cv

Tableau IV 12Vérification des déplacements de l'étage selon sens y_y .

Etages	$\delta_{ky}(\text{cm})$	R/Q _f	$\Delta_{Ky}(\text{cm})$	0.015*h _e (cm)	$\Delta_K < 0.015h_e$
RDC	0.017	4.285	0.072845	4.59	cv
1	0.036	4.285	0.15426	4.59	cv
2	0.048	4.285	0.20568	4.59	cv
3	0.056	4.285	0.23996	4.59	cv
4	0.061	4.285	0.261385	4.59	cv
5	0.062	4.285	0.26567	4.59	cv
6	0.062	4.285	0.26567	4.59	cv
7	0.06	4.285	0.2571	4.59	cv
8	0.057	4.285	0.244245	4.59	cv
9	0.053	4.285	0.227105	4.59	cv

☛ Remarque : Le déplacement de niveau est vérifié pour tous les étages.

IV.3.2. Justification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

Le paramètre θ est calculé selon la formule suivante :

$$\theta = P_K \times \frac{\Delta_K}{V_k \times h_k} \leq 0.1.$$

$$P_K = (\Sigma W_{Gi} + \psi \times W_{Qi}).$$

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 ».

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = \frac{R}{Q_f} \delta_{ek}$$

Tableau IV 13Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens x_x.

Etages	h_k (m)	P_K (kN)	Δ_K (cm)	V_{Kx} (kN)	θ	Obs
RDC	3.06	-52015.9	0.064275	1823.2	0.0059927	Cv
1	3.06	-45728.3	0.12855	1790.5	0.0107291	Cv
2	3.06	-40504.8	0.16283	1723.4	0.0125064	Cv
3	3.06	-35281.4	0.18854	1626.9	0.0133618	Cv
4	3.06	-30117.7	0.209965	1504.4	0.0137368	Cv
5	3.06	-25085.7	0.218535	1358.4	0.0131886	Cv
6	3.06	-20053.6	0.218535	1185.5	0.0120807	Cv
7	3.06	-15074.3	0.21425	981.8	0.0107501	Cv
8	3.06	-10211.2	0.20568	740.5	0.0092687	Cv
9	3.06	-5350.84	0.192825	436.9	0.0077176	Cv

Tableau IV 14 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens y_y.

Etages	h_k (m)	P_k (kN)	Δ_k (cm)	V_{ky} (kN)	θ	Obs
RDC	3.06	-52015.85	0.072845	1668.3	0.007422323	Cv
1	3.06	-45728.29	0.15426	1637.8	0.014075246	Cv
2	3.06	-40504.82	0.20568	1574.7	0.017289384	Cv
3	3.06	-35281.36	0.23996	1484.4	0.018638536	Cv
4	3.06	-30117.71	0.261385	1370.3	0.018774377	Cv
5	3.06	-25085.66	0.26567	1236.1	0.017619477	Cv
6	3.06	-20053.6	0.26567	1080.2	0.01611793	Cv
7	3.06	-15074.32	0.2571	898.6	0.014094574	Cv
8	3.06	-10211.16	0.244245	684	0.011915801	Cv
9	3.06	-5350.84	0.227105	409.6	0.009695435	Cv

☛ Remarque : L'effet P- Δ est vérifié selon les deux directions.

IV.3.3. Vérification au renversement

$$C_r = \frac{M_s}{M_r} \geq 1.3 .$$

$$M_s = W_t \times d_i.$$

$$M_r = \Sigma F_i \times h_i .$$

d_i : Bras de levier.

F_i : Force sismique au niveau i.

h_i : Hauteur compté de RDC jusqu'aux niveaux i.

Tableau IV 15Vérification au renversement selon le sens x_x :

Etages	$V_x(T)$	$F_x(T)$	H(m)	W(T)	$X_G(m)$	$M_r(kN.m)$	$M_s(kN.m)$
RDC	182.32	3.27	3.06	5304.14	13.855	100.062	734888.6
1	179.05	6.71	6.12	5304.14	13.855	410.652	734888.6
2	172.34	9.65	9.18	5304.14	13.855	885.87	734888.6
3	162.69	12.25	12.24	5304.14	13.855	1499.4	734888.6
4	150.44	14.6	15.3	5304.14	13.855	2233.8	734888.6
5	135.84	17.29	18.36	5304.14	13.855	3174.444	734888.6
6	118.55	20.37	21.42	5304.14	13.855	4363.254	734888.6
7	98.18	24.13	24.48	5304.14	13.855	5907.024	734888.6
8	74.05	30.36	27.54	5304.14	13.855	8361.144	734888.6
9	43.69	43.69	30.6	5304.14	13.855	13369.14	734888.6
Σ		182.32				40304.79	

Tableau IV 16 Vérification au renversement selon le sens y_y :

Etages	V _Y (T)	F _Y (T)	H(m)	W(T)	Y _G (m)	M _r (kN. m)	M _s (kN. m)
RDC	166.83	3.05	3.06	5304.14	10.04	93.33	532535.656
1	163.78	6.31	6.12	5304.14	10.04	386.172	532535.656
2	157.47	9.03	9.18	5304.14	10.04	828.954	532535.656
3	148.44	11.41	12.24	5304.14	10.04	1396.584	532535.656
4	137.03	13.42	15.3	5304.14	10.04	2053.26	532535.656
5	123.61	15.59	18.36	5304.14	10.04	2862.324	532535.656
6	108.02	18.16	21.42	5304.14	10.04	3889.872	532535.656
7	89.86	21.46	24.48	5304.14	10.04	5253.408	532535.656
8	68.4	27.44	27.54	5304.14	10.04	7556.976	532535.656
9	40.96	40.96	30.6	5304.14	10.04	12533.76	532535.656
Σ		166.83				36854.64	

☛ Remarque : les conditions de renversements selon les deux directions sont vérifiées
 $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3.$

IV.4.Conclusion :

Les différents résultats de l'étude dynamique, suivant le code RPA2024, ont été présentés dans ce chapitre. Ces mises à jour visent à garantir une évaluation plus précise des charges sismiques, permettant ainsi une conception plus sûre et plus efficace des bâtiments, en particulier ceux situés dans des zones à risque sismique élevé.

CONCLUSION

GÉNÉRALE

Le présent projet de fin de cycle consiste à établir une comparaison entre les règles parasismiques RPA 99 version 2003 et le nouveau RPA 2024. Ces règles ont été appliquées à une étude d'un bâtiment en béton armé, à usage d'habitation en R+9, implanté à Saïda.

À l'issue de cette étude comparative entre l'ancien code parasismique RPA 99 version 2003 et le nouveau RPA 2024, plusieurs constats importants ont été dégagés.

Les principaux points à retenir sont énumérés ci-dessous :

- Une diminution des forces sismiques dues à la réduction du coefficient d'accélération A , passé de 0,1 à 0,07, ce qui montre que le passage à une nouvelle réglementation ne signifie pas nécessairement une augmentation des efforts, mais plutôt une optimisation alliant sécurité et efficacité économique ;
- Les coefficients de sécurité pour l'acier et le béton ont été changés. Leurs valeurs sont respectivement de 1.00 et 1.20. Ceci conduira à renforcer la fiabilité des structures ;
- La redéfinition du zonage sismique, désormais réparti sur 7 zones, permet d'améliorer considérablement la précision des calculs et d'adapter les exigences aux spécificités locales de chaque région.
- Concernant le ferrailage, les formules du RPA 2024 font preuve d'une plus grande rigueur. De plus, l'analyse des structures en béton armé révèle un durcissement des conditions de vérification.

L'étude que nous avons menée, nous a permis, d'une part, de se familiariser avec le nouveau document réglementaire RPA 2024. Et d'autre part, de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre formation et de compléter celles-ci par des nouvelles théories et concepts.

Finalement, nous espérons que ce travail sera une aide précieuse pour nos futurs collègues étudiants en Génie Civil.

Références Bibliographiques

- [1] <https://lesarchivesdelaterrecuite.blogspot.com/2014/01/algerie-integrer-larchitecture-de-terre.html>
- [2] <https://www.slideserve.com/rhea/le-s-isme-est-la-principale-catastrophe-laquelle-est-expos-e-l-alg-rie>
- [3] <https://www.elmoudjahid.dz/fr/actualite/seisme-devastateur-d-el-asnam-vendredi-10-octobre-1980-a-l-heure-de-la-priere-15-secondes-qui-scellerent-le-destin-de-la-ville-206763>

REGLEMENTS :

- **RPA2024** : Nouveau Règlement parasismique Algérien.
- **RPA99V2003** : Règlement parasismique Algériens 99 version 2003.
- **RPA88** : Règlement parasismique Algérien 1998
- **CBA93** : règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BEAL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document Technique règlement DTR C.B.2.2 charges permanentes et charges exploitation.

LIVRES :

Béton armé : Polycopié de cours Projet structures en béton armé.

AUTRE :

- ☞ Ministère de l'Habitat et de l'Urbanisme, Algérie – Rapports sur le séisme d'El Asnam 1980.
- ☞ Articles publiés dans la revue algérienne de génie civil et parasismique.
- ☞ Mémoires de master et thèses de doctorat sur le thème du risque sismique en Algérie.
- ☞ Ambraseys, N.N. & Vogt, J. (1988).
- ☞ Material for the investigation of the seismicity of Algeria.
- ☞ Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Algérie.
- ☞ Revue Algérienne de Génie Civil et Parasismique.
- ☞ Seismicity of Algeria from 1365 to 2013: Maximum Observed Intensity Map (MO12014)
- ☞ Algerie360

MEMOIRES :

- ☞ Etude technico-économique d'un bâtiment en BA « S/sol + RDC + 8 étages » à usage multiple implanté à Chlef (zone III).
- ☞ Etude d'une tour à usage multiple en R+9+S-Sol en béton armé implantée à Oran (zone II-a).
- ☞ Conception et calcul d'un bâtiment en béton armé en R+7+S/SOL

- ☞ Calcule des structure selon le RPA24 (exemple d'un bâtiment à ossature, avec remplissage en maçonnerie rigide **FormationRPA2024**)
- ☞ Etude d'un bâtiment en béton armé (R+9) prévu à Ain-Temouchent
- ☞ Le tremblement de terre D'El Asnam du 10 octobre 1980

COURS :

Plateforme : <https://e-learning.univ-saida.dz/>

LOGICIELS :

- ☞ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 pour la modélisation de notre structure.
- ☞ Auto-Cad 2014 pour les dessins des plans et le ferrailage.
- ☞ Excel 2010.
- ☞ Word 2010.

SITE WEB :

Règles générales RPA2024

<https://www.youtube.com/watch?v=RyKLqpfhYWQ>

Recommandations et classifications

<https://www.youtube.com/watch?v=IVsuxvLEvQM>

Effets de la torsion

<https://www.youtube.com/watch?v=65n6o9oBzsw>

Structures en maçonnerie chaînée

<https://www.youtube.com/watch?v=kviJD08Mgk8>

Comparaison 2024 et 2003RPA

<https://www.youtube.com/watch?v=FF4Zjmyf9DI>

Isolation sismique à la base

<https://www.youtube.com/watch?v=eMzLklLOPFc>

Sols et fondations

<https://www.youtube.com/watch?v=hEviNhIeAt4>

Dimensionnement structures en béton armé

<https://www.youtube.com/watch?v=3UiYi9Xg7bc>

Méthodes de calcul et justification

<https://www.youtube.com/watch?v=j3vGYdVCbbQ>

Méthode MSE RPA 2024 et 2003

https://www.youtube.com/watch?v=_BgMrgXilFw

<https://www.youtube.com/watch?v=ooEXB97PrRg>

<https://www.youtube.com/watch?v=GDMOabMRDQI>

<https://www.youtube.com/watch?v=qeTKosCyBc0>

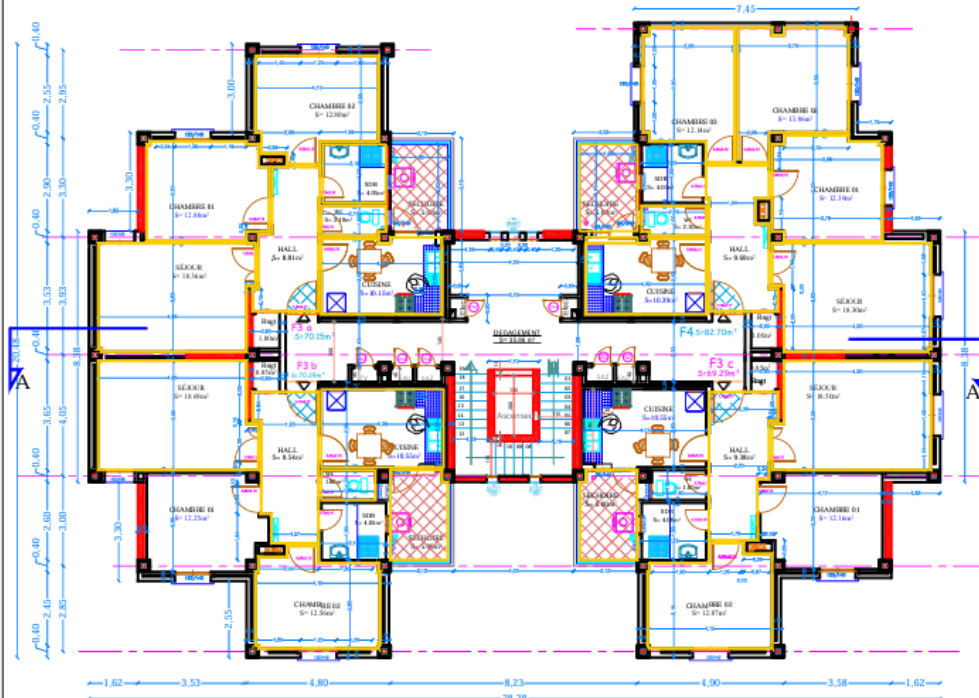
<https://www.youtube.com/watch?v=UyiMROCZP8I>

https://www.youtube.com/watch?v=QKjy2K_2hdM

<https://www.youtube.com/watch?v=fE-t2QZ1Jwo>

[https://www.google.com/url?sa=i&url=https%3A%2F%2Ftheses.hal.science%2Ftel-00586288v1&psig=AOvVaw1OQAHDOFDyvN5IxfKgPFkf&ust=1751445039119000&source=images&cd=vfe&opi=89978449&ved=0CAYQrpoMahcKEwjg58eun5uOAxUAAAAAHQAAA
AAQCA](https://www.google.com/url?sa=i&url=https%3A%2F%2Ftheses.hal.science%2Ftel-00586288v1&psig=AOvVaw1OQAHDOFDyvN5IxfKgPFkf&ust=1751445039119000&source=images&cd=vfe&opi=89978449&ved=0CAYQrpoMahcKEwjg58eun5uOAxUAAAAAHQAAA
AAQCA)

ANNEXES



Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

PLAN DU 6.7.8et Seme ETAGE

TABLEAU DES SURFACES (m²)				
CHAMBRE D3	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D4	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D5	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D6	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D7	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D8	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D9	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D10	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D11	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D12	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D13	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D14	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D15	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D16	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D17	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D18	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D19	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D20	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D21	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D22	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D23	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D24	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D25	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D26	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D27	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D28	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D29	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D30	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D31	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D32	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D33	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D34	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D35	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D36	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D37	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D38	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D39	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D40	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D41	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D42	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D43	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D44	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D45	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D46	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D47	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D48	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D49	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D50	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D51	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D52	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D53	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D54	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D55	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D56	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D57	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D58	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D59	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D60	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D61	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D62	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D63	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D64	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D65	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D66	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D67	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D68	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D69	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D70	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D71	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D72	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D73	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D74	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D75	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D76	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D77	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D78	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D79	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D80	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D81	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D82	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D83	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D84	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D85	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D86	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D87	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D88	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D89	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D90	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D91	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D92	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D93	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D94	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D95	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D96	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D97	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D98	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D99	12.30	12.30	12.30	12.30
CHAMBRE D100	12.30	12.30	12.30	12.30

Batiment : D en R+9 (30 F3+10 F4)

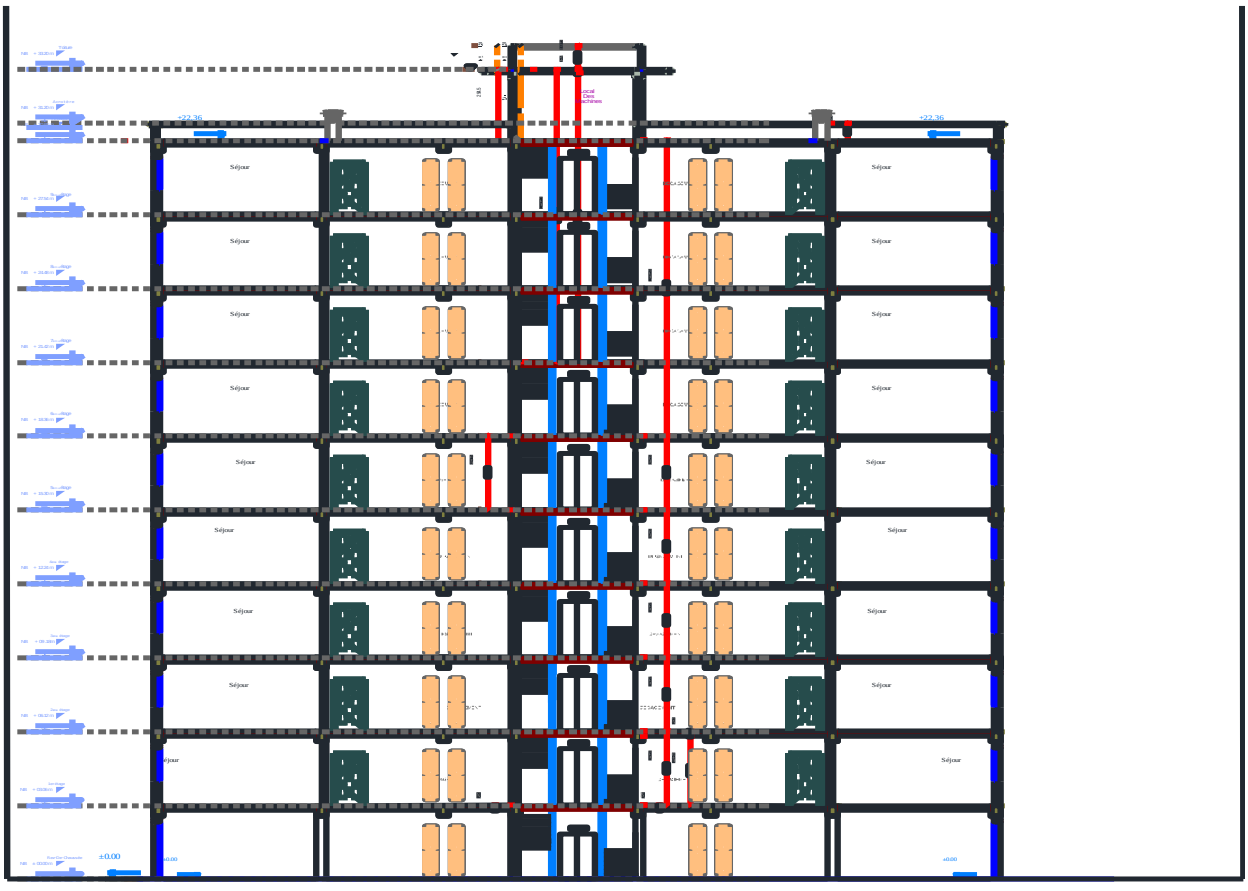
TOTAL SURFACE HABITABLE	2931.50
TOTAL SURFACE UTILE	3154.40
SURFACE CONSTRuite	4269.70
COEFFICIENT	0.97

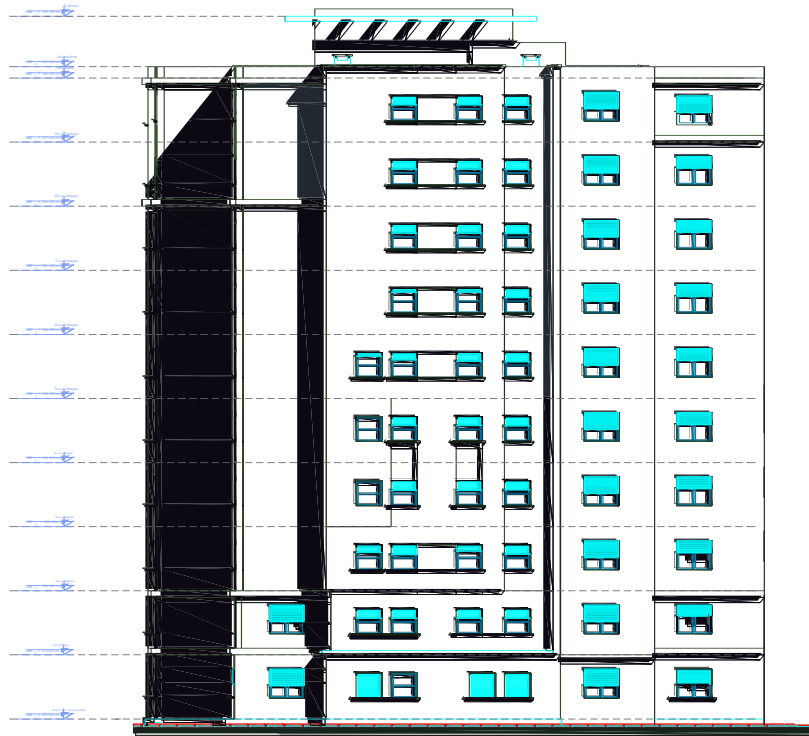
Visa et Signature

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
Maître de l'ouvrage: **O.P.G.I** - SIDI BEL ABBES -

Phase	AVANT PROJET	Numero	
Batiment	D en R+9 (30 F3+10 F4)	Date	05/2022
		Feuille	A3
		Échelle	1/100

PLAN DU 6.7.8et Seme ETAGE





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
Maître de l'ouvrage : **O.P.G.I** - SIDI BEL ABDES -

Phase :	AVANT PROJET	Échelle :
Batiment :	D en R+9 (30 F3+10 F4)	00-2023
		A3
	FACADE EST	0000
		1/100

Visa et Signature

Sections des aciers

Section en (cm²) de n armatures de diamètres $\varnothing$ en (mm)

$\varnothing$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	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

Calcul de la dalle pleine en béton armé

Les valeurs de μ_x et μ_y pour différent valeurs de α

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x = \frac{M_x}{Pl_x^2}$	$\mu_y = \frac{M_y}{M_x}$
0,40	0,110	0,250
0,45	0,102	0,250
0,50	0,095	0,250
0,55	0,088	0,250
0,60	0,081	0,305
0,65	0,0745	0,369
0,70	0,068	0,436
0,75	0,062	0,509
0,80	0,056	0,595
0,85	0,051	0,685
0,90	0,046	0,778
0,95	0,041	0,887
100	0,037	1,000