

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



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

HANICHE KAHINA ET YAHIAOUI SOUHILA

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

Filière : Génie Civil

Option : structure en Génie Civil

Thème :

**Étude d'un bâtiment en R+7+sous sol à contreventement mixte implanté
à la wilaya de Bouira en introduisant l'effet de la variation de la
configuration en plan**

Devant le jury composé de :

Mr Kennouche.S	Grade	UAMOB	Président
M ^{me} Boumaiza.M	Grade	UAMOB	Encadreur
M ^{me} Ait ahmed.F	Grade	UAMOB	Examineur
Mr Belmihoub.H	Grade	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2017/2018

Remerciements

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous remercions les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce travail ;

Mr KENNOUCHE.S, Mme AIT AHMED.F, Mr BELMIHOUB.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre promotrice, Mme BOUMAIZA.M , qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous remercions notre encadreur, Mr YAKHLEF REZKI ET TOUT L'EQUIPE DE TECNO BET pour son aide et son temps qu'il a sacré pour nous.

Nous adressons de chaleureux remerciements à Mme CHALABI LOUIZA, ABDELLI HOUSSAM EDDINE et tous les enseignants de GINI CIVEL à l'université de BOUIRA.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents ARAB et SADIA qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère la femme qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père l'homme qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chères sœurs et mes chers frères.

A tous mes cousins, cousines et mou bon frère.

A tous mes chères collègues et tous mes amis proches (MOUH).

A mon binôme HANICHE KAHINA.

YAHIAOUI SOUHILA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents RAZKI et WARDIA RABI YARHEMHA qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles.

A mes chères sœurs et mes chers frères surtout RACHID et KARIMA

A tous mes chères collègues et tous mes amis proches (NINA).

A mon binôme YAHIAOUI SOUHILA.

HANICHE KAHINA

RÉSUMÉ

Le présent travail comporte l'étude sismique d'un bâtiment (R+ 7+S-sol) réalisé en béton armé à contreventement mixte en utilisant une modélisation tridimensionnelle par le logiciel ETABS, ainsi que le ferrailage des différents éléments de la structure (secondaires et principales), et l'étude de l'infrastructure. Et en faisant une comparaison entre une forme régulière et irrégulière en plan.

Le premier chapitre est une présentation détaillée de l'architecture de l'ouvrage, ainsi que les règlements et les caractéristiques des matériaux utilisées. Le deuxième le predimensionnement des éléments secondaires et principaux plus la descente de charge.

Le troisième chapitre a été consacré pour l'étude des éléments secondaires (ferrailage, vérifications des flèches...), et le quatrième chapitre à l'étude dynamique de bâtiments et en montrent l'effet de la variation de la configuration en plan.

Dans le cinquième chapitre on a démontré le calcul des éléments structuraux. Le sixième chapitre définit l'étude des fondations.

Mots clés : régulier, voiles, études sismique, ETABS.

Abstract

The present work involves the seismic study of a building (R + 7 + S-sol) made of reinforced concrete with mixed bracing using a three-dimensional modeling by the ETABS software, as well as the reinforcement of the various elements of the structure (secondary and principal), and the study of the infrastructure. And making a comparison between a regular and irregular shape in plan.

The first chapter is a detailed presentation of the architecture of the structure, as well as the regulations and characteristics of the materials used. The second one size up secondary and main elements plus load descent.

The third chapter was devoted to the study of secondary elements (reinforcement, verifications of arrows ...), and the fourth chapter to the dynamic study of buildings and show the effect of the variation of the configuration in plan.

In the fifth chapter the calculation of the structural elements has been demonstrated. The sixth chapter defines the study of foundations.

Key words: regular, sails, seismic studies, ETABS.

ملخص

ويشمل العمل الحالي المسح الزلزالي للمبنى (R + 7 + S-soi) التربة) مصنوعة من الخرسانة المسلحة تستعد مختلطة باستخدام النمذجة ثلاثية الأبعاد بواسطة برنامج ETABS ، فضلا عن تعزيز مختلف عناصر الهيكل (الثانوي و الرئيسي) ، ودراسة البنية التحتية. وإجراء مقارنة بين الشكل المنتظم وغير المنتظم في الخطة. الفصل الأول هو عرض تفصيلي لهندسة الهيكل، وكذلك لوائح وخصائص المواد المستخدمة. والثاني هو حجم العناصر الثانوية والرئيسية بالإضافة إلى هبوط الحمل. خصص الفصل الثالث لدراسة العناصر الثانوية (التعزيز ، التحقق من السهام ...) ، والفصل الرابع للدراسة الديناميكية للمباني وإظهار أثر التغيير في تكوين الخطة. في الفصل الخامس ، تم حساب العناصر الهيكلية. الفصل السادس يحدد دراسة المؤسسات. **الكلمات المفتاحية:** العادية ، الأشرطة ، الدراسات الزلزالية ، ETABS.

LISTE DES MATIERES

Remerciement

Dédicaces

Résumé

Liste des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des notations

Introduction générale 1

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Introduction 2

I.1. Implantation du bâtiment 2

I.2. Les caractéristiques géométriques 3

I.3. La réglementation de calcul 4

I.4. Conception de la structure 4

I.5. Caractéristiques mécanique des matériaux 5

I.5.1. Le béton 5

I.5.2. Les matériaux composant le béton..... 5

I.6. Caractéristiques des matériaux 6

I.6.1. Les caractéristiques du béton 6

I.6.2. Les caractéristiques de L'Acier 8

I.7.Hypothèse et donne pour le calcul du béton 10

I.7.1. Hypothèses supplémentaires générales valables pour tous les états-limites 11

I.8. Donnée concernant le projet 12

Chapitre II. Pré-dimensionnement de l'ouvrage.

Introduction 14

II.1.Pré dimensionnement 14

II.1.1.Les planchers 14

II.1.2. L'escalier15

II.1.3. Les poutres18

II.1.4.Les voiles 20

II.1.5.Pré dimensionnement des poteaux	21
--	----

Chapitre III. Calcule des éléments secondaires.

Introduction	28
III.1.Acrotère	28
III.1.1.L'action des forces horizontale	29
III.1.2.Ferraillage	30
III.1.3.Vérifications	33
III.2.Calcul des escaliers	35
III.2.1.Calcul des sollicitations	35
III.2.2.Combinaisons des charges	35
III.2.3.Ferraillage	40
III.2.4.Vérifications	42
III.3.Etude de la poutre palière	48
III.3.1.Pré dimensionnement de la poutre palière Selon le BAEL 91[2]	48
III.3.2.Chargement de la poutre palière	48
III.3.3.Calcul des sollicitations	49
III.3.4.Ferraillage	50
III.3.5.Vérification à l'ELU.....	51
III.3.6.Vérification à L'ELS.....	52
III.3.7.Etude de la poutre à la torsion(Selon BAEL91 révisé99)	53
III.4. Etude du balcon	55
III.4.1. Charges et surcharges	55
III.4.2.Calcul des armatures.....	55
III.4.3.Vérification.....	56
III.5. Calcul des planchers.....	59
III.5.1. Ferraillage de la dalle de compression.....	59
III.5.2. Etude de la poutrelle.....	60
III.5.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)	60
III.5.2.2. Après coulage de la dalle de compression.....	61
III.5.3.Calcul des poutrelles	62
III.5.4.Calcul de ferraillage à L'ELU	66
III .5.5. Vérification	67
III.6.Etude de la dalle machine	70

III.6.1.Etude de la dalle machine d'ascenseur	70
III.6.1.1.Pré dimensionnement de la dalle	71
III.6.1.2.Evaluation des charges et surcharges	71
III.6.1.3. Etude de la dalle	74
III.6.2.Calcul de la section d'armature	74
III.6.3.Vérification	75

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Introduction	79
IV.1. Modélisation mathématique	79
IV.2 .Modélisation de la structure étudiée	79
IV.3. Analyse de la structure	81
IV.4. Caractéristiques géométriques et massique de la structure	82
IV.4.1 Détermination des masses et centres de masse par étages	82
IV.4.2. Calcul de l'excentricité	83
IV.4.3. L'excentricité accidentelle	83
IV.5.L'étude sismique	88
IV.6.Calcul de l'effort tranchant à la base	94
IV.7.Combinaisons des réponses modales	95
IV.8.Vérification des exigences de RPA99/2003	96
IV.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	97
IV.10.Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003	99
IV.11.Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ : (RPA 99version 2003 Art5-9)	100
IV.12.Vérification de l'effort normal réduit	101
IV.13.Vérification de la stabilité au renversement	102

Chapitre V. Calcule des éléments structuraux.

Introduction	129
V.1. Ferrailage des poteaux	129
V.1.1.Ferrailage longitudinale	131
V.1.2. Exemple de calcul	132
V.1.3. Armatures transversales	135

V.1.4.Vérification	137
V.2.Ferraillage des poutres	142
V.2.1.Recommandation du RPA99 (Version 2003)	142
V.2.2.Recommandation du BAEL 91	143
V.2.3.Exemple de calcul	144
V.2.4.Ferraillage des poutres les plus sollicitées	148
V.2.5.Vérification	152
V.3.Ferraillage des voiles	162
V.3.1.Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales	162
V.3.2.Rôle de contreventement	163
V.3.3.Combinaison	163
V.3.4.Prescriptions imposées le RPA99	163
V.3.5.Méthode de calcul	165
V.3.6.Ferraillage horizontal à l'effort tranchant	166
V.3.7.Exemple du calcul	168
V.3.8. Vérification	170

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

Introduction	174
VI.1.Etude de sol	174
VI.2. Stabilité des fondations	174
VI.3.Facteurs de choix du type de fondation	175
VI.4. Choix de type de fondations	175
VI.5.Etude du radier général	177
VI.6.Vérification du radier	181
VI.7. Ferraillage du radier	186
VI.7.1.Ferraillage de la dalle du radier	186
VI.7.2.Ferraillage de débord du radier	189
VI.7.3.Ferraillage de la nervure	192
VI.8.Vérification	196

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : La façade de bâtiment	2
Figure I.2 : La vue en élévation	3
Figure I.3: Digramme de contrainte déformation (parabole-rectangle) à l'ELU	7
Figure I.4 : Diagramme de contrainte déformation à L'ELS	8
Figure I.5 : Digramme des contraintes-déformations	9
Figure I.6: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU (art A.2.2.2) BAEL91/99	10
Figure I.7 : Règle des trois pivots	11

Chapitre II. Pré-dimensionnement de l'ouvrage.

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	15
Figure II.2 : Schéma d'un escalier	15
Figure II.3: Coupe de voile en élévation	20
Figure II.4: Coupe de voile en plan	20
Figure II.5: Constituants d'un plancher terrasse	22
Figure II.6: Constituants d'un plancher courant	22
Figure II.7: Constituants d'un mur extérieur	21
Figure II.7: Constituants d'un mur intérieur	21

Chapitre III. Calcule des éléments secondaires.

Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère	28
Figure III.2 : Schéma statique da l'acrotère	30
Figure III.3 : Section de calcul d'acrotère	30
Figure III.4:Schéma de ferrailage de l'acrotère	34
Figure III.5: Diagramme des moments et des efforts tranchants	39
Figure III.6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants	40
Figure III.7 : Schéma de ferrailage escalier étage courant	47
Figure III.8: Diagramme des moments et des efforts tranchants	50
Figure III .9: Ferrailage de la poutre palier	54
Figure III.10: Schéma de ferrailage de balcon	58
Figure III.11.Treillis soudés (200x200)	59

Figure III.12. Schéma isostatique de la poutrelle à L'ELU	60
Figure III.13. Schéma isostatique de la poutrelle à L'ELS	60
Figure III.14. Section transversale de la poutrelle	61
Figure III.15: Surface revenant aux poutrelles	62
Figure III.16: Schéma statique de la poutrelle la plus défavorable.....	62
Figure III.17: Diagramme des moments à L'ELU	65
Figure III.18: Diagramme des moments à L'ELS	65
Figure III.19: Diagramme des efforts tranchant à L'ELU	65
Figure III.20: Diagramme des efforts tranchant à L'ELS	65
Figure III.21 : Schéma de ferrailage de planche	69
Figure III.22: Schéma d'ascenseur	70
Figure III.23: Répartition de la charge localisée sur la dalle	70
Figure III.24: Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen	72
Figure III.25: Ferrailage de la salle machin	78

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Figure IV.1: Vue en 3D (forme1)	81
Figure IV.2: La disposition des voiles (forme1)	82
Figure IV.3: Représentation du spectre de calcul (forme1)	93
Figure IV.4: Vue en 3D (figure 2)	103
Figure IV.5: La disposition des voiles (figure 2)	104
Figure IV.6: Représentation du spectre de calcul (forme2)	108
Figure IV.7: Vue en 3D (figure 2)	114
Figure IV.8: La disposition des voiles (figure 2)	115
Figure IV.9: Représentation du spectre de calcul (forme3)	119
Figure IV.10 : Excentricité E_x (m) et E_y (m) pour les 03 formes	127
Figure IV .11 : Déplacements relatifs des 03 formes δ_x (cm)et δ_y (cm)	127

Chapitre V. Calcule des éléments structuraux.

Figure V.1: Armatures dans le poteau	130
Figure V.2: Le schéma qui suit montre le poteau le plus défavorable	133
Figure V.3 : Schéma de la coupe de ferrailage de poteau	140
Figure V.4: Schéma de la coupe de ferrailage de poteau en élévation	141
Figure V.5: Le schéma qui suit montre poutres principales	146

Figure V.6: Le schéma qui suit montre poutres secondaire	149
Figure V.7: Le schéma qui suit montre poutres principales liée au voile	150
Figure V.8: Le schéma qui suit montre la poutre secondaire liée au voile	151
Figure V.9: Schéma de ferrailage de la poutre principale	160
Figure V.10: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire	161
Figure V.11 : Sollicitation des voiles	162
Figure V.12: Le schéma qui suit montre le voile le plus défavorable	169
Figure V.13: Schéma de ferrailage de voile	173
Figure V.14: Schéma de ferrailage de voile en élévation	173

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges	182
Figure .VI.2 : Diagrammes des contraintes	183
Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité	187
Figure VI.4 : Schéma statique du débord	189
Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier	192
Figure VI.6. Diagramme des moments sur appuis et tarvée sens X-X	194
Figure VI.7. Diagramme des moments sur appuis et tarvée sens Y-Y	195
Figure VI.8: Le ferrailage de la poutre de la dalle sens X-X	199
Figure VI.9 : Le ferrailage de la poutre de la dalle sens Y-Y	200

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Tableau I.1 : Diamètre nominal (ϕ)	8
---	---

Chapitre II. Pré-dimensionnement de l'ouvrage.

Tableau II.1 : Vérification au flambement	25
Tableau II.2 : Les résultats de la descente de charge	26
Tableau II.3 : Le choix de la section de poteau	27

Chapitre III. Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'acrotère	30
Tableaux III.2: Les moment a ELU	37
Tableau III.3: Les moments a ELS	38
Tableau III.4: Les résultats de ferrailages	42
Tableau III.5: Vérification des contraintes de compression (ELS) sur appuis	45
Tableau.III.6: Vérification des contraintes de compression (ELS) en travée	45
Tableau III.7: Les résultats de Calcul des moments d'inertie	46
Tableau III.8: Vérification des contraintes a ELS	53
Tableau III.9: Les sollicitations des planchers	61
Tableau III.10: Les résultats de calcul du Moment aux appuis	64
Tableau III.11: Les résultats de calcul du Moment en travée	64
Tableau III.12: Les résultats de calcul d'Efforts tranchants du plancher RDC	64
Tableau III.13: Ferrailage longitudinale	67
Tableau III.14: Les résultats de vérification de contrainte	68
Tableau III .15: Combinaison des charges appliquées sur la dalle machine	71
Tableau III.16: Les moments de la dalle machine (ELU et ELS)	73
Tableau III.17: Les sections d'armature de la dalle	75
Tableau III.18: Vérifications des contraintes à l'ELS	77

Chapitre IV. L'étude dynamique de la structure.

Tableau IV.1 : Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage (forme1)	84
Tableau IV.2 : Périodes, modes et facteurs de participation massique modes (forme1)	84
Tableau IV.3: Valeurs des pénalités Pq (forme1)	92

Tableau IV.4: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales (forme1)	92
Tableau IV.5: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal X-X (forme1)	94
Tableau IV.6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal Y-Y (forme1)	95
Tableau IV.7: Combinaisons des réponses modales (forme1)	96
Tableau IV.8 : Force sismique totale (forme1)	97
Tableau IV.9: Distribution des forces sismiques selon le sens X-X (forme1)	98
Tableau IV.10: Distribution des forces sismiques selon le sens Y-Y (forme1)	98
Tableau IV.11: Déplacement inter étage (forme1)	99
Tableau IV.12: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X (forme1)	100
Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y (forme1)	101
Tableau IV.14: Vérification de l'effort normal réduit (forme1)	101
Tableau IV.15: Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant (forme1)	102
Tableau IV.16: Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage (forme2)	104
Tableau IV.17: Valeurs des pénalités P_q (forme2)	105
Tableau IV.18: Pourcentage des sollicitations dus aux charges vertical (forme 2)	105
Tableau IV.19: Périodes, modes et facteurs de participation massique modes (forme2)	106
Tableau IV.20: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal X-X (forme2)	108
Tableau IV.21: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal Y-Y (forme2)	109
Tableau IV.22: Combinaisons des réponses modales (forme2)	109
Tableau IV.23: Force sismique totale (forme2)	110
Tableau IV.24: Distribution des forces sismiques selon le sens X-X (forme2)	110
Tableau IV.25: Distribution des forces sismiques selon le sens Y-Y (forme2)	111
Tableau IV.26: Déplacement inter étage dans le sens (forme2)	111
Tableau IV.27: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X (forme2)	112
Tableau IV.28: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y (forme2)	112
Tableau IV.29: Vérification de l'effort normal réduit (forme 2)	113
Tableau IV.30: Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant (forme2)	113
Tableau IV.31: Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage (forme3)	115
Tableau IV.32: Valeurs des pénalités P_q (forme3)	116
Tableau IV.33: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales (forme3)	116

Tableau IV.34: Périodes, modes et facteurs de participation massique modes (forme3) ...	117
Tableau IV.35: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal X-X (forme3)	120
Tableau IV.36 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal Y-Y (forme3)	121
Tableau IV.37: Combinaisons des réponses modales (forme3)	122
Tableau IV.38 : Force sismique totale (forme3)	123
Tableau IV.39: Distribution des forces sismiques selon le sens X-X (forme3)	123
Tableau IV.40: Distribution des forces sismiques selon le sens Y-Y (forme3)	124
Tableau IV.41: Déplacement inter étage dans le sens (forme3)	124
Tableau IV.42 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X (forme3)	125
Tableau IV.43 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y (forme3)	125
Tableau IV.44 : Vérification de l'effort normal réduit (forme3)	126
Tableau VII.45 : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant (forme3)	126

Chapitre V. Calcule des éléments structuraux.

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux	130
Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale	132
Tableau V.3 : Les sollicitations obtenues par ETABS	132
Tableau V.4: Ferrailage longitudinal	135
Tableau V.5 : Les armatures transversales (zone nodale)	137
Tableau V.6 : Les armatures transversales (zone courante)	137
Tableau V.7 : Vérification des contraintes	138
Tableau V.8: Vérification des contraintes tangentielles	139
Tableau V.9: Vérification de l'effort normal ultime	139
Tableau V.10 : Combinaisons de charges de poutre	142
Tableau V.11: Caractéristiques des poutres	143
Tableau V.12: Ferrailage de la poutre principale B15 (Zone 1)	149
Tableau V.13: Ferrailage de la poutre secondaire B38 (Zone 1)	150
Tableau V.14: Ferrailage de la poutre principale liée au voile B18 (Zone 1)	151
Tableau V.15: Ferrailage de la poutre secondaire liée au voile B33 (Zone 1)	152
Tableau V.16 : Vérification de la contrainte du cisaillement du béton	155
Tableau V.17 : Les résultats de vérification des contraintes	156

Tableau V.18 : Vérification de la section d'armature	156
Tableau V.19 : Les résultats Vérification de la contraint de compression du béton	157
Tableau V.20 : Les résultats Vérification de L'adhérence	157
Tableau V.21 : Les résultats Vérification de L'adhérence	158
Tableau V.22 : Les résultats Vérification de l'tat limite de déformation (la flèche)	161
Tableau V.23: Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités	171
Tableau V.24 : Les résultats de calcul de ferrailage (verticales et horizontales)	171
Tableau V.25 : Vérification des contraintes de cisaillement	172

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles	177
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes	184
Tableau VI.3: Vérification de renversement	185
Tableau VI.4 : Vérification de soulèvement	186
Tableau VI.5 : Les moments à L'ELU	188
Tableau VI.6 : Les moments à L'ELS	188
Tableau VI.7 : Calcul des armatures à L'ELU	189
Tableau VI.8. Ferrailage de débord de radier a ELU	190
Tableau VI.9. Les résultats de calcul à ELS	191
Tableau VI.10. Les résultats de calcul des charges de l poutre la plus Sollicitée sens X-X	193
Tableau VI.11. Les résultats de calcul des charges de l poutre la plusSollicitée sens Y-Y	194
Tableau VI.12. Ferrailage de la nervure sens X-X	195
Tableau VI.13. Ferrailage de la nervure sens Y-Y	196
Tableau VI.14. Les résultats de calcul des contraintes sens X-X (ELU)	197
Tableau VI.15. Les résultats de calcul des contraintes sens Y-Y (ELU)	197
Tableau VI.16. Les résultats de calcul des contraintes sens X-X (ELS)	198
Tableau VI.17. Les résultats de calcul des contraintes sens Y-Y (ELS)	198

LISTE DES NOTATION

- Q** : charge d'exploitation, Facteur de qualité.
- G** : la charge permanente.
- E.L.U** : Etat limite ultime.
- E.L.S** : Etat limite service.
- N_{ser}** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- M_{ser}** : Moment à l'état limite de service.
- M_u** : Moment à états limites ultime.
- M_t** : Moment en travée.
- M_a** : Moment sur appuis.
- M₀** : Moment isostatique.
- σ_s** : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc}** : Contrainte de compression de béton.
- $\overline{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u** : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ** : Contrainte tangentielle.
- σ_{sol}** : Contrainte du sol.
- f_{bu}** : Contrainte limite ultime de compression.
- γ_s** : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b** : Coefficient de sécurité dans le béton.
- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- A_S** : Aire d'une section d'acier.
- A_t** : La section d'armatures transversale.
- B** : Aire d'une section de béton.
- ∅** : Diamètre des armatures.
- C** : Cohésion.
- T** : Effort tranchant ; Période.
- β** : Coefficient de pondération.
- S_t** : Espacement.
- λ** : Elancement.

γ_i : Coefficient pour déformation instantanée.

γ_v : Coefficient pour la déformation différée.

ν : Coefficient de poisson.

e : Epaisseur ; Indice des vides.

L : Longueur ou porter.

H_e : Hauteur libre d'étage.

W : Poids totale de la structure.

d : Hauteur utile.

B_r : La section réduite du béton.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

L_f : La longueur de flambement.

F : La force concentré.

M : Moment ; Masse.

I : Moment d'inertie.

f_{c28} : Resistance caractéristique à la compression du béton à 28jour d'âge.

f_{t28} : Resistance caractéristique à la traction du béton à 28jour d'âge.

f_{cj} : Resistance caractéristique à la traction du béton à j jour d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

R : Facteur de comportement.

D : Facteur d'amplification dynamique.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f : la flèche.

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

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

f_{gv} : La flèche instantanée due aux charges permanentes.

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

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Parmi les catastrophes naturelles affectant la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets dévastateurs dans les zones urbanisées, il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de prévoir, la seule prévision actuellement valable est la construction parasismique. Cela signifie construire de manière telle que les bâtiments même endommagés ne s'effondrèrent pas.

En Algérie, on utilise comme règlement parasismique le RPA99, qui donne les conditions et les règles à respecter pour le calcul et la modélisation de différents types de structures dans n'importe quelles zones sismiques.

Notre travail consiste à **étudier un bâtiment (R+ 7+S-sol) à contreventement mixte en béton armé**, en introduisant l'effet de la variation de la configuration en plan (bâtiment régulier et irrégulier).

Le présent mémoire est organisé en six chapitres, une introduction et une conclusion générale. Le premier chapitre est une présentation détaillée de l'architecture de l'ouvrage, ainsi que les règlements et les caractéristiques des matériaux utilisés, Dans le deuxième chapitre le pré-dimensionnement des éléments secondaires et principaux et la descente de charge ont été clairement définies.

Le troisième chapitre a été consacré à l'étude des éléments secondaires (ferraillage, vérifications des flèches...), et le quatrième chapitre l'étude dynamique de bâtiments.

Quant au cinquième et sixième chapitre on tété consacré au calcul des éléments structuraux et à l'étude des fondations.

En fin on termine par une conclusion générale.

Présentation de l'ouvrage

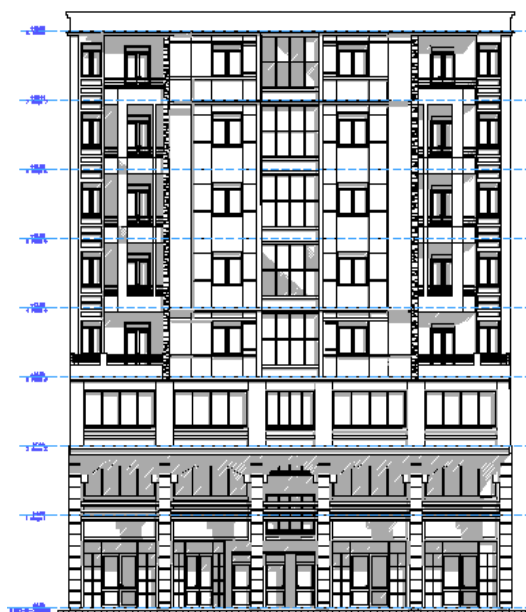


Figure I.1 : La façade de bâtiment.

Introduction

L'ouvrage à étudier est un bâtiment, en (R+7+S-sol) implanté à la wilaya de Brouira (zone IIa), il présente une configuration en plan et en élévation régulière. Le contreventement est mixte (voile – portique) en béton armé. Le bâtiment est à usage multiple (commerce d'habitation service et de stockage).

I.1. Implantation du bâtiment

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+7+ 1 sous-sol composé

- Le sous -sol destiné à être comme stockage.
- Un rez-de- chaussée commercial.
- Le premier et le deuxième étage à usage service.
- Quatrième et trois étages à usage d'habitation avec trois logements par niveau.
- Le cinquième sixième et septième étage à usage d'habitation avec deux logements.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

- le bâtiment est implante dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2. Les caractéristiques géométriques

La hauteur total de bâtiment $H = 28.56$ m

La hauteur d'étage et S-sol $h_e = 3.06$ m

La hauteur de RDC $h = 4.08$ m

Langueur $L = 21$ m

Largeur $l = 17.4$ m

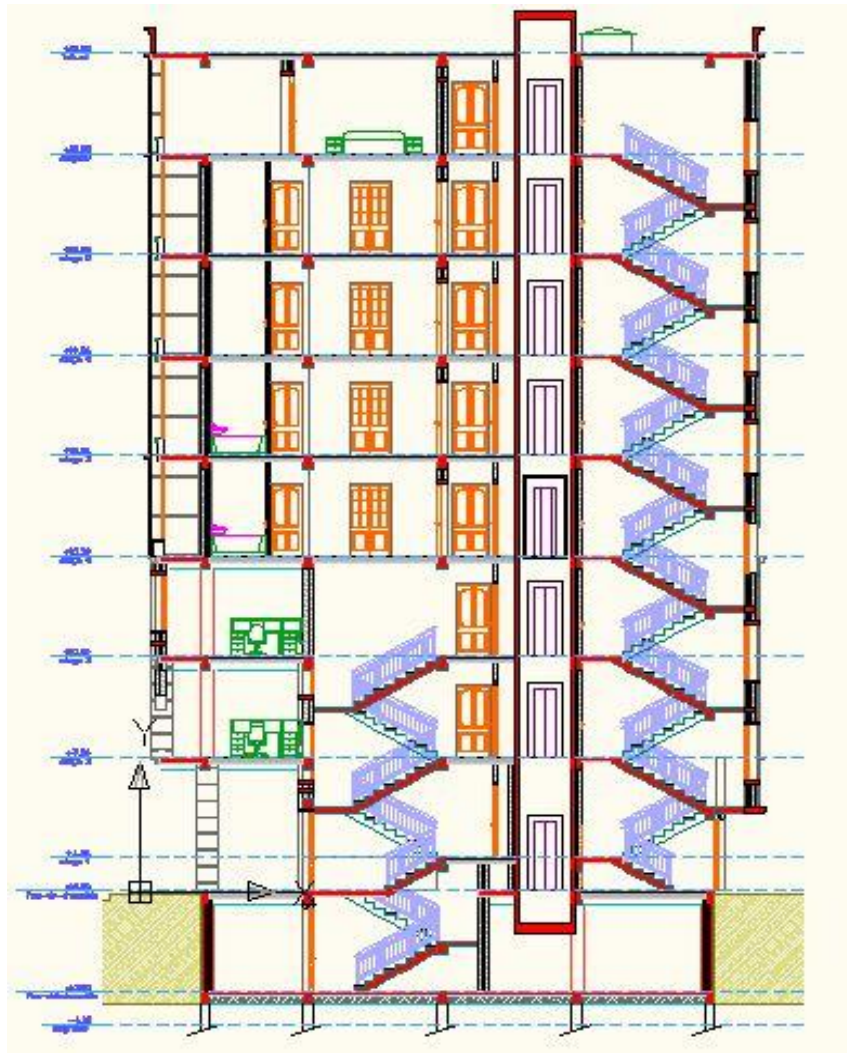


Figure I.2 : La vue en élévation.

I.3. La réglementation de calcul

- BAEL91 (règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en béton armée suivent la méthode des états limites).
- RPA (règles parasismique Algérienne modifiée 2003).
- CBA93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armée).
- DTRB.C.22 (charges permanentes et la charges d'exploitation).

I.4. Conception de la structure

Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et actions horizontales.

Plancher

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression.

Escalier

Le bâtiment présente deux types d'escalier (deux volées et un palier de repos avec un escalier à trois volées et deux paliers de repos) les escaliers sont coulés sur place.

Balcons

Tous les balcons sont réalisés en dalle pleine.

Ascenseur

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

Maçonnerie

Les murs extérieurs sont réalisés en double parois en briques creuses de (10 cm, 15 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Cloisons

Sont en briques creuses d'épaisseur 10 cm.

Fondation

Une semelle de fondation est un ouvrage d'infrastructure, généralement en béton armé, qui reprend les charges d'un organe de structure d'une construction et qui transmet et répartit ces charges sur le sol. On distingue les semelles isolées, que l'on retrouve au droit d'un poteau par exemple, des semelles filantes généralement situées sous un mur ou un voile.

Revêtement

Les revêtements sont constitués de

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

- Carrelages pour les planchers et escaliers.
- Enduits en plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau et cuisine.
- Revêtement de façade en terre cuite.
- Revêtement en plaques de granite.
- Revêtement de façade en plaquette « Moulés main »

La toiture

Ensemble des toits ou autres éléments de couverture d'un bâtiment.

I.5. Caractéristiques mécanique des matériaux

Les caractéristique des matériaux utilises dans la construction seront conformes aux règles technique de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton arme aux états limites a savoir le BAEL 91 ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I.5.1. Le béton

Le rôle fondamental u béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.5.2. Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de.

- **Ciment**

Le ciment joue le rôle d'un liant, sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **Granulats**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.

- **Sables**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches la grosseur de ses grains est généralement inférieure a 5 mm. un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

- **Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm

I.6. Caractéristiques des matériaux

I.6.1. Les caractéristiques du béton

- **Resistance du béton**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise. Celle-ci, notée (f_{c28}), est choisie a priori compte-tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de (j) jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance (F_{cj}) obtenue au jour considéré ; on peut admettre en première approximation que pour ($j \leq 28$), la résistance des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 \times j} \times f_{c28} \leq 40\text{MPa.}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95 \times j} \times f_{c28} > 40\text{MPa.}$$

La valeur de (F_{cj}) est conventionnellement prise égale à (f_{c28}) pour ($j > 28$) lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections ; cependant, pour l'évaluation des déformations, il convient de tenir compte des valeurs probables des caractéristiques du béton au-delà de 28 jours.

Dans tous les cas, la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de diamètre 16cm (section 200cm²) et de hauteur 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm. Les éprouvettes, conformes à la norme NF P18-400, sont confectionnées et essayées selon le mode opératoire des normes NF P18-404 et P18-406.

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par la relation

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de (f_{cj}) au plus égales à 60MPa.

A défaut de précédent et d'étude préalables on peut admettre a priori, pour des bétons courants, des valeurs de la résistance (f_{c28}) dont la pratique montre qu'elles peuvent être normalement atteintes sur les chantiers.

Pour le choix de la valeur de (f_{c28}) on peut considérer que

- 20MPa sont facilement atteints sur les chantiers convenablement outillés.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

- 25MPa sur le chantier faisant l'objet d'un contrôle régulier.

Pour le présent projet, nous adopterons une valeur de $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ Déformations longitudinales du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de (j) jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton (E_{ij}) est égal à

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

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

Le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée du fluage) est donné par la formule

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

➤ Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à (0,2) pour le calcul des déformations, et (0) pour le calcul des sollicitations.

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles,...), on prendra ($\nu = 0,2$)

Pour les justifications aux états-limite de service (béton non fissuré), et ($\nu = 0$) dans le cas des états-limites ultimes (béton fissuré).

❖ Diagramme contraintes-déformations

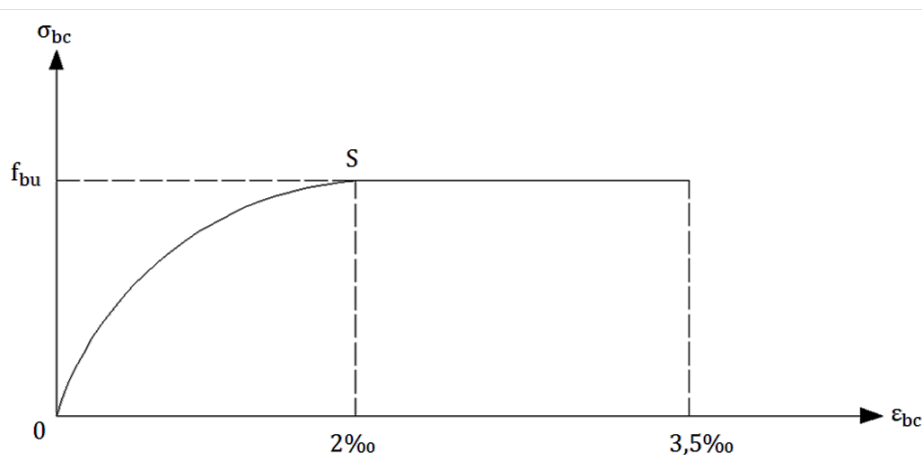


Figure I.3: Diagramme de contrainte-déformation (parabole-rectangle) à l'ELU.

OS = parabole du 2^{ème} degré tangente en S à l'horizontale.

Contrainte limite ultime de compression

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

Avec

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15: \text{ combinaisons accidentelles} \\ 1,50: \text{ autres cas} \end{cases}$$

Et en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'actions

$$\theta = \begin{cases} 1,00 & t > 24 \text{ heures} \\ 0,90 & 1 \text{ heure} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

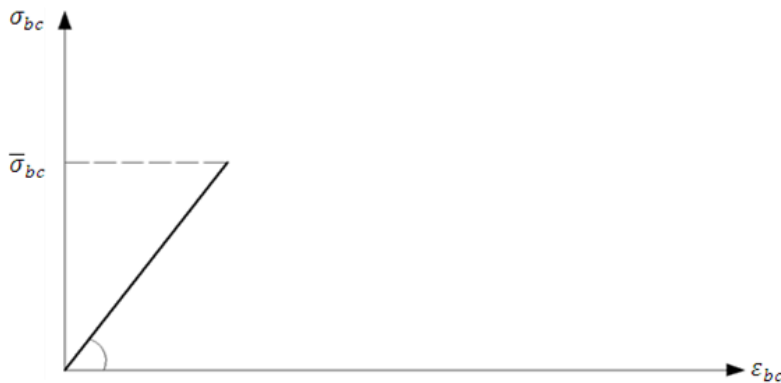


Figure I.4 : Diagramme de contrainte déformation à L'ELS.

Contrainte limite de service en compression : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

❖ Retrait du béton

$$\frac{\Delta l}{l} = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats très humides} \\ 2,0 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats humides} \\ 3,0 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats tempéré sec} \\ 4,0 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats chaud sec} \\ 5,0 \cdot 10^{-4} & \text{dans les climats très sec} \end{cases}$$

I.6.2. Les caractéristiques de L'Acier

- **Caractéristiques géométriques :** Les armatures doivent être conformes aux textes réglementaires en vigueur titre I du C.C.T.G. et textes s'y référant.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (ϕ)

Tableau I.1 : diamètre nominal (ϕ).

Φ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	30	40
Section (cm ²)	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
Poids (kg/m)	0,222	0,395	0,617	0,888	1,208	1,578	2,466	3,853	6,313	9,865

- **Caractéristiques mécaniques :** Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on distingue :

- ✓ **Des ronds lisses**

Fe E 215 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 215 MPa

Fe E 235 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 235 MPa

- ✓ **Des barres à haute adhérence (HA)**

Fe E 400 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 400 MPa

Fe E 500 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa

- ✓ **Des fils tréfilés HA et des treillis soudés formés de ces fils (TSHA)**

Fe TE 400 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 400 MPa fils HA

Fe TE 500 \Rightarrow limite d'élasticité garantie (f_e) = 500 MPa fils HA et TSHA

- **Diagramme contraintes-déformations**

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme caractéristique (idéalisé) par une affinité parallèle à la droite de Hooke et de rapport $\left(\frac{1}{\gamma_s}\right)$

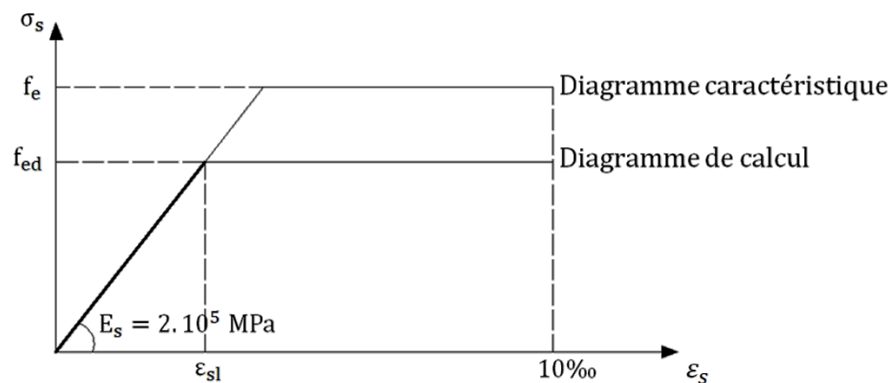


Figure I.5 : Diagramme des contraintes-déformations.

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour SA} \\ 1.15 & \text{Dans les autres cas} \end{cases}$$

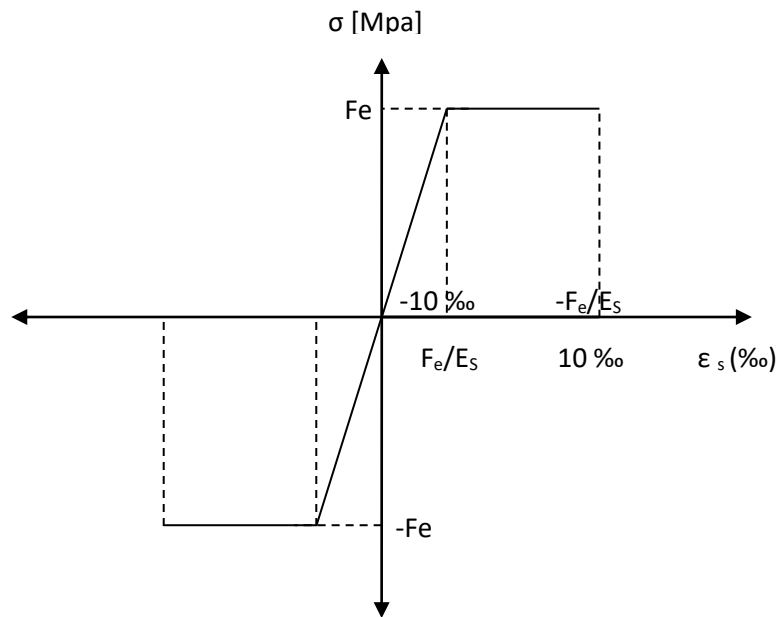


Figure I. 6: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU (art A.2.2.2)
BAEL91/99

▪ **Caractères d'adhérence**

a. **Coefficient de fissuration (η)**

$$\eta = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses et fils tréfilés lisses en treillis soudés} \\ 1,3 & \text{pour fils HA } (\phi < 6 \text{ mm}) \\ 1,6 & \text{pour barre HA et fils HA } (\phi \geq 6 \text{ mm}) \end{cases}$$

b. **Coefficient de scellement (Ψ_s)**

$$\Psi_s = \begin{cases} 1,0 & \text{pour ronds lisses} \\ 1,5 & \text{pour barres et fils HA} \end{cases}$$

I.7. Hypothèse et donne pour le calcul du béton armé

On distingue deux types d'états-limites pour le dimensionnement (armatures et béton)

▪ **Etats-limites ultimes (E. L. U)**

- De résistance,
- De stabilité de forme.

▪ **Etats-limites de service (E. L. S) atteints**

- Par compression du béton,
- Par ouverture des fissures,
- Par déformation.

I.7.1. Hypothèses supplémentaires générales valables pour tous les états-limites

- Au cours de la déformation, les sections restent planes et conservent leurs dimensions (principe de Navier-Bernoulli).
- La résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- Par adhérence, les allongements relatifs de l'acier et du béton au contact sont les mêmes.

- **Hypothèses supplémentaires pour L'E. L. S**

En vertu de la loi de Hooke, les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives

$$\sigma = E \times \varepsilon = E \times \frac{\Delta l}{l}$$

On définit le coefficient d'équivalence par la relation

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \text{ (forfaitairement)}$$

- **Hypothèses supplémentaires pour L'E. L. U**

Le raccourcissement relatif du béton est limité

- à 3,5‰ en flexion.
- à 2‰ en compression simple.

L'allongement relatif de l'acier est limité

- à 10‰.

Le dimensionnement à l'état-limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C définis ci-dessous.

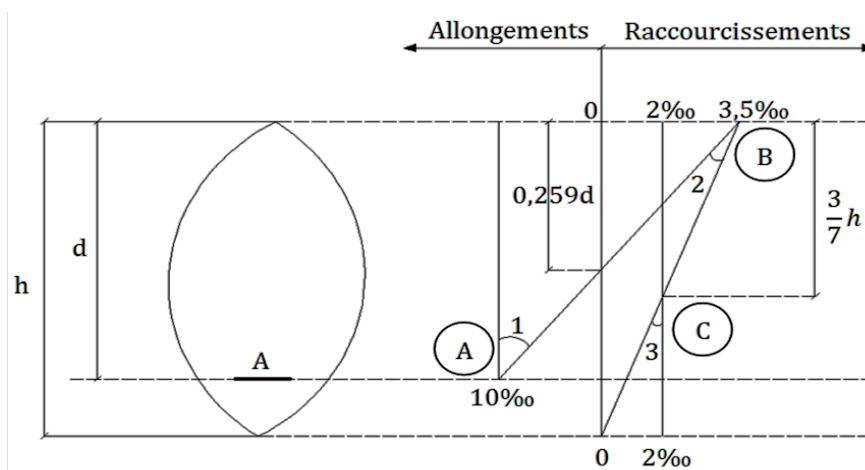


Figure. I.7: Règle des trois pivots.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

▪ **Pivot A région 1**

Allongement de l'acier le plus tendus $\varepsilon_s = 10.10^{-3}$; pièces soumises à la traction simple ou à la flexion simple ou composée.

▪ **Pivot B région 2**

Raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\varepsilon_{bc} = 3,5.10^{-3}$; pièces soumises à la flexion simple ou composée.

▪ **Pivot C région 3**

Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $\left(\frac{3}{7}h\right)$ de la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} = 2.10^{-3}$; Pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

I.8. Donnée concernant le projet

1) Béton

- Résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- Contrainte de compression, en situation durable et transitoire

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \Leftrightarrow f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression, en situation accidentelle

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\Theta \cdot \gamma_b} f_{c28} \Leftrightarrow f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

- Résistance caractéristique à la traction

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

- Contrainte limite de service en compression

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité instantanée

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{c28}} \Leftrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité différée

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} \Leftrightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- Contrainte limite de cisaillement

- Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) \Leftrightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

- Coefficient de poisson
 - Pour le calcul des sollicitations $\nu = 0$. (ELU béton fissuré)
 - Pour le calcul des déformations $\nu = 0,2$. (ELS béton non fissuré)

2) ACIER

- Type d'acier haut adhérence Fe400.
- Module d'élasticité longitudinale $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$.
- Contrainte limite
 - ELU
- En situation durable et transitoire $\sigma_s = 348 \text{MPa}$.
- En situation accidentel $\sigma_s = 400 \text{MPa}$.
 - ELS
- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{t28}}) \Leftrightarrow \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{MPa}$

Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Introduction

Lors du stade de la conception d'un projet, il est utile de connaître les ordres de grandeurs des dimensions des différents éléments constitutifs de l'ouvrage (poutres, poteaux, voiles...etc.), cette étape est appelée « pré-dimensionnement », l'objectif de ce chapitre est donc d'avoir une première idée sur les dimensions de ces éléments, et ceci en nous basant sur les prescriptions du RPA 2003 et du CBA 93.

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation.

II.1.Pré dimensionnement

II.1.1.Les planchers

Les planchers sont définis comme étant des pièces minces et planes dont la largeur et la longueur sont supérieures à l'épaisseur, ils constituent la séparation horizontale entre étages mais leur rôle principal est d'assurer la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles).

Les panneaux de la dalle reçoivent les charges statiques et dynamiques et les transmettent aux poutres ; L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

1) La condition de coupe feu

- | | |
|-----------------|----------------------------------|
| $e_1 = 7$ cm | Pour une heure de coupe-feu. |
| $e_1 = 11$ cm | Pour deux heures de coupe-feu. |
| $e_1 = 17.5$ cm | Pour quatre heures de coupe-feu. |

2) La condition acoustique

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 16 cm.

3) la Résistance à la flexion

$$e \geq \frac{\min(L_x \max, L_y \max)}{22,5}$$

$$e \geq \frac{\min(4.4 ; 3.9)}{22,5}$$

$$e \geq \frac{3.9}{22.5} = 17. \text{cm}$$

Donc on adopte pour notre cas la dimension suivante : $e = \max (e_1 , e_2 , e_3) = 16 + 4 \text{cm}$

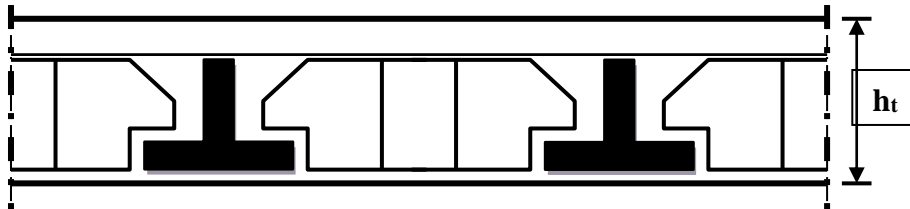


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

II.1.2 .Les escaliers

Élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers

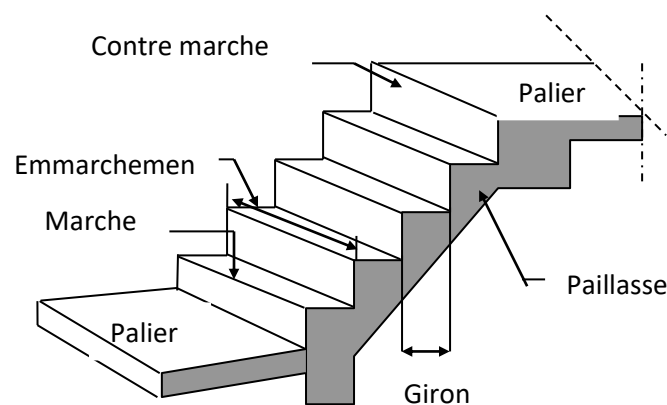


Figure II.2 : Schéma d'un escalier.

▪ Emmarchement

Largeur praticable de l'escalier qui correspond en général la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier).

▪ Hauteur de marche

Distance verticale séparant le dessus de deux marches successives.

▪ Giron

Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives.

▪ Profondeur de marche

Distance horizontale entre le nez de marche et la contremarche

▪ Marche

Surface plane de l'escalier sur laquelle le pied se pose pour utiliser l'escalier.

Chapitre II : Pré -dimensionnement de l'ouvrage.

- **Contremarche**

Face verticale reliant, quand elle existe, deux marches successives.

- **Nez de marche**

Bord extérieur de la marche

- **Palier**

Est le plan horizontal le plus large que les marches courantes, on a

- **Palier de départ (d'arrivée)**

C'est le palier qui est au même niveau que les étages courants.

- **Palier de repos (intermédiaire)**

C'est le palier qui est entre deux volées.

- **Volée**

Ensemble de marches successives, compris entre deux paliers.

- **Ligne de foulée**

Ligne théorique représentant le parcours usuel lorsque l'on emprunte l'escalier.

- ❖ **Calcul de l'escalier**

- **Escalier N°01**

- **Pour l'escalier de RDC**

Caractéristiques géométriques

Hauteur d'étage : $H = 4.08$ m.

- Hauteur de contre marche : $16.5 \leq h \leq 17.5$ \longrightarrow on prendre : $h = 17$ cm.

- On calcul le giron à partir de la formule de BLONDEL :

On a $59 < 2h + g < 66$ donc : $26 \leq g \leq 30$ \longrightarrow on prend : $g = 30$ cm.

- Calcul de nombre de contremarche

n: Nombre de contremarches.

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24 \quad \longrightarrow \quad N_c = 24$$

Donc deux volées contiennent 9 contre marches et 8 marches (a) et une volée contient 6 contre marches et 5 marches(b).

- Calcul de la hauteur réelle de paillasse

Pour la volée (a)

$$h'_a = 9 * 17 = 153 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h' = 1.53 \text{ m.}$$

Pour la volée (b) :

$$h'_b = 6 * 17 = 102 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad h' = 1.02 \text{ m.}$$

- Calcul de la ligne de foulée

Chapitre II : Pré -dimensionnement de l'ouvrage.

Pour la volée (a)

$$L'_a = 30 \cdot 8 = 240 \text{ cm} \longrightarrow L' = 2.4 \text{ m.}$$

Pour la volée (b)

$$L'_b = 30 \cdot 5 = 150 \text{ cm} \longrightarrow L' = 1.5 \text{ m.}$$

- Calcul de l'angle de projection

Pour la volée (a)

$$\text{Tan} \alpha = \frac{h'_a}{L'_a} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

Pour la volée (b)

$$\text{Tan} \alpha = \frac{h'_b}{L'_b} = \frac{1.02}{1.5} = 0.68 \longrightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

- Calcul de la longueur d'une seule volée

Pour la volée (a)

$$L = \frac{h'_a}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 32.52} = 2.85 \text{ m} \longrightarrow L = 2.85 \text{ m.}$$

Pour la volée (b)

$$L = \frac{h'_b}{\sin \alpha} = \frac{1.02}{\sin 34.22} = 1.81 \text{ m} \longrightarrow L = 1.81 \text{ m.}$$

- L'épaisseur de volée

Pour la volée (a)

$$\begin{aligned} \frac{L}{30} &\leq e_v \leq \frac{L}{20} \\ 9.5 \text{ cm} &\leq e_v \leq 14.25 \text{ cm} \\ e_v &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pour la volée (b)

$$\begin{aligned} \frac{L}{30} &\leq e_v \leq \frac{L}{20} \\ 6.03 \text{ cm} &\leq e_v \leq 9.05 \text{ cm} \\ e_v &= 9 \text{ cm} \end{aligned}$$

- L'épaisseur de paillasse

Pour la volée (a)

$$ep \geq \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 32.52} = 14.23 \text{ cm} \longrightarrow ep = 15 \text{ cm}$$

Pour la volée (b)

$$ep \geq \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{9}{\cos 34.22} = 10.88 \text{ cm} \longrightarrow ep = 12 \text{ cm}$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier de RDC

$$e = 15 \text{ cm}$$

- **Escalier N°02**
 - **Pour l'escalier de (S-sol et les étages courant)**

Caractéristiques géométriques

Hauteur d'étage $H = 3.06 \text{ m}$.

- Hauteur de contre marche $h = 17 \text{ cm}$.
- le giron à partir de la formule de BLONDEL $g = 30 \text{ cm}$.
- Calcul de nombre de contremarche $N_c = 18$

Donc les deux volées contiennent 9 contre marches et 8 marches.

- Calcul de la hauteur réelle de paillasse

$$h'_a = 9 * 17 = 153 \text{ cm} \longrightarrow h' = 1.53 \text{ m}.$$

- Calcul de la ligne de foulée

$$L'_a = 30 * 8 = 240 \text{ cm} \longrightarrow L' = 2.4 \text{ m}.$$

- Calcul de l'angle de projection

$$\tan \alpha = \frac{h'_a}{L'_a} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \longrightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

- Calcul de la longueur d'une seule volée

$$L = \frac{h'_a}{\sin \alpha} = \frac{1.53}{\sin 32.52} = 2.85 \text{ m} \longrightarrow L = 2.85 \text{ m}.$$

- L'épaisseur de volée

$$\frac{L}{30} \leq e_v \leq \frac{L}{20}$$
$$9.5 \text{ cm} \leq e_v \leq 14.25 \text{ cm}$$
$$e_v = 12 \text{ cm}$$

- L'épaisseur de paillasse

$$ep \geq \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos 32.52} = 14.23 \text{ cm} \longrightarrow ep = 15 \text{ cm}.$$

Donc on prend l'épaisseur de l'escalier d'étage courant et la S-sol

$$e = 15 \text{ cm}$$

II.1.3. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé servant de base à transmettre les charges aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré-dimensionnement des poutres se fera selon les formules du BAEL et vérifié selon le RPA 2003.

- **Selon le BAEL**

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

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003 (en zone IIa)**

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Avec L : la portée de la poutre

H : hauteur de la poutre

B : largeur de la poutre

- a) **Poutres longitudinales (principale)** $L_{\max} = 4,4\text{m}$

- **Selon le BAEL**

$$29.33\text{cm} \leq h \leq 44\text{cm} \quad h = 40\text{cm}$$

$$16\text{cm} \leq b \leq 32\text{cm} \quad b = 30\text{cm}$$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003**

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

Nous adoptons pour des poutres principales de **(30x40)**

- b) **Poutres transversales (secondaire)** $L_{\max} = 3.9\text{m}$

- **Selon le BAEL**

$$26\text{cm} \leq h \leq 39\text{cm} \quad h = 35\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm} \quad b = 30\text{cm}$$

- **Vérification selon le RPA99 version 2003**

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.2 \leq 4 \quad \text{condition vérifiée}$$

Nous optons pour des poutres de **(30x35)**.

II.1.4. Les voiles

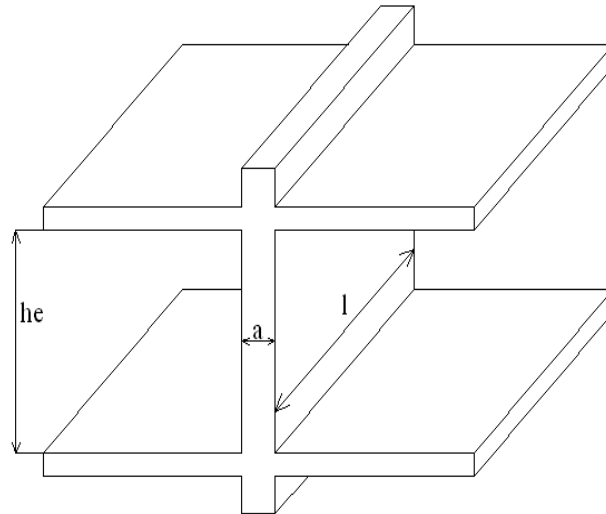


Figure II.3: Coupe de voile en élévation.

Selon le RPA 2003, les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$

l : longueur du voile

a : épaisseur du voile

H_e : Hauteur libre d'étage

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, elle doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités

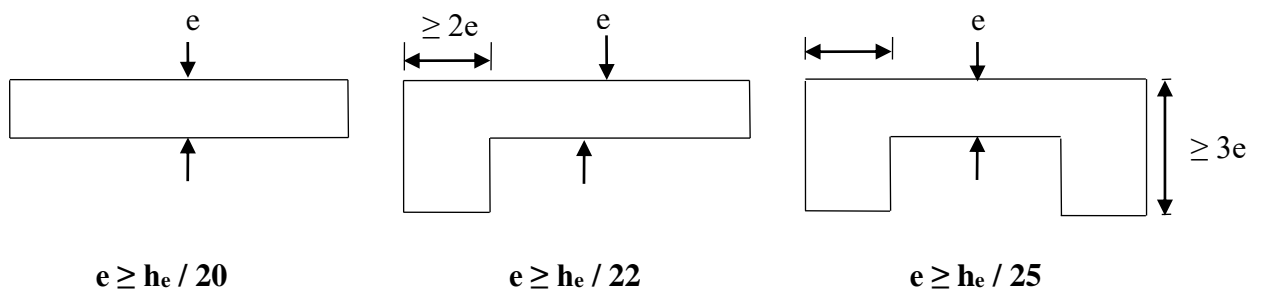


Figure II.4: Coupe de voile en plan.

H_e : Hauteur libre d'étage et de RDC

$H_e = h_{\max} = 4.08 - 0,40 = 3.68 \text{ m} = 368 \text{ cm}$.

$e \geq \max\left(\frac{368}{22}; \frac{368}{25}; \frac{368}{20}\right) e \geq \max(16.73; 14.72; 18.4)$

$e \geq 18.4 \text{ cm}$

On prend : **$e = 20 \text{ cm}$**

II.1.5. Pré dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \dots\dots\dots \text{(Article B.8.4.1 du CBA 93)}$$

D'après les règles **BAEL 91**, la section réduite B_r est donné par :

$$B_r \geq \frac{k * \beta * N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 f_e A}{\gamma_s B_r}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1,1 : \text{ si plus de moitié des charges est appliquées avant 90 jours.} \\ \quad K = 1,2 \text{ et } f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cij} \\ \text{ si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.} \\ K = 1 : \text{ pour les autres cas} \end{array} \right.$$

$\theta =$ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action

$$\theta = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} T > 24h \\ \theta = 0,9 \quad \left\{ \begin{array}{l} 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0,85 \quad \left\{ \begin{array}{l} T < 1h \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right.$$

β : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit

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

$$\beta = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \dots\dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$, (pour que toutes les armatures participent à la résistance)

D'où $\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa} \quad \sigma_s = f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$B_r \geq \frac{1 * 1,2 * N_u}{1 * \frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} * 348} * 10 \geq \frac{1,2 * N_u}{15,78 + 2,96} * 10$$

$$B_r (\text{cm}^2) \geq 0,64 N_u (\text{cm}^2)$$

❖ Descente des charges

A. Charge permanent

a) plancher terrasse

1-Protection en gravillon (e=5cm ; $\rho = 16\text{KN/ m}^3$)	0.8KN/ m ²
2-Etanchéité multiple (e=2cm ; $\rho = 6\text{KN/ m}^3$)	0.12KN/ m ²
3-Forme de pente (e=8cm ; $\rho = 27 \text{KN/ m}^3$).....	1.76 KN/ m ²
4-papier kraft (2 feuille).....	0.5 KN/ m ²
5-isolation thermique en liège (e= 4cm)	0.016 KN/ m ²
6-dalle en corps creux (16+4).....	2 .8 KN/ m ²
7- enduit en plâtre(e=3cm; $\rho = 10 \text{KN/ m}^3$).....	0.3 KN/ m ²

Total : G= 6.3 KN/ m²

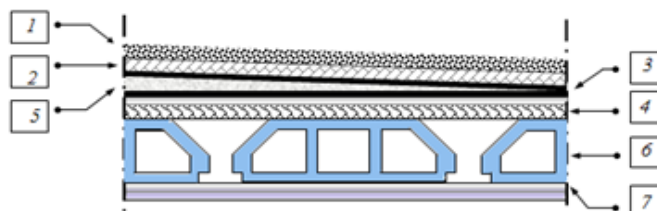


Figure II.5: Constituants d'un plancher terrasse

b) Plancher étage courant (corps creux)

1- Revêtement carrelages en granito.....	1 kN/m ²
2- chape de ciment (ep = 2cm ; $\rho = 22 \text{KN/ m}^3$).....	0.44 KN/m ²
3- Couche de sable (ep = 2cm ; $\rho = 20 \text{KN/ m}^3$).....	0,4 KN/m ²
4- Dalle corps creux (16+4).....	2.8 KN/m ²
5- Enduit de plâtre (ep= 3cm ; $\rho =10 \text{KN/ m}^3$).....	0,30 KN/m ²
6- cloisons de répartition	

Total : G =5.48 KN/m²

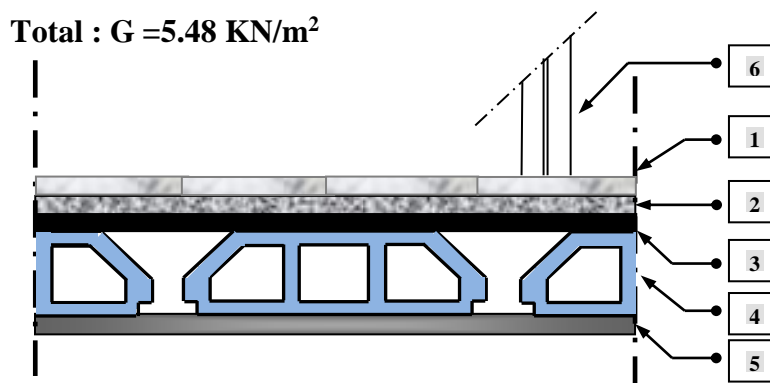


Figure II.6: Constituants d'un plancher courant

c) Mur extérieur

- 1- Brique creux extérieur ($e_p = 10\text{cm}$; $\rho = 9\text{KN/ m}^3$).....0, 90 KN/m^2
- 2- Brique creux intérieur ($e_p = 10\text{cm}$; $\rho = 9\text{KN/ m}^3$).....0, 90 KN/m^2
- 3- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$; $\rho = 10\text{KN/ m}^3$).....0,20 KN/m^2
- 4- Revêtement extérieur ($e_p = 2\text{cm}$; $\rho = 20\text{KN/ m}^3$)0,40 KN/m^2
- 5- L'âme d'air ($e_p = 5\text{cm}$)0.00 KN/m^2

Total : G = 2.4 KN/m^2

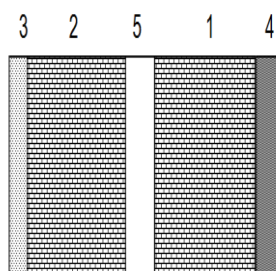


Figure II.7: Constituants d'un mur extérieur.

d) Mur intérieur

- 1- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$; $\rho = 10\text{KN/ m}^3$).....0,20 KN/m^2
- 2- Brique creux intérieur ($e_p = 10\text{cm}$; $\rho = 9\text{KN/ m}^3$).....0, 90 KN/m^2
- 3- Enduit de plâtre ($e_p = 2\text{cm}$; $\rho = 10\text{KN/ m}^3$) 0,20 KN/m^2

Total : G=1.3 KN/m^2

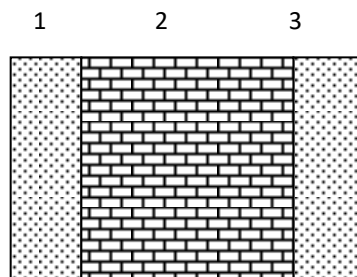


Figure II.7: Constituants d'un mur intérieur.

B. Surcharge d'exploitation

- Plancher terrasse non accessible1.0 KN/m^2
- Plancher étage courant habitation.....1,50 KN/m^2
- Balcons.....3,50 KN/m^2
- Escalier.....2,50 KN/m^2
- Etage commerces.....4 KN/m^2
- Etage services2.5 KN/m^2

Chapitre II : Pré -dimensionnement de l'ouvrage.

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on se refera dans un premier temps au RPA 2003 qui fixe la section minimale d'un poteau en zone II (30x30) cm² pour les poteaux carrés.

Le pré-dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité.

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

Pour tenir compte de poids de maçonnerie et de l'acrotère on doit majorer la surface de 11%

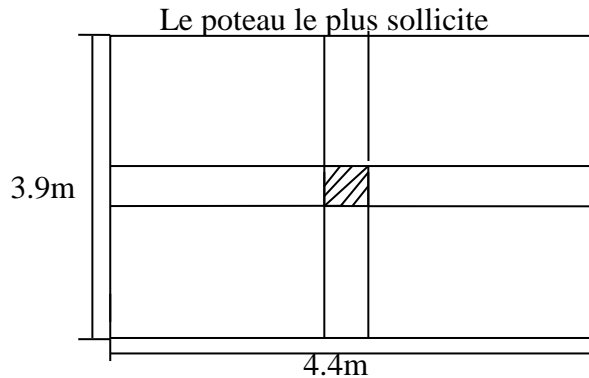
$$S = (2.2+2.2) \times (1.95+1.95)$$

$$S = 17.16 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{majoré}} = 1.1 \times 17.16$$

$$S_{\text{majoré}} = 18.88 \text{ m}^2$$

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) ; \text{ tel que } a = b$$



$$Br = (a - 2)^2 \longrightarrow \sqrt{Br} = a - 2 \longrightarrow a = \sqrt{Br} + 2$$

❖ Vérification des poteaux aux exigences de RPA 99

L'article 7.4.1 de RPA 99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

7eme et 6eme étage (40x40)

Min (b, h) ≥ 30 cm Condition vérifié

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ Condition vérifié

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ Condition vérifié

5eme 4em et 3em étage (45x45)

Min (b, h) ≥ 30 cm Condition vérifié

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ Condition vérifié

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ Condition vérifié

1er et 2eme étage (50x50)

Min (b, h) ≥ 30 cm Condition vérifié

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ Condition vérifié

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ Condition vérifié

RDC et S-sol (55x55)

Min (b, h) ≥ 30 cm Condition vérifié

Min (b, h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ Condition vérifié

Chapitre II : Pré -dimensionnement de l'ouvrage.

$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} = 1 \leq 4$ Condition vérifié

❖ **Vérification au flambement**

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$.

- $l_f = 0.7l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = l_f/i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).
- avec: $I = \frac{bh^3}{12}$, $B = b \cdot h$

Tableau II.1 : Vérification au flambement.

Niveau	La section	$L_f(m)$	$I (m)$	I	$\lambda \leq 50$
Etages 7.6	40x40	$3.06 \cdot 0.7 = 2.14$	0,00213	0,12	17.83 → CV
Etages 4.5. 3	45x45	$3.06 \cdot 0.7 = 2.14$	0,00342	0.13	16.46 → CV
Etage 1.2	50x50	$3.06 \cdot 0.7 = 2.14$	0,00625	0.16	13.38 → CV
RDC et S-sol	55x55	$4.08 \cdot 0.7 = 2.86$	0,00763	0.16	17.88 → CV

Chapitre II : Pré -dimensionnement de l'ouvrage.

Tableau II.2 : Les résultats de la descente de charge.

Niveau	G_{plancher} (kN/m ²)	G_{poutre} (KN)	G_{poteau} (KN)	Q_{plancher} (KN/m ²)	S_{plancher} (m ²)	G_{total} (KN)	$G_{\text{cumulé}}$ (KN)	Q_{total} (KN)	$Q_{\text{cumulée}}$ (KN)
Terrasse	6.3	23.44	/	1	18.88	142.38	/	18.88	/
Niv 7	5.48	23.44	6.89	1.5	18.88	133.79	142.38	28.32	18.88
Niv 6	5.48	23.44	6.89	1.5	18.88	133.79	276.17	28.32	44.37
Niv 5	5.48	23.44	9.37	1.5	18.88	136.27	409.96	28.32	67.03
Niv 4	5.48	23.44	9.37	1.5	18.88	136.27	546.23	28.32	86.85
Niv 3	5.48	23.44	9.37	1.5	18.88	136.27	682.5	28.32	103.84
Niv 2	5.48	23.44	12.24	2.5	18.88	139.14	818.77	47.2	118
Niv 1	5.48	23.44	12.24	2.5	18.88	139.14	957.91	47.2	141.6
Niv RDC	5.48	23.44	20.66	4	18.88	147.56	1097.05	75.52	165.2
S-sol	/	/	15.49	/	/	/	1244.61	/	202.96

Chapitre II : Pré -dimensionnement de l'ouvrage.

Tableau II.3 : Le choix de la section de poteau.

Niveau	N_u cumulé (<i>KN</i>)	B_r (<i>cm</i> ²)	a (<i>cm</i>)	b (<i>cm</i>)	choix ($a \times b$) (<i>cm</i> ²)
terrasse	/	/	/	/	/
Niv 7	220.53	141.14	12	12	40x40
Niv 6	439.38	281.20	18	18	40x40
Niv 5	653.99	418.55	21	21	45x45
Niv 4	867.69	555.32	24	24	45x45
Niv 3	1077.14	689.37	27	27	45x45
Niv 2	1282.34	820.70	30	30	50x50
Niv 1	1505.58	963.57	31	31	50x50
RDC	1728.82	1141	34	34	55x55
S-sol	1984.66	1270.18	36	36	55x55

Calcul des éléments secondaires

Introduction

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Ce chapitre consiste en l'étude des éléments secondaires du bâtiment qui sont :

- Acrotère.
- Escalier.
- Poutre palier.
- Balcon.
- Plancher corps creux.
- La salle de machine.

III.1.Acrotère

L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse, destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

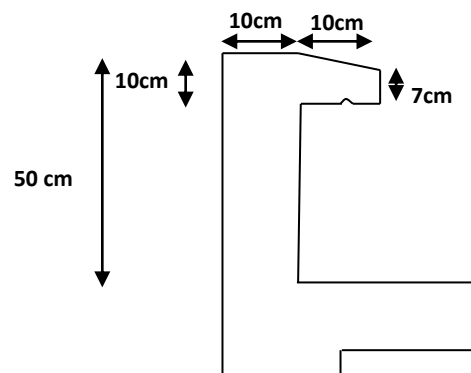


Figure III.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

➤ Les Charges

▪ Le poids propre de l'acrotère

$$G = S \cdot p \longrightarrow G = [(0,5 \times 0,1) + (\frac{0,03 \times 0,1}{2}) + (0,07 \times 0,1)] \cdot 25$$

$$G = 1,46 \text{ KN / ml} \cdot 1 \text{ ml} = 1,46 \text{ KN}$$

▪ La surcharge d'exploitation

$$Q = 1 \text{ KN / ml} = 1 \cdot 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN} \text{ (surcharge due à la main courante)}$$

III.1.1.L'action des forces horizontale

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule

$$F_p = 4C_p \times A \times WP$$

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures.

C_p : Facteur de force horizontale = 0.8 (tableau 6.1).

Wp : Poids propre de l'acrotère pour 1 ml = 1.46 KN/ml.

A : Coefficient d'accélération de la zone A = 0.15 (tableau 4.1, groupe d'usage 2, zone IIa).

D'où $F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.46 = 0.70 \text{ kN/ml}$

$$F_p = 0.70 \text{ KN/ml.}$$

Soit $Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow F_p < Q$ (la condition au séisme est vérifiée)

• Sollicitations

Q : crée un moment de renversement : $M_Q = Q \times H = 1 \cdot 0.5 = 0.5 \text{ KN.m}$

G : crée un effort normale : $M_G = G = 1.46 \text{ KN}$

• Combinaison de charge

➤ l'ELU (1,35G + 1,5Q)

L'effort normal : $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,46 = 1,97 \text{ KN / ml} \longrightarrow N_u = 1,97 \text{ KN / ml.}$

Moment d'encastrement : $M_u = 1,5M_Q = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ KN.m} \longrightarrow M_u = 0,75 \text{ KN. m.}$

L'effort tranchant : $T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.} \longrightarrow T_u = 1,5 \text{ KN.}$

➤ l'ELS (G + Q)

$$N_{ser} = G = 1,46 \text{ KN / ml} \longrightarrow N_{ser} = 1,46 \text{ KN / ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,5 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{ser} = 0,5 \text{ KN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1 \text{ KN} \longrightarrow T_{ser} = 1 \text{ KN}$$

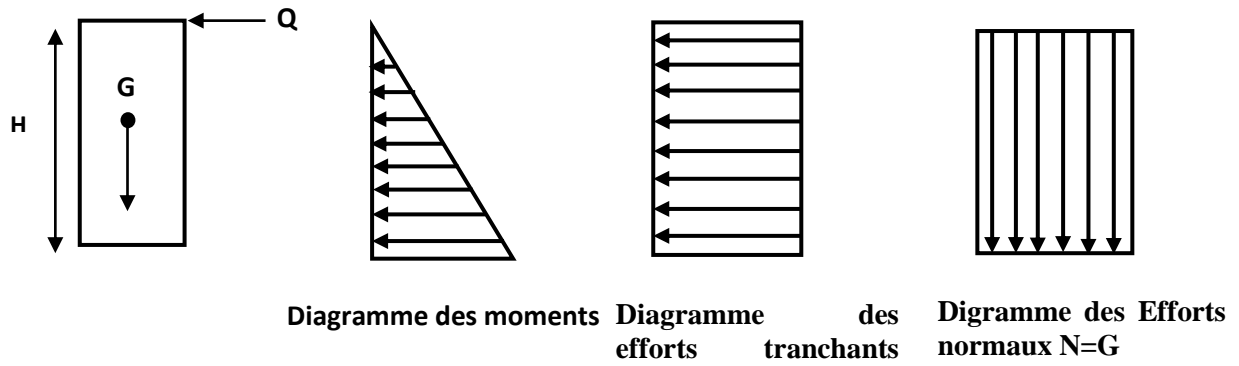


Figure III.2 : Schéma statique da l'acrotère.

III.1.2.Ferrailage

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que les éléments exposés aux intempéries (variation de température, l'eau et la neige...) donc le calcul effectuera à ELU et vérifier à ELS.

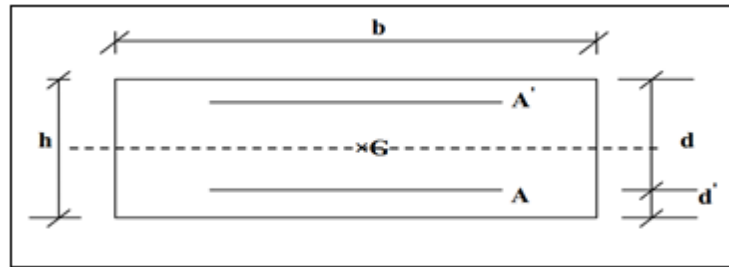


Figure III.3 : Section de calcul d'acrotère.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

Tableau III.1 : Caractéristiques de l'acrotère.

H (m)	L (m)	d' (m)	d (m)	b (m)	f _{c28} (MPa)	f _{t28} (MPa)	f _e (MPa)
0.1	1	0.02	0.09	1	25	2.1	400

1) Calcul des armatures à l'ELU

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{1.97} = 0.38\text{m}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.38 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.42 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravite de la section des armatures.

$$M_{uA} = N_u \times e_A = 1.97 \times 0.42 = 0.83\text{KN.m}$$

M_{uA}:Moment fléchissant ultime par rapport aux aciers tendus.

$$\mu_{BC} = 0.8 \times \frac{h}{d} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{h}{d}\right) = 0.8 \times \frac{0.1}{0.09} \times \left(1 - 0.4 \times \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.5$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.2} = 0.007$$

$$\mu_{bu} < \mu_{BC} \longrightarrow \text{(Section partiellement comprimée)}$$

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_{uA} puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple**

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

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_s} = \frac{0.83}{0.5} = 1.66$$

$$\mu_{lu} = 0.3885$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_{lu} = 0.3885 \longrightarrow A' = 0 \text{ (méthode simplifiée)}$$

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.09 (1 - 0.6 \times 0.007) = 0.089 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{uA}}{z_b \times f_{ed}} = \frac{0.83 \times 10^{-3}}{0.089 \times 348} 10^4 = 0.24 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des aciers en flexion composée**

$$A_U = A_s - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0.24 - \frac{1.97 \times 10^{-3}}{348} 10^4 = 0.183 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1) BAEL91/99**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 9 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2 > A_U = 0.183 \text{ cm}^2 \quad \text{C.N.V}$$

$$\text{Donc on adopte } A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec espacement } s_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \longrightarrow s_t = 20 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement (Art 5.1.1) BAEL91/99**

$$\text{On doit vérifier l'équation suivante } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La fissuration est préjudiciable

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

$$\text{Et } \tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } \tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Pas de risque de cisaillement.

Donc pas besoin d'armatures transversales.

2) Calcul des armatures à L'E.L.S

- Calcul de l'excentricité

$$e_{0\text{ ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0.5}{1.46} = 0.342\text{m} = 34.2\text{cm}$$

$$e_A = \frac{H}{6} = \frac{10}{6} = 1.67\text{cm}$$

$e_0 > e_A$ La section est partiellement comprimée

- Calcul en flexion simple

$$M_{\text{ser A}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \left(d - \frac{H}{2}\right) = 0.5 + 1.46 (0.09 - 0.05) = 0.548\text{KN.m}$$

- La contrainte de béton à E.L.S

$$\sigma_{bc} = 0.6x f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

- La contrainte d'acier à E.L.S

La fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$

Avec $\eta = 1.6$; $f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$; $f_e = 400\text{Mpa}$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63\text{Mpa}$$

- Calcul du moment résistant du béton $M_{\text{ser b}}$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$M_{\text{ser b}} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) b \times d^2 \times \sigma_{bc}$$

$$M_{\text{ser b}} = \frac{1}{2} \times 0.527 \times \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) 1000 \times 90^2 \times 15 = 2.639 \times 10^7 \text{N. mm} = 26.39\text{KN. M}$$

$$M_{\text{ser b}} > M_{\text{ser A}} = 0.548\text{KN. M} \rightarrow \acute{A}_s = 0$$

$$z = d(1 - \bar{\alpha}_1/3) = 9 \times (1 - 0.527/3) = 7.419\text{cm} = 74.19\text{mm}$$

$$A_s = \frac{M_{\text{ser A}}}{z \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.548 \times 10^6}{74.19 \times 201.63} = 36.64\text{mm}^2 = 0.3664\text{cm}^2$$

- Les armatures en flexion composée

$$A_{\text{ser}} = A_s - \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s} = 36.64 - \frac{1.46 \times 10^3}{201.63} = 29.4\text{mm}^2 = 0.294\text{cm}^2$$

3) Condition de non fragilité du béton (Art A.4.2, 1 BAEL91)

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 1000 \times 90 \times 2.1}{400} = 108.675 \text{mm}^2 = 1.08675\text{cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.087\text{cm}^2$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

le choix des barres

$$A_s > \max(A_s ; A_{ser}; A_{min}) > \max(0.3664 ; 0.294 ; 1.087)$$

$$A_s > 1.087 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4\text{HA8 Avec St}=20 \text{ cm}$

4) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{s.\text{adopté}}}{4} = \frac{3.52}{4} = 0.88 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_r = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 4\text{HA8 Avec St}=15 \text{ cm}$

III.1.3.Vérifications

Vérification des contraintes a L'ELS

- **Dans le béton** on doit vérifier $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : La contrainte minimale de flexion dans la section a L'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y.$$

Y : nouvelle position de l'axe neutre.

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

$$\frac{y^2 b}{2} - 15 A_s (d - y) = 0 \longrightarrow y = 2.59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{y^3 b}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \longrightarrow A'_s = 0$$

$$I = \frac{y^3 b}{3} - 15 A_s (d - y)^2 \longrightarrow I = 2748.58 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y = \frac{0.5 \times 10^6}{2748.58 \times 10^4} 2.59 \times 10 = 0.047 \text{ MPa}$$

Donc: $\sigma_{bc} = 0.047 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **C.V**

- **Dans l'acier** on doit vérifier $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{0.5 \times 10^6}{2748.58 \times 10^4} (9 - 2.59) \times 10 = 17.49 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa.}$$

Donc : $\sigma_s = 17.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$ **C.V**

Schéma de ferrailage de l'acrotère

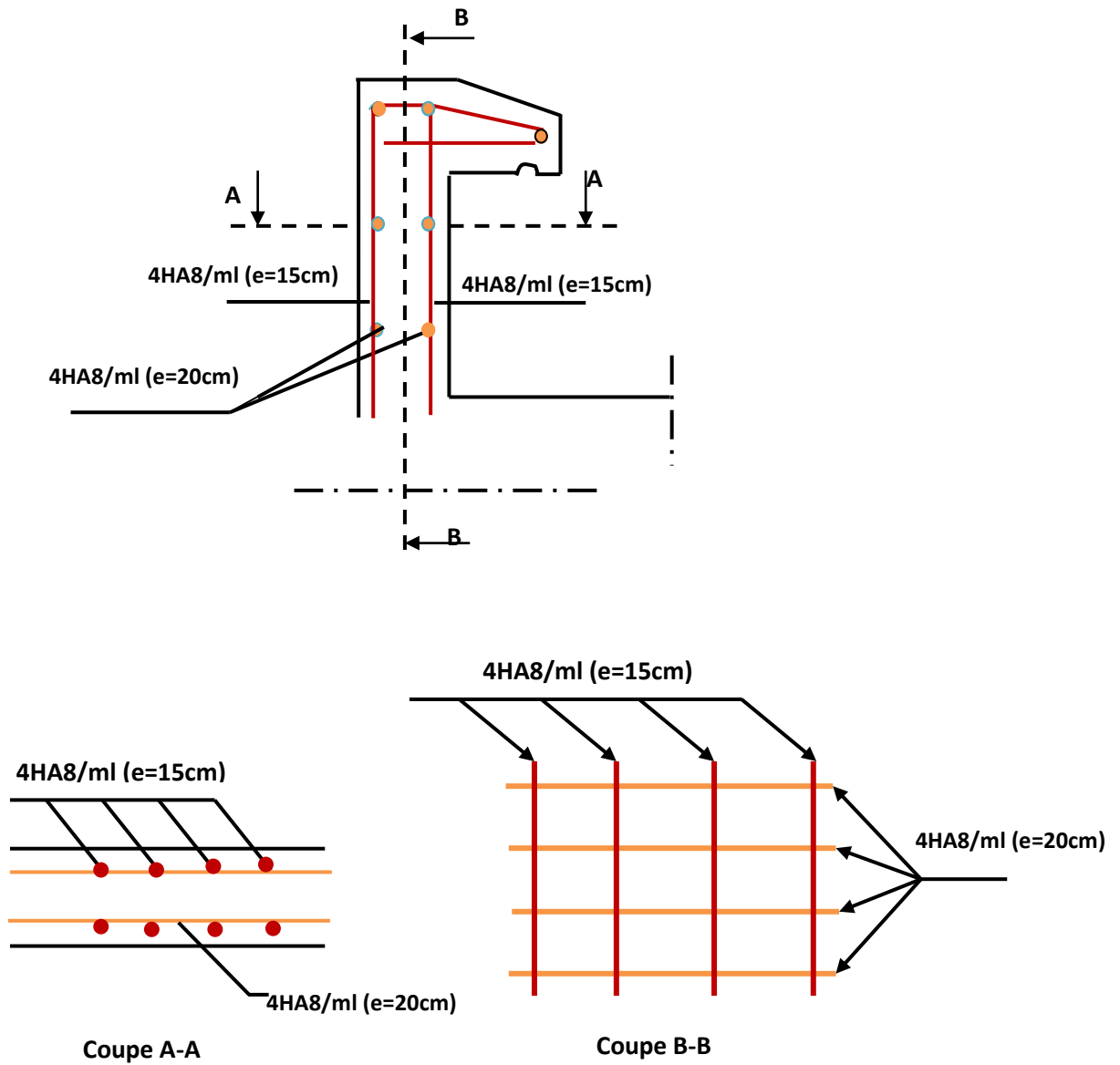


Figure III.4:Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.2.Calcul des escaliers

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

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

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

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

III.2.1.Calcul des sollicitations

• Pour étage courant (e = 15 cm)

• Volée

1- Revêtement carrelages en granito (ep = 2cm ; $\rho = 22 \text{ KN/ m}^3$).....	0.44 kN/m ²
2- chape de ciment (ep = 2cm ; $\rho = 20 \text{ KN/ m}^3$).....	0.40 KN/m ²
3- Couche de sable (ep = 3cm ; $\rho = 18 \text{ KN/ m}^3$).....	0,54KN/m ²
4- paillasse (ep = $\frac{0.15}{\cos 32.93} = 17.87\text{cm}$; $\rho = 25 \text{ KN/ m}^3$).....	4.45 KN/m ²
5- Enduit de ciment (ep= 2cm ; $\rho = 18 \text{ KN/ m}^3$).....	0,36 KN/m ²
6- Marches (ep = 0.17/2 = 0.085 m; $\rho = 22 \text{ KN/ m}^3$).....	1.87 KN/m ²
7- Garde-corps	1KN/m ²

Total: G =9.06KN/m²

• Palier

1- Revêtement carrelages en granito (ep = 2cm ; $\rho = 22 \text{ KN/ m}^3$).....	0.44 kN/m ²
2- poids propre de dalle en B.A (ep = 0.15cm ; $\rho = 25 \text{ KN/ m}^3$).....	3.75 KN/m ²
3- Couche de sable (ep = 3cm ; $\rho = 18 \text{ KN/ m}^3$).....	0,54KN/m ²
4- Chape de ciment (ep= 2cm ; $\rho = 20 \text{ KN/ m}^3$).....	0,40 KN/m ²
5- Enduit de ciment (ep = 2cm; $\rho = 18 \text{ KN/ m}^3$).....	0.36 KN/m ²

Total : G =5.49KN/m²

La charge d'exploitation $Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

III.2.2.Combinaisons des charges

➤ à L'ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

- **Paillasse** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 9.06) + (1.5 \times 2.5) = 15.98 \text{ KN/m}$
- **Palier de repos** : $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.49) + (1.5 \times 2.5) = 11.16 \text{ KN/m}$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

➤ à L'ELS

$$P_s = G + Q$$

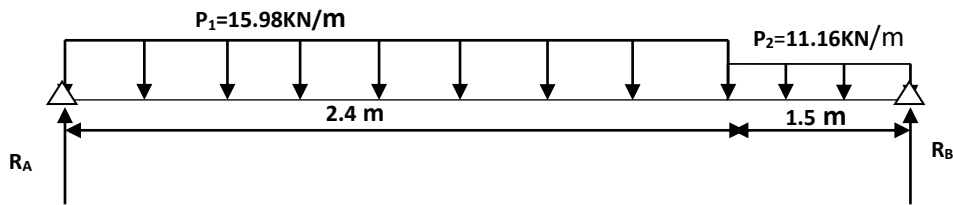
- **Paillasse** : $P_s = G + Q = 9.06 + 2.5 = 11.56 \text{ KN/m}$
- **Palier de repos** : $P_s = G + Q = 5.49 + 2.5 = 7.99 \text{ KN/m}$

a) Calcul des sollicitations

b) à L'ELU

Schéma statique

Calcul des réactions



$$\sum F_y = 0 \rightarrow R_A + R_B = P_1 \times 2.4 + P_2 \times 1.5$$

$$R_A + R_B = (15.98 \times 2.4) + (11.16 \times 1.5) = 50.092 \text{ KN}$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 50.092 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \quad (R_B \times 3.9) - (P_1 \times 2.4^2 / 2) - (P_2 \times 1.5 \times 3.15) = 0 \rightarrow \mathbf{R_B = 25.3213 \text{ KN}}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \quad (R_A \times 3.9) - (P_2 \times 1.5^2 / 2) - (P_1 \times 2.4 \times 2.7) = 0 \rightarrow \mathbf{R_A = 29.7706 \text{ KN}}$$

➤ **Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant**

Tronçon 1 $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$

$$T(x) = -P_1(x) + R_A$$

$$T(x) = -15.98x + 29.7706$$

$$\begin{cases} T(0) = 29.7706 \text{ KN} \\ T(2.4) = -8.58 \text{ KN} \end{cases}$$

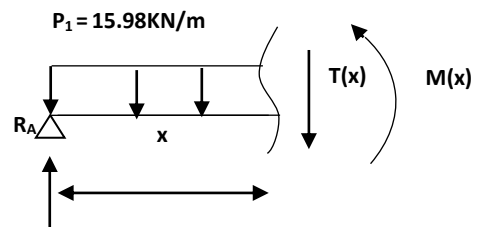
$$M(x) = -P_1(x^2)/2 + R_A(x)$$

$$M(x) = -7.99 x^2 + 29.7706$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 25.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$dM_u(x) / dx = 0 \rightarrow T(x) = -15.98x + 29.7706 = 0$$

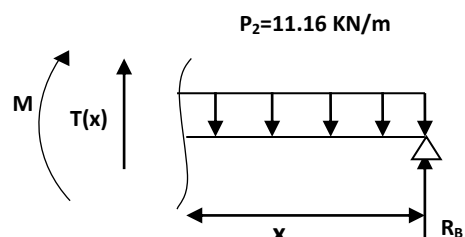
$$x = 1.86 \text{ m} \rightarrow M_{\max} = 27.73 \text{ KN.m}$$



Tronçon 2 $0 \text{ m} \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

$$T(x) = 11.16 x - 25.3213$$



Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\begin{cases} T(0) = - 25.3213 \text{ KN} \\ T(1.5) = - 8.58 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -P_2(x^2)/2 + R_B(x)$$

$$M(x) = -5.58(x^2) + 25.3213(x)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN/m} \\ M(1.5) = 25.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque

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

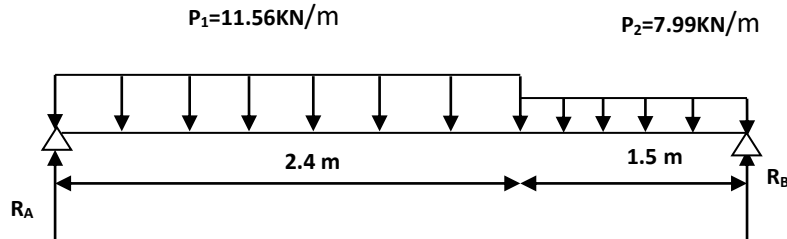
- $M_z^{\max} = 21.48 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 27.73 = - 8.32 \text{ KN.m}$
- En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 21.48 = 23.57 \text{ KN.m}$

Tableaux III.2: Les moments a ELU.

L'ETAT	$M_{\text{appuis}} \text{ (KN.m)}$	$M_{\text{travée}} \text{ (KN.m)}$
ELU	8.32	23.57

➤ à L' ELS

- **schema statique**
- **calcul des réactions**



$$\sum F_y = 0 \longrightarrow R_A + R_B = P_1(2.4) + P_2(1.5)$$

$$R_A + R_B = 11.56(2.4) + 7.99(1.5)$$

$$R_A + R_B = 39.729 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \quad R_B(3.9) - P_1 \frac{(2.4)^2}{2} - P_2(1.5)(3.15) \longrightarrow \mathbf{R_B = 18.21681 \text{ KN}}$$

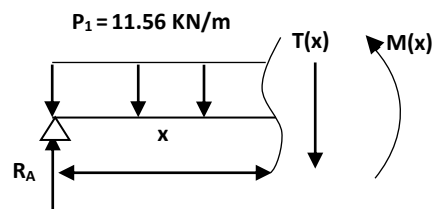
$$\sum M/B = 0 \quad R_A(3.9) - P_2 \frac{(1.5)^2}{2} - P_1(2.4)(2.7) \longrightarrow \mathbf{R_A = 21.5122 \text{ KN}}$$

➤ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

➤ Tronçon 1 $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4$

$$T(x) = - P_1(x) - R_A$$

$$T(x) = - 11.56x + 21.5122$$



Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\begin{cases} T(0) = 21.5122 \text{ KN} \\ T(2.4) = - 6.23 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -P_1\left(\frac{x^2}{2}\right) + R_A(x)$$

$$M(x) = -5.78(x^2) + 21.5122(x)$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(2.4) = 18.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dMu(x)}{dx(x)} = 0 \quad T(x) = - 11.56(x) + 21.5122 = 0 \quad \longrightarrow \quad \mathbf{X = 1.86 \text{ m}}$$

$$M_{\max} = - 5.78 (1.86)^2 + 21.5122 (1.86) \quad \longrightarrow \quad \mathbf{M = 20.02 \text{ KN.m.}}$$

➤ **Tronçon 2** $0 \text{ m} \leq x \leq 1.5$

$$T(x) = P_2(x) - R_B$$

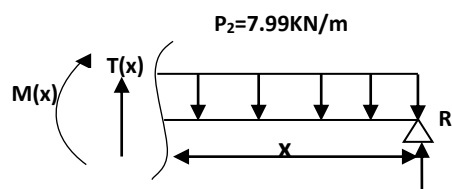
$$T(x) = 7.99 x - 18.21681$$

$$\begin{cases} T(0) = -18.21681 \text{ KN.} \\ T(1.2) = -6.23 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$M(x) = - P_2 \left(\frac{x^2}{2}\right) + R_B(x)$$

$$M(x) = - 3.995x^2 + 18.21681 x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 18.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$



Remarque

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_Z^{\max}$
- En travées : $M_{st} = 0.85 M_Z^{\max}$

Tableau III.3:Les moments a ELS.

L'ETAT	M_{appuis} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)
ELS	6.00	17.02

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

➤ à L'ELU

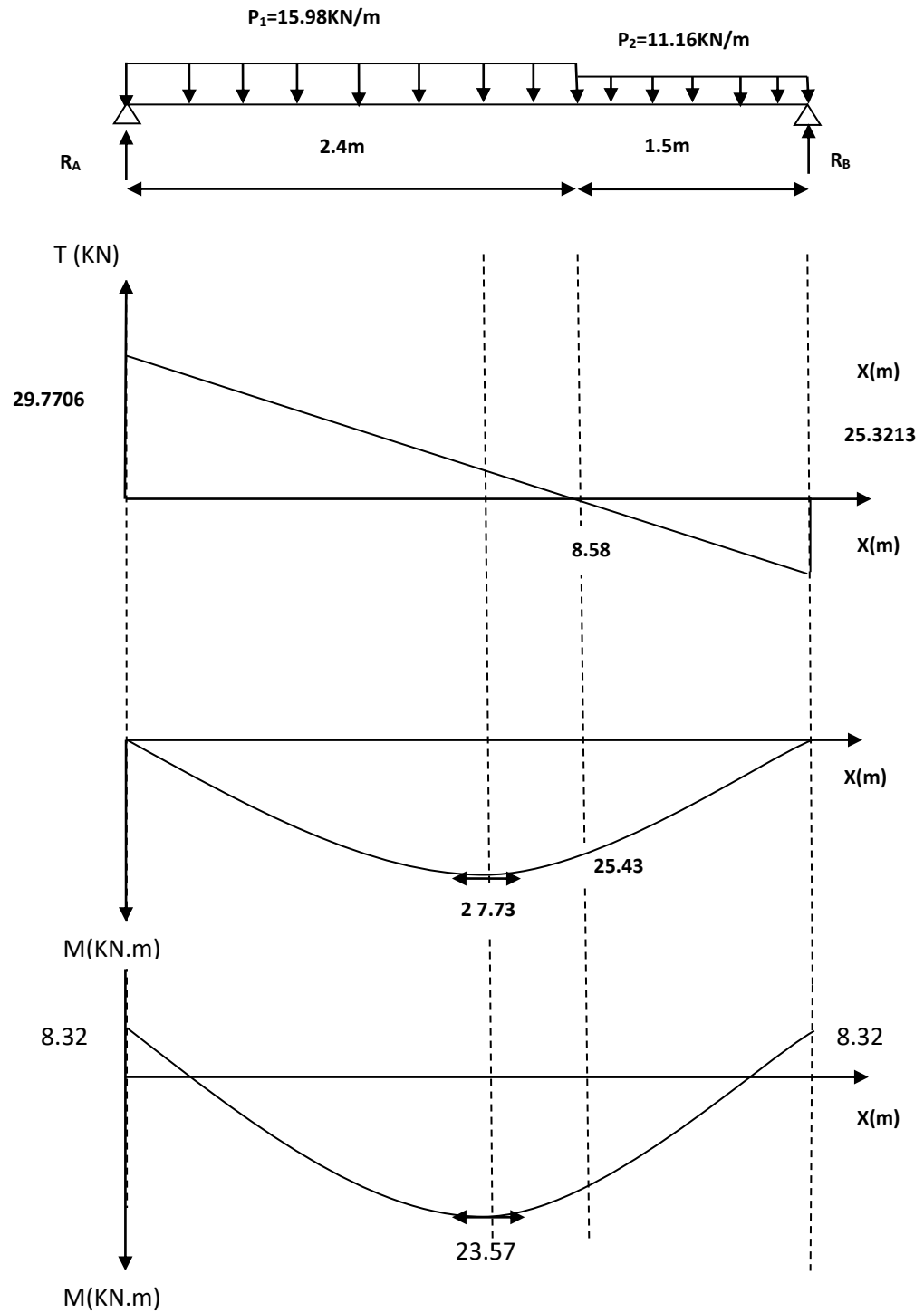


Figure III.5: Diagramme des moments et des efforts tranchants.

➤ à L'ELS

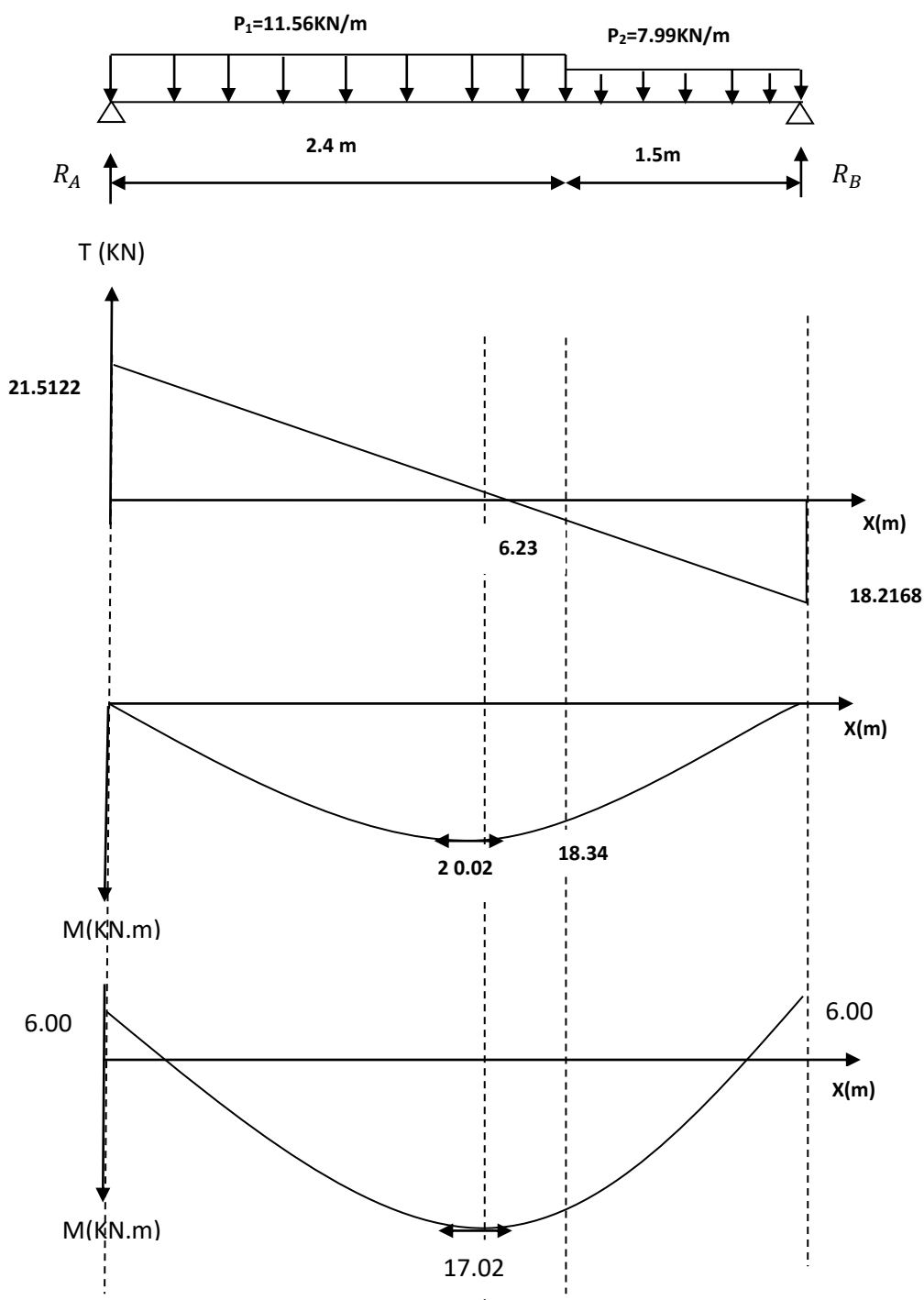
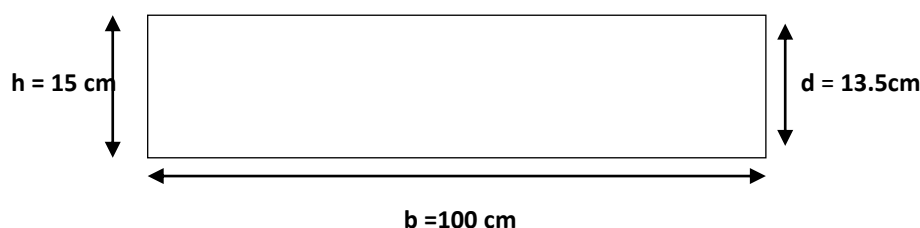


Figure III.6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants.

III.2.3.Ferraillage

a) Calcul du ferraillage à L'ELU

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



- **Calcul des armatures**

- **Aux appuis**

- 1) **Armature longitudinale**

$h = 14 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15$; FeE400; $f_{ed} = 348 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.20 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.32 \cdot 1000}{1 \cdot (135)^2 \cdot 20} = 0.032$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.32}{6.00} = 1.39$$

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

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \cdot 1.39 + 49 \cdot 25 - 3050) = 0.29$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{lu} = 0.29 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ (section simplement armée S. S. A.)}$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < 0.275 \longrightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 \cdot 0.032) = 13.24 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{f_{ed} Z_b} = \frac{8.32 \cdot 1000}{0.1324 \cdot 348} = 180.57 \text{ mm}^2.$$

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopté } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- 2) **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

- **En travée**

- 1) **Armature longitudinale**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.57 \cdot 1000}{1 \cdot (135)^2 \cdot 20} = 0.01$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23.57}{17.02} = 1.38$$

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

$$\mu_{lu} = 10^{-4} (3440 \cdot 1.38 + 49 \cdot 25 - 3050) = 0.292$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\mu_{lu} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < \mu_{lu} = 0.292 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A).}$$

$$\mu_{bu} = 0.01 < 0.275 \longrightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 13.5(1 - 0.6 * 0.01) = 13.42\text{cm.}$$

$$A_l = \frac{M_a}{f_{ed}Z_b} = \frac{23.57 * 1000}{0.1342 * 348} = 504.7\text{mm}^2.$$

$$A_s = 5.05 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopté 5HA12} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

2) Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \longrightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Tableau III.4: Les résultats de ferrillages.

	A_s (cm ²)	$A_s \text{ ado}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	A_r (cm ²)	Choix des barres
Appuis	1.80	3.93	1.63	5HA10	3.14	4HA10
Travée	5.05	5.65	1.63	5HA12	3.14	4HA10

III.2.4. Vérifications

1) Condition de non fragilité

➤ Sur appuis

$$\begin{cases} A_l \geq A_{min} \\ A_t \geq A_{min} \end{cases} \longrightarrow A_{min} = 0.23bdf_{t28}/f_2$$

$$A_{min} = 0.23 * 100 * 13.5 * \frac{2.1}{400} = 1.63\text{cm}^2$$

$$A_l = 3.93\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.63\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.63\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

➤ En travée

$$A_{min} = 0.23 * 100 * 13.5 * \frac{2.1}{400} = 1.63\text{cm}^2$$

$$A_s = 5.65\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.63\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.63\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

2) Vérification des dispositions d'armatures (Art : A.8.2.42. BAEL.91 Version 99)

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes

➤ Sur appuis

• Armature longitudinale

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

Avec : $h =$ l'épaisseur de la paillasse ($h = 15\text{cm}$)

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

• Armature de répartition

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

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{C.V}$$

➤ En travée

• Armature longitudinale

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

Avec $h =$ l'épaisseur de la paillasse ($h = 15\text{cm}$)

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

• Armature de répartition

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

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \quad \text{C.V}$$

3) Vérification de l'effort tranchant (Art : A.5.1.2. BAEL.91 Version 99)

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable ($T_u \text{ max} = 29.7706\text{ KN}$).

Donc il faut vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4\text{ MPA}) = 2.5\text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \square_{ax}}{b*d} = \frac{29.7706*10^3}{1000*135} = 0.220\text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.203\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ Conclusion

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres

(Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime.

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{c28} \quad \Psi_s: \text{coefficient de scellement} (\Psi_s = 1.5 \text{ pour FeE400})$$

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9*d*\sum u_i} < \bar{\tau}_s$$

$\sum u_i = n\pi\emptyset$ (La somme du périmètre utile des barres).

n : nombre des barres

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

\emptyset : Diamètre des barres ($\emptyset = 12\text{mm}$)

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{29.7706}{0.9 \cdot 0.12 \cdot 5 \cdot 3.14 \cdot 12} = 1.46\text{MPa} < \bar{\tau}_s = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 1.46\text{MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15\text{MPa}$$

Conclusion :

Condition vérifier donc Il n'est y a pas de risque d'entraînement des barres.

5) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

- Influence sur le béton (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99)

On doit avoir que :

$$T_{u \max} < \bar{T}_u = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ba$$

Avec

$$a = 0,9 \text{ d} = 0,9 \cdot 15 = 13.5\text{cm} \text{ (longueur de l'appui)}$$

$$T_{u \max} = 29.7706\text{KN}$$

$$\bar{T}_u = 0.4 \cdot \frac{25}{1.5} \cdot 1 \cdot 10.8 \cdot 10 = 720\text{KN}.$$

$$T_{u \max} = 29.7706 \text{ KN} < \bar{T}_u = 720\text{KN} \quad \text{C.V}$$

- Influence sur les armatures longitudinales inférieures

On doit vérifier que :

$$A_{s \text{ appuis}} \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_a}{0.9d}) \quad A_{s \text{ appuis}} = 3.93\text{cm}^2$$

$$T_{u \max} = 29.7706\text{KN}.$$

$$M_a = 8.32\text{KN.m}$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 3.93\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \cdot 10}{400} \left(29.7706 + \frac{8.32}{0.9 \cdot 0.15} \right) = 2.63\text{cm}^2$$

$$A_{s \text{ appuis}} = 3.93\text{cm}^2 \geq 2.63\text{cm}^2 \quad \text{C.V}$$

6) Contrainte de compressions dans le béton ELS (La fissuration est peu nuisible)

➤ Sur appuis

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15. \text{MPa}$$

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K Y$)

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}; A'_s = 0; A_s = 3.93\text{cm}^2$$

$$Y = 15 \frac{A_s}{b} \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7.5(A_s)^2}} - 1$$

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

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Tableau III.5: Vésication des contraintes de compressions (ELS) sur appuis.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Appui	6.00	3.93	7.32*10 ³	3.44	82	2.82	15	C.V

➤ **En travée**

On doit vérifier que

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

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K Y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I}; A'_s = 0; A_s = 5.65\text{cm}^2$$

$$Y = 15 \frac{A_s}{b} \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7.5(A_s)^2}} - 1$$

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

Tableau.III.6: Vérification des contraintes de compression (ELS) en travée.

	Mser (KN.M)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	17.02	5.65	9.78*10 ³	4.01	174	6.98	15	C.V

7) Vérification de la flèche

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées ; il est inutile de calculer la flèche (**BAEL**

B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa} \qquad 3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$1) \frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \qquad \text{C.N.V}$$

$$2) \frac{A}{bd} = \frac{6.79}{100 \cdot 13.5} = 0.005 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \qquad \text{C.V}$$

$$3) \frac{h}{L} = 0.038 < \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0.085 \qquad \text{C.N.V}$$

La première et la troisième condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le **BAEL91** (1) la flèche totale est $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Pour des poutres simplement appuyées

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

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

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

f_{gv} : La flèche instantanée due aux charges permanentes.

E_i : Module de déformation instantanée du béton

E_v : Module de déformation différée du béton

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

I_{fi} ; I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

$M_{g\ ser}$: Moment du aux charges permanentes

$M_{gq\ ser}$: Moment du aux charges permanentes et charge d'exploitation.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\lambda_i} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\mu\lambda_v} \end{array} \right. \quad \text{Moments d'inertie fictifs}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} = 0.4\lambda_i \quad \text{Pour la déformation déferée.} \end{array} \right.$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0d} \quad \mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s+f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau III.7:Les résultats de Calcul des moments d'inertie.

	M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
Poutre	20.01	6.79	0.024	218.29	0.88	0.35	0,104	31790	32037	30673.5

• **Calcul des modules de déformation**

$$E_i = 11000f_{c28}^{1/3} = 3.18 \cdot 10^4 \text{MPa.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 1.06 \cdot 10^4 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Donc } f_i = 0.189 \text{cm} \\ \quad \quad f_v = 0.591 \text{cm} \end{array} \right\} \Delta f_t = f_v - f_i = 0.4 \text{cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{310}{500} = 0.62 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = 0.4 \text{cm} \leq \bar{f} = 0.62 \text{cm} \quad \text{C.V}$$

Schéma de ferrailage d l'escalier

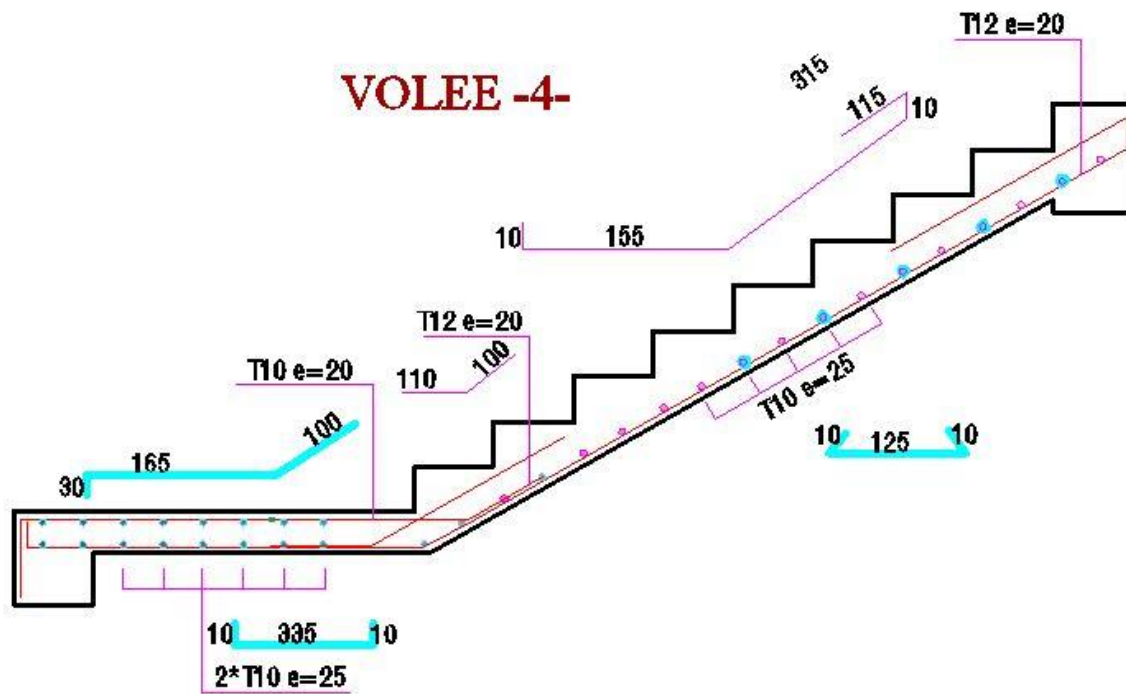
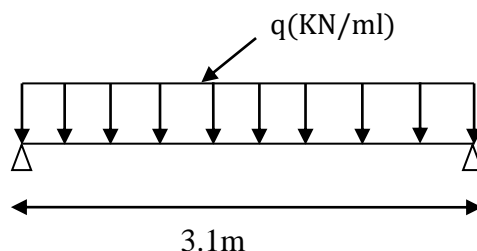


Figure III.7 : Schéma de ferrailage escalier étage courant.

III.3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.



La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.3.1. Pré dimensionnement de la poutre palière Selon le BAEL 91

Les dimensions de la poutre sont

$$\square \quad \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 20.07\text{cm} \leq h \leq 30.1\text{cm}$$

On adopte : $h = 35\text{cm}$.

$$\square \quad 0.4h \leq b \leq 0.8h \longrightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On adopt: $(b \times h) = (30 \times 35)$.

➤ **Verification**

$$\text{Le RPA99 préconise} \quad \left\{ \begin{array}{ll} h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm} & \text{C.V} \\ b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{C.V} \\ \frac{h}{b} 1.4\text{cm} \leq 4 \text{ cm} & \text{C.V} \end{array} \right.$$

Nous prenons $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

III.3.2. Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à

1. Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.
2. Son poids propre le long de la poutre $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$.
3. Poids de la maçonnerie $G_{\text{maç}} = 2.2 (3.06 - 0.35) \frac{1}{2} = 2.981 \text{ KN/ml}$.
4. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier
 - **ELU** $R_b = 25.3213 \text{ KN}$.
 - **ELS** $R_b = 18.21681 \text{ KN}$

❖ **Combinaison de charge**

➤ **À l'ELU**

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.625 + 2.981) + 25.3213 = 32.89 \text{ KN/ml}.$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

➤ À l'ELS

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 2.625 + 2.981 + 18.21681 = 23.82 \text{ KN/ml.}$$

III.3.3. Calcul des sollicitations

➤ À l'ELU

- **Moment isostatique**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 32.89 * \frac{(3.1)^2}{8} = 39.51 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{32.89 \times 3.1}{2} = 50.98 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 * 39.51 = -11.85 \text{ KN.m} \longrightarrow M_a = -11.85 \text{ KN.m}$

Sur travée $M_t = 0.85 M_0 = 33.58 \text{ KN.m} \longrightarrow M_t = 28.54 \text{ KN.m}$

➤ À l'ELS

- **Moment isostatique**

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 23.82 * \frac{(3.1)^2}{8} = 28.61 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$T_s = q_s \frac{L}{2} = 23.82 * \frac{3.1}{2} = 36.92 \text{ KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement:

Sur appuis $M_a = -0.3 M_0 = -8.58 \text{ KN.m}$

Sur travée $M_t = 0.85 M_0 = 24.32 \text{ KN.m}$

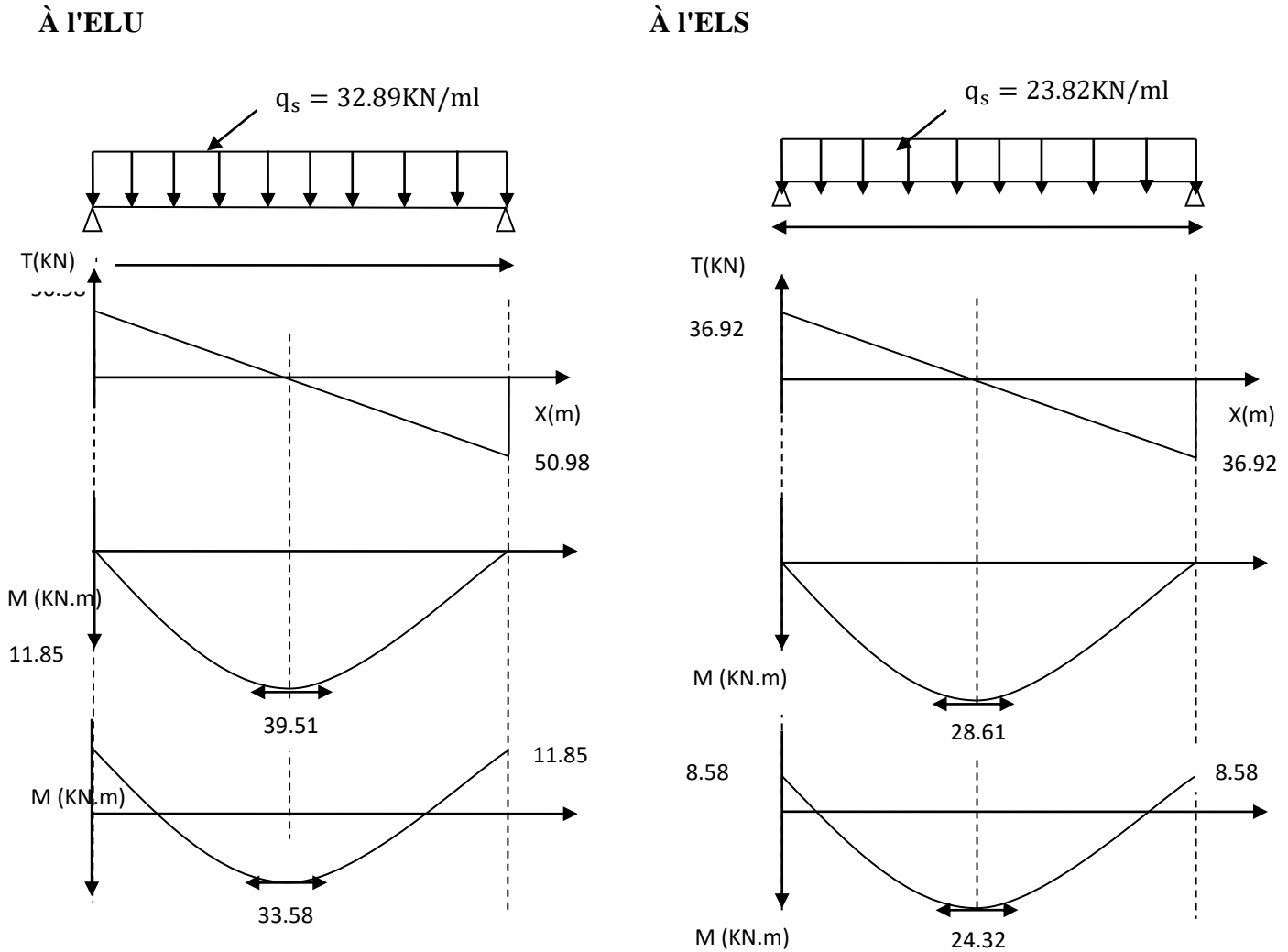


Figure III.8: Diagramme des moments et des efforts tranchants.

III.3.4. Ferrailage

1) Calcul des armatures

➤ en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{8.58 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.32^2 \cdot 14.2} = 0.019$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{11.85}{8.58} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.288$$

$$\mu_{lu} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < \mu_{lu} = 0.288 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A.)}$$

$$\mu_{bu} = 0.019 < 0.275 \longrightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.315(1 - 0.6 \cdot 0.019) = 0.31\text{m.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{f_{ed}Z_b} = \frac{8.58 \cdot 10}{0.31 \cdot 348} = 0.79\text{cm}^2.$$

$$A_s = 0.79\text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on adopté } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 2.26 + 4.62 = 6.88\text{ cm}^2$$

➤ En travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{24.32 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.32^2 \cdot 14.2} = 0.06$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{28.54}{24.32} = 1.17$$

$$\mu_{lu} = 10^{-4}(3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) = 0.220$$

$$\mu_{lu} = 0.220$$

$$\mu_{bu} = 0.06 < \mu_{lu} = 0.220 \longrightarrow A'_s = 0 \text{ (section simplement armée S.S.A.)}$$

$$\mu_{bu} = 0.06 < 0.275 \longrightarrow \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.315(1 - 0.6 \cdot 0.070) = 0.30\text{m.}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_{ed}Z_b} = \frac{24.32 \cdot 10}{0.30 \cdot 348} = 2.33\text{cm}^2.$$

$$A_s = 2.33\text{cm}^2 \longrightarrow \text{on adopté } 3\text{HA}14 + 2\text{HA}12 = 2.26 + 4.62 = 6.88 \text{ cm}^2$$

III.3.5. Vérification à l'ELU

- **Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)**

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 31.5 \frac{2.1}{400} = 1.14\text{cm}^2.$$

$$\text{En appuis } A_a = 6.88\text{cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

$$\text{En travée } A_t = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{u \max} = 50.98 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.5 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc: Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres (Art : A.6.1.3. BAEL.91 Version 99)**

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0.9 d \sum_{i=1}^n U_i} < \tau_s = \Psi_s f_{c28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour FeE400}$$

$\sum U_i$: somme du perimetre utile des barres

n : nombre des barres

\emptyset : diametre des barres ($\emptyset = 12\text{mm}$)

$$\tau_s = \frac{50.98 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 350 \cdot 3 \cdot \pi \cdot (12)} = 1.43 \text{ Mpa}$$

$$\tau_s = \Psi_s f_{tj} = \Psi_s f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\overline{\tau_s} = 1.5(2.1) = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 1.43 \text{ MPa} < \overline{\tau_s} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc : pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5.1.3.13. BAEL.91**

Version 99)

$$T_{u \max} \leq \overline{T_u} = 0.4x \frac{f_{c28}}{\gamma_b} x b x a$$

Avec :

a = 0,9d (longueur de l'appui)

$$T_{u \max} = 50.98 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 0.4 * \frac{25}{1.5} * 0.9 * 35 * 30 * 10^{-1} = 630 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 50.98 \text{ KN} \leq \overline{T_u} = 630 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que

$$A_{s \text{ appuis}} \geq \frac{1.5}{f_e} \left[T_u + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{s \text{ appui}} = 6.88 \text{ cm}^2$$

$$T_{u \max} = 50.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 11.85 \text{ KN.m}$$

$$A_{s \text{ appui}} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left(50.98 + \frac{11.85}{0.9 \times 0.35} \right) = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 6.88 \text{ cm}^2 \geq 2.55 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- **Calcul des armatures transversales**

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(31.5, 40) = 31.5 \text{ cm} \longrightarrow St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \longrightarrow A_t \geq \frac{b \times S_t \times 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{30 \times 20 \times 0.4}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des Ø10 pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

III.3.6. Vérification à L'ELS

- **Etat limite de déformation (la flèche) (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99).**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{310} = 0.113 > 0.0625 \quad \text{CV}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{2.55}{30 \times 31.5} = 0.003 < 0.0105 \quad \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow 0.113 > 0.085 \quad \text{CV}$$

Tel que M_t : moment dans les travers

M_0 : moment d'une poutre isostatique

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Contrainte de compression dans le béton ELS**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = K Y$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} ; A'_s = 0 ; A_s = 6.88\text{cm}^2$$

$$Y = 15 \frac{A_s}{b} \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7.5(A_s)^2}} - 1$$

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

Tableau III.8: Vérification des contraintes a ELS.

	M ser (KN.M)	As (cm²)	I (cm⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	24.32	6.88	56.47x10 ³	11.68	43.06	5.03	15	C. V
Appui	8.58	6.88	56.47x10 ³	11.68	15.19	1.77	15	C. V

Le diamètre des armatures transversales est de

$$\emptyset \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \emptyset_L ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset \leq \text{Min}(10\text{mm}; 12\text{mm}; 30\text{mm})$$

On adopte : $\emptyset_t = 10\text{mm}$

$A_t = n_t \emptyset_t$: section des armatures transversales

$$n_t = 2$$

Alors on adopte $2\emptyset_{10}$; $A_t = 1,57\text{cm}$

➤ **Espacement S_t**

D'après le **BAEL91** (1)

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{b(\tau_u - 0.3 f_{t28} k)}{0.8f_e}$$

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d; 40\text{cm})$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{MPa} \right)$$

On adopte $S_t = 20\text{cm}$

III.3.7. Etude de la poutre à la torsion (Selon BAEL91 révisé99)

a) Armatures longitudinales

$$M_{\text{tor}} = 6.44 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{cm}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{m}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$A_{tor} = \frac{1.15 \times 100 M_{tor} \Omega}{2 \mu f_e} = \frac{1.15 \times 100 \times 8.32 \times 0.075 \times 10^{-2}}{2 \times 1.1 \times 400} = 8.15 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{tor} = 8.15 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8.15 \text{ cm}^2$$

b) Contrainte de cisaillement due à la torsion

$$\tau_{uTot} = \frac{0.01 \times M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{0.01 \times 8.32 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 11.09 \times 10^{-3} \text{ MPa}$$

$$\tau_{uTot} = \sqrt{\tau_{utor}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{(11.09 \times 10^{-3})^2 + 0.5^2} = 0.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{uTot} = 0.5 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

c) Armatures transversales

$$A_{tr tor} = \frac{1.15 \times M_{tor} \times S_t}{2 \Omega f_e} = \frac{1.15 \times 8.32 \times 0.2 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 400} = 3.19 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.319 \text{ cm}^2$$

Avec: $S_t = 20 \text{ cm}$

2) Ferrailage final de la poutre palière

a) Armatures longitudinales

En travée

$$A_S = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{8.15}{2} = 7.47 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$A_S = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 3.39 + \frac{8.15}{2} = 7.47 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales

$$A = A_{tr tor} + A_t \longrightarrow A = 0.319 + 0.7 = 1.02 \text{ cm}^2.$$

Schéma de ferrailage de la poutre palière

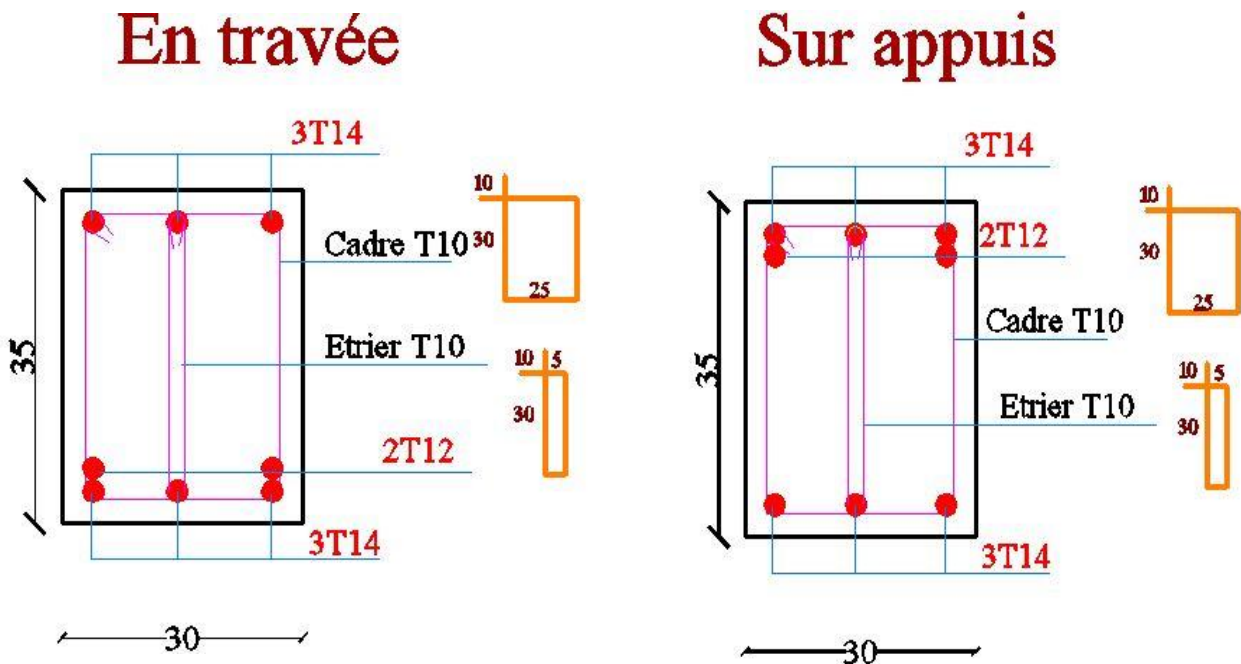


Figure III .9: Ferrailage de la poutre palière.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.4. Etude du balcon

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L=1.35\text{m}$ et d'épaisseur $e \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$ on adopte $e=15\text{cm}$, encasté à son extrémité .le balcon est ex posé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

III.4.1. Charges et surcharges

- Charges permanentes (dalle pleine).

1-carrelage en granito ($e=2\text{cm}$; $\rho= 22 \text{ KN/m}^2$).....0.44KN/m².

2-couche de mortier ($e=2\text{cm}$; $\rho= 20 \text{ KN/m}^2$).....0.4KN/m².

3-couche de sable ($e=2\text{cm}$; $\rho= 18 \text{ KN/m}^2$).....0.36KN/m².

4-dalle en béton armée($e=15\text{cm}$; $\rho= 25 \text{ KN/m}^2$).....3.75KN/m².

5-enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho= 10 \text{ KN/m}^2$).....0.2KN/m².

$$\mathbf{G=5.15KN/m^2.}$$

- Charge d'exploitation $\mathbf{Q= 3.5 \text{ KN/m}^2}$.
- Charge due à la main courate $\mathbf{P= 1 \text{ KN/m}^2}$.

➤ Calcul de sollicitation

- à L'ELU

$$q_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 1.35 \cdot 5.15 + 1.5 \cdot 3.5 = 12.2 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pu} = 1.5 \cdot p = 1.5 \cdot 1 = 1.5 \text{ KN.}$$

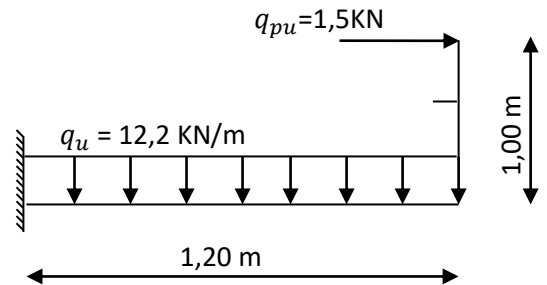
$$M_u = q_{pu} \cdot 1 + q_u \left(\frac{1.20^2}{2} \right) = 1.5 \cdot 1 + 12.2 \cdot 0.72 = 10.28 \text{ KN.m.}$$

- à L'ELS

$$q_{ser} = G + Q = 5.15 + 3.5 = 8.65 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{pser} = p = 1 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = q_{pser} \cdot 1 + q_{ser} \left(\frac{1.20^2}{2} \right) = 1 \cdot 1 + 8.65 \cdot 0.72 = 7.23 \text{ KN.m.}$$



III.4.2. Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, libre d'un coté et encasté d'un autre.

- Armature longitudinale**

En suivant l'organigramme récapitulatifs pour le dimensionnement des armatures (article 8.1.pratique du B.A.E.L91).

$$b_0 = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 \cdot 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.28 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.120^2 \cdot 14.2} = 0.0503.$$

$$\mu_{bu} = 0.0503 < \mu_{lu} = 0.303 \longrightarrow A' = 0.$$

Ainsi : $\mu_{bu} = 0.0503 < 0.275 \longrightarrow$ méthode simplifiée pour calculer Z_b .

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 12 (1 - 0.6 * 0.0503) = 11.64 \text{ cm.}$$

$$A_u = \frac{M_u}{Z_b * f_{ed}} = \frac{10.28 * 10}{0.1164 * 348} = 2.54 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 = 5\text{HA}10 \longrightarrow$ Avec $S_t = 25\text{cm}$.

- **Armature de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

On prend $A_r = 1.57 \text{ cm}^2 = 4\text{HA}8. \longrightarrow$ Avec $S_t = 30\text{cm}$.

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 * \frac{f_{t28}}{f_e} * b * d = 0.23 * 1000 * 120 * \frac{2.1}{400} = 144.9 \text{ mm}^2 = 1.45 \text{ cm}^2.$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

III.4.3. Vérification

➤ **Vérification des contraintes à L'ELS**

- **Dans le béton** on doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$M_{ser} = 7.23 \text{ KN.m.}$$

$$Y = 15 \frac{A_s}{b} \sqrt{1 + \frac{b * d * A_s}{7.5 (A_s)^2}} - 1 \quad Y = 3.22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{y^3 b}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \longrightarrow A'_s = 0 \quad I = 5657.24 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * Y = \frac{7.23 * 10^6}{5657.24 * 10^4} * 32.2 = 4.12 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.12 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{C.V}$$

- **Dans l'acier**

$$\sigma_s = n * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 15 * \frac{7.23 * 10^6}{5657.24 * 10^4} * (135 - 32.2) = 197.07 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 197.07 \text{ MPa.} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.} \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification des espacements des barres**

- **Armatures longitudinales**

$$S_l = \min (3 * h ; 33 \text{ cm}). \longrightarrow S_l = \min (3 * 15 ; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_l = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

- **Armatures des répartitions**

$$S_l = \min (3 * h ; 33 \text{ cm}). \longrightarrow S_l = \min (3 * 15 ; 33 \text{ cm}) = \min (45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_l = 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification à effort tranchant**

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 * 0.9 * d} \leq \min (0.15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$$

$$V_u = q_u * L = 12.2 * 1.20 = 14.64 \text{ KN.}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\tau_{u \max} = \frac{V_{u \max}}{b_0 * 0.9 * d} = \frac{14.64 * 10^3}{0.9 * 120 * 10^3} = 0.136 \text{MPa.}$$

$$\tau_{u \max} = 0.34 \text{MPa} < \min(0.15 * \frac{25}{1.5}; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa.} \quad \text{C.V}$$

➤ Contrainte d'adhérence

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u}{\sum U_i * 0.9 * d} \leq \gamma_s * f_{t28} \quad \text{Avec } \gamma_s = 1.5.$$

$$\gamma_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{MPa.}$$

$$\sum U_i = n * \pi * \phi = 4 * 3.14 * 10 = 125.6 \text{mm.}$$

$$\tau_{u \max} = \frac{V_u}{\sum U_i * 0.9 * d} = \frac{14.64 * 1000}{0.9 * 120 * 125.6} = 1.08 \text{MPa.} < \gamma_s * f_{t28} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} = 0.125 \geq \frac{1}{10} * \frac{M_t}{M_0} = \frac{7.23}{10 * 7.23} = 0.1 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{b * d} = \frac{3.93}{100 * 12} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{C.V}$$

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

➤ Calcul de l'ancrage

$$L_s = \frac{\phi}{4} * \frac{f_e}{\tau_{su}} \longrightarrow \tau_{su} = 0.6 * \phi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.84 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{1}{4} * \frac{400}{2.84} = 35.21 \text{cm} > b = 30 \text{cm.}$$

Donc il est nécessaire de prévoir des crochets à la fin de chaque armature longitudinale.

Schéma de ferrailage de balcon

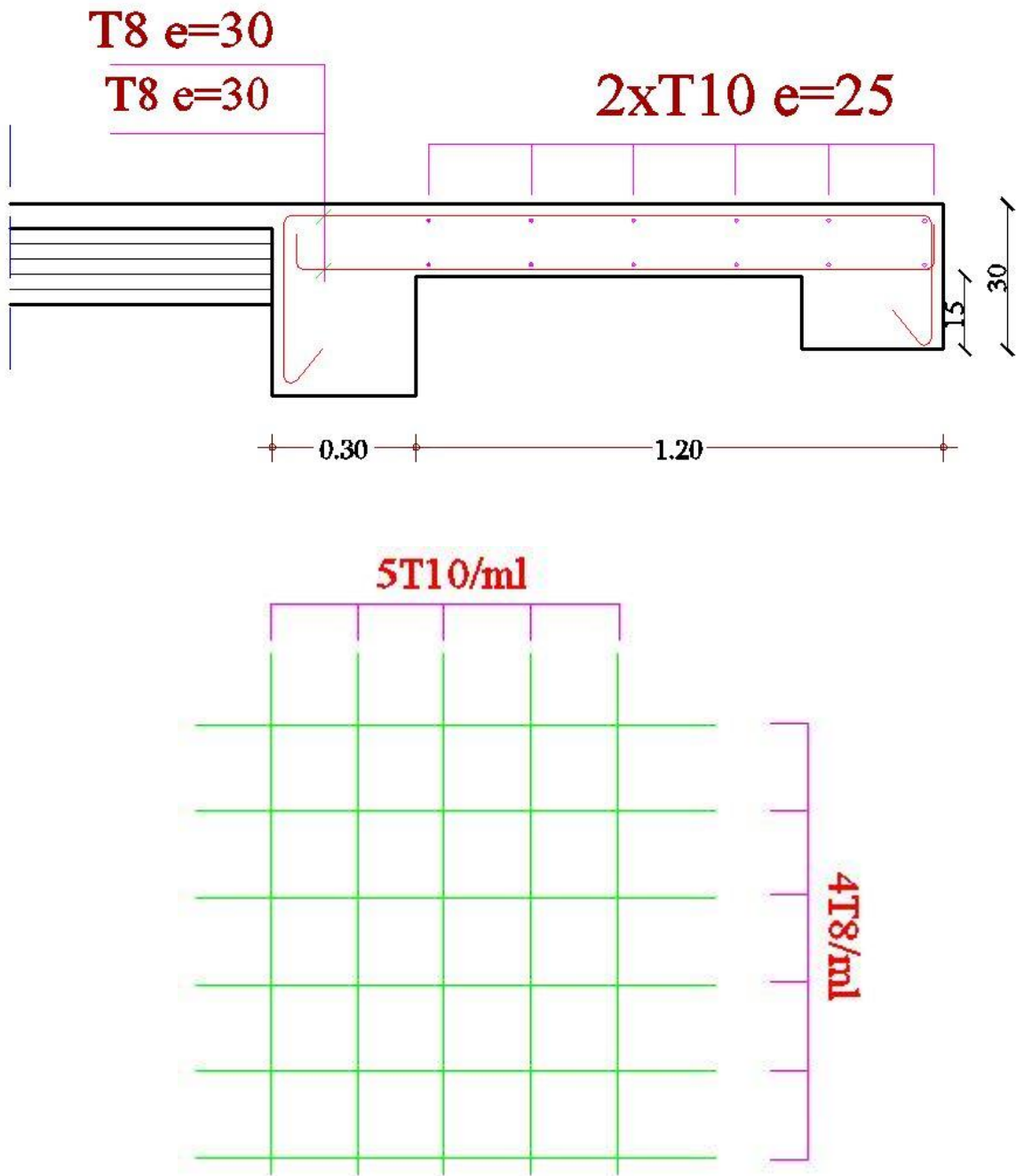


Figure III.10: Schéma de ferrailage de balcon.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.5. Calcul des planchers

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, le plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 cm avec un poids de 0.95 kN/m².

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but
 - ✓ Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - ✓ Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

III.5.1. Ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- ✓ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).
- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

Soit : $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Avec un espacement $st = 20 \text{ cm.}$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp} \cdot L}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit : $A_{//} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$ Avec un espacement $st = 20 \text{ cm.}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension

(4 × 5 × 200 × 200) mm.

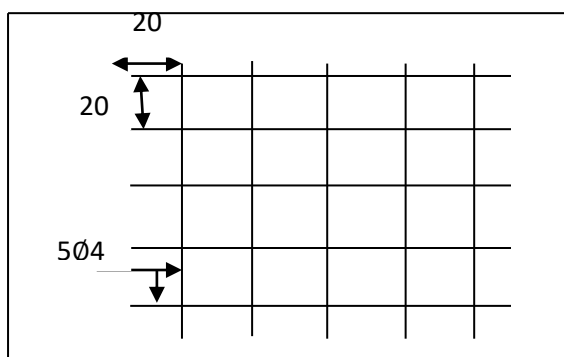


Figure III.11. Treillis soudés (200x200).

III.5.2. Etude de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie, dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives.

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes

III.5.2.1. Avant coulage de la dalle de compression (section rectangulaire)

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion ; elle doit supporter en plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m² et celui de la main d'œuvre.

- **Poids propre de la poutrelle**

$$G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml.}$$

- **Poids du corps creux**

$$G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml.}$$

La charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.62 + 0.12 = 0.74 \text{ KN/ml.}$

La surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN / ml.}$

➤ **Calcul à l'ELU**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

$$q_u = 1.35 \times 0.75 + 1.5 \times 0.65 = 1.99 \text{ KN/ ml.}$$

$$q_u = 1.99 \text{ KN/ml}$$

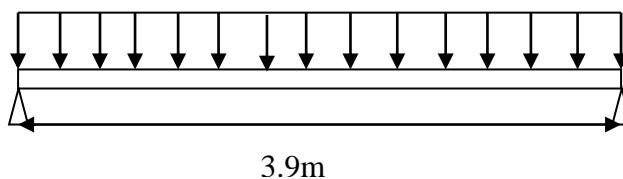


Figure III.12. Schéma isostatique de la poutrelle à L'ELU.*

➤ **Calcul à l'ELS**

$$q_s = 0.75 + 0.65 = 1.4 \text{ KN / ml.}$$

$$q_s = 1.4 \text{ KN/ml}$$

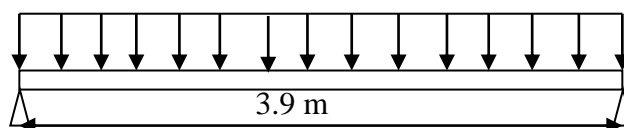


Figure III.13. Schéma isostatique de la poutrelle à L'ELS.

- **Calcul des armatures a L'ELU**

$$\text{Calcul du moment en travée : } M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 1.99 \frac{3.9^2}{8} = 3.78 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Calcul de l'effort tranchant : $T_u = q_u \frac{l}{2} = \frac{1.99 \times 3.9}{2} = 3.88 \text{ KN}$.

Ferraillage $b = 12 \text{ cm}$, $c = 2 \text{ cm}$, $h = 4 \text{ cm}$, $d = 0.9 h = 3.6 \text{ cm}$ (d : hauteur utile).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} .$$

$$\mu_{bu} = \frac{3.78 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.036^2 \times 14.2} = 1.71$$

$\mu_{bu} > \mu_r = 0.392$ (la section est doublement armée $A \neq 0$; $A' \neq 0$).

❖ Conclusion

La section de la poutrelle est petite, par conséquent, on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étais intermédiaires pour la conforter (l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression), de manière à ce que les armatures comprimées ne lui soient pas utiles.

III.5.2.2. Après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire avec la dalle, elle sera calculée comme une poutre en T, elle sera donc sur des appuis continus et elle travaille hyper statique .

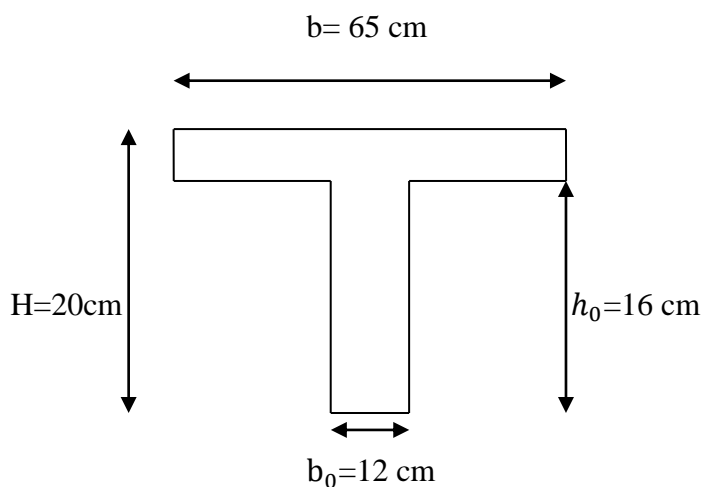


Figure III.14. Section transversale de la poutrelle.

Tableau III.9: Les sollicitations des planchers.

Plancher	$G (/m^2) \times 0.65$ (KN/ml)	$Q (/m^2) \times 0.65$ (KN/ml)	q_u (KN/ml)	q_{ser} (KN/ml)
terrasse inaccessible	4.1	0.65	6.51	4.75
Etage courant (habitation)	3.56	0.98	6.28	4.54
Etage courant (service)	3.56	1.62	7.24	5.18
RDC (commerciale)	3.56	2.6	8.71	6.16

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Pour le calcul des poutrelles on prend le cas le plus défavorable (plancher RDC) en

considérant la file des poutrelles la plus longue avec $q_u = 8.71$ (KN/ml)

$q_{ser} = 6.16$ (KN/ml)

III.5.3. Calcul des poutrelles

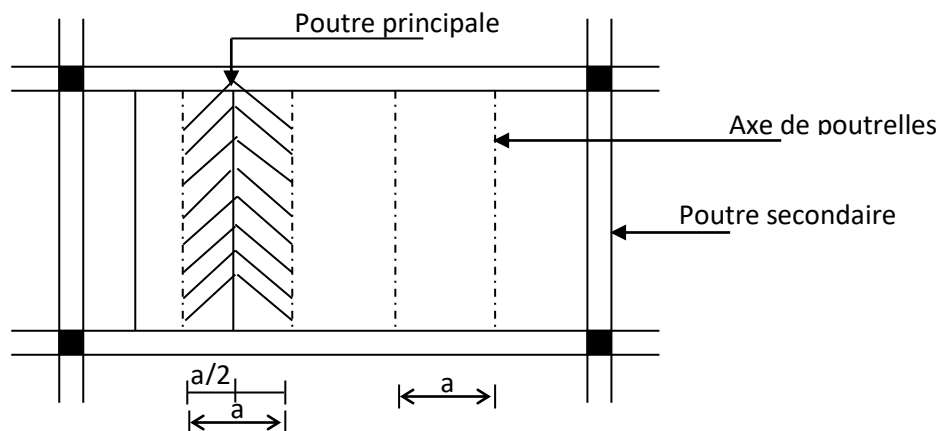


Figure III.15: Surface revenant aux poutrelles.

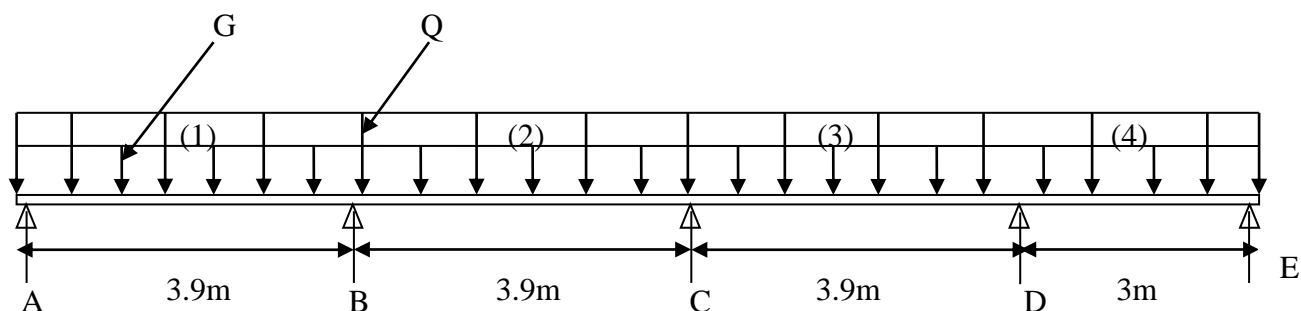


Figure III.16: Schéma statique de la poutrelle la plus défavorable.

➤ Choix de la méthode de calcul

Pour la détermination des moments en travées, aux appuis et efforts tranchant le BAEL99

propose trois méthodes de calcul :

- méthode forfaitaire.
- méthode des trois moments.
- méthode de caquot.

▪ Méthode forfaitaire

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitation modérées.

➤ Condition d'application

1- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou à 5KN

$$c \text{ à } d : Q \leq \max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$$

En effet : $\max \{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\} = \{2 \times 5.48 ; 5\} = 10.96 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1.00 \text{ KN} < 2G = 10.96 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{C.V.}$

2- Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées

Considérées $\longrightarrow \text{C.V.}$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

3-Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \longrightarrow 0.8 \leq \frac{3.45}{3.45} + 1 \leq 1.25 \longrightarrow \text{C.V}$$

4-la fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow C.V

Donc on adopte la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles.

➤ Principe de la méthode

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

a) Exposé de la méthode

Calcul des moments

- Moment sur appuis.

Appuis de rives : $M_A = -0.15 M_1$; $M_E = -0.15 M_4$.

Appuis voisin de rive : $M_B = -0.5 \max(M_1; M_2)$; $M_D = -0.5 \max(M_3; M_4)$.

Appui intermédiaire : $M_C = -0.4 \max(M_2; M_3)$.

- Moment en travée

$$\alpha = \frac{q}{g+q} = \frac{2.6}{2.6+3.56} = 0.42$$

$$\checkmark \text{ Moment calcul : } M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1+0.3\alpha) M_0 \\ 1.05 M_0 \end{array} \right\}$$

$$\checkmark \text{ Moment minimal réglementaire: } M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Travée de rive} \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Travée intermédiaire} \end{array} \right\}$$

- Effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} V_e = 2 * \frac{M_t + M_{\square}}{b} \\ V_w = -2 * \frac{M_t + M_w}{a} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} b = \frac{L}{1 + \sqrt{\frac{M_t + M_w}{M_t + M_e}}} \\ a = L - b \end{array}$$

b) Application numérique M_0 dans les travées.1. 2. 3. 4.

$$M_{u1} = M_{u2} = M_{u3} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{8.71 * 3.9^2}{8} = 16.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{u4} = \frac{q_u * L^2}{8} = \frac{8.71 * 3^2}{8} = 9.8 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$M_{ser1}=M_{ser2}=M_{ser3}=\frac{q_{ser} \cdot L^2}{8}=\frac{6.16 \cdot 3.9^2}{8}=11.71 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser4}=\frac{q_{ser} \cdot L^2}{8}=\frac{6.16 \cdot 3^2}{8}=6.93 \text{ KN.m}$$

Tableau III.10: Les résultats de calcul du Moment aux appuis.

/	Moment (KN.m)	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E
Plancher	L'ELU	00	-8.28	-6.62	-8.28	00
RDC	L'ELS	00	-5.86	-4.68	-5.86	00

Tableau III.11: Les résultats de calcul du Moment en travée.

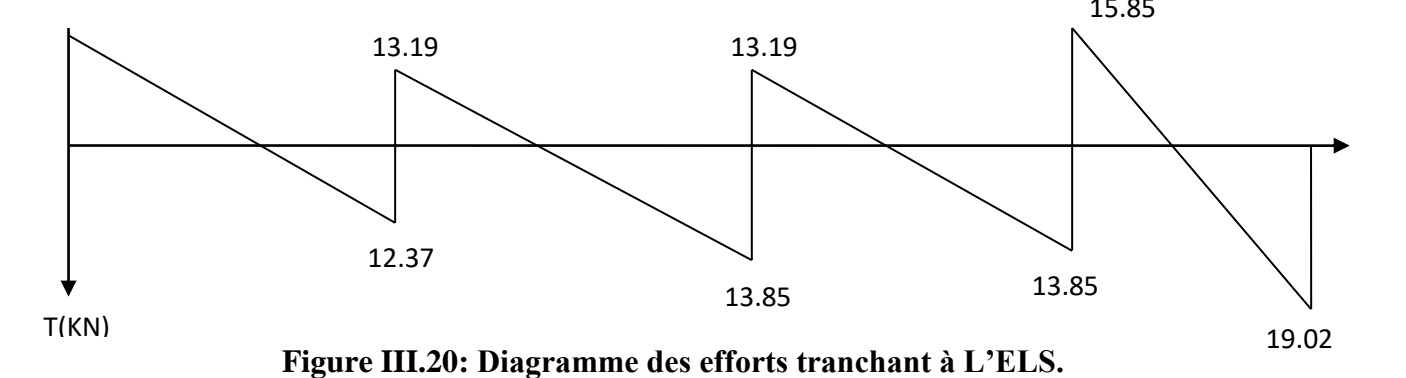
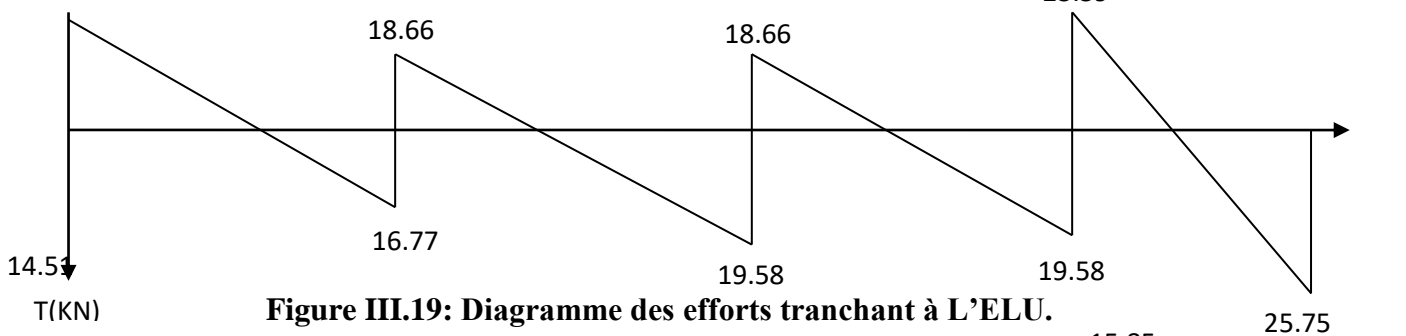
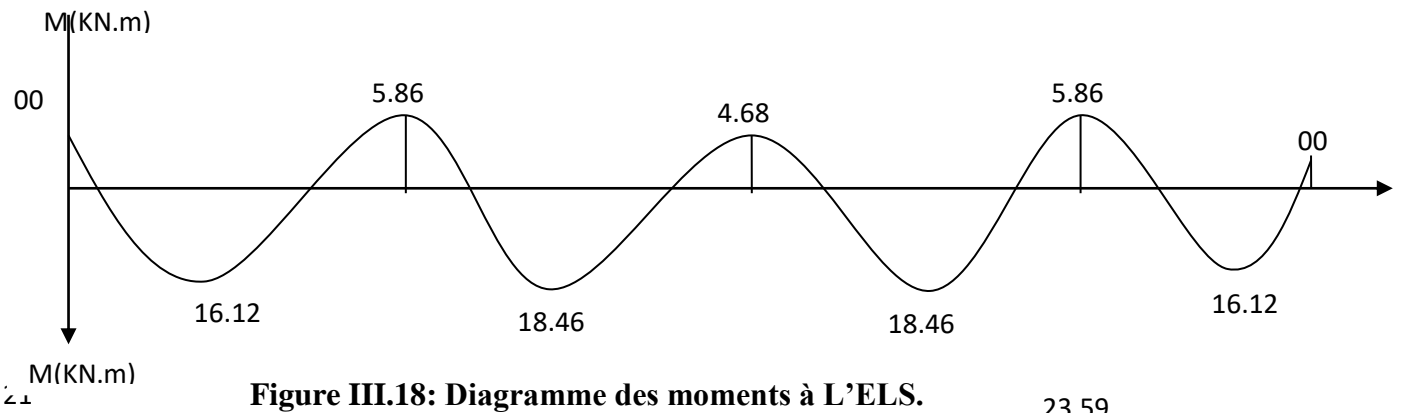
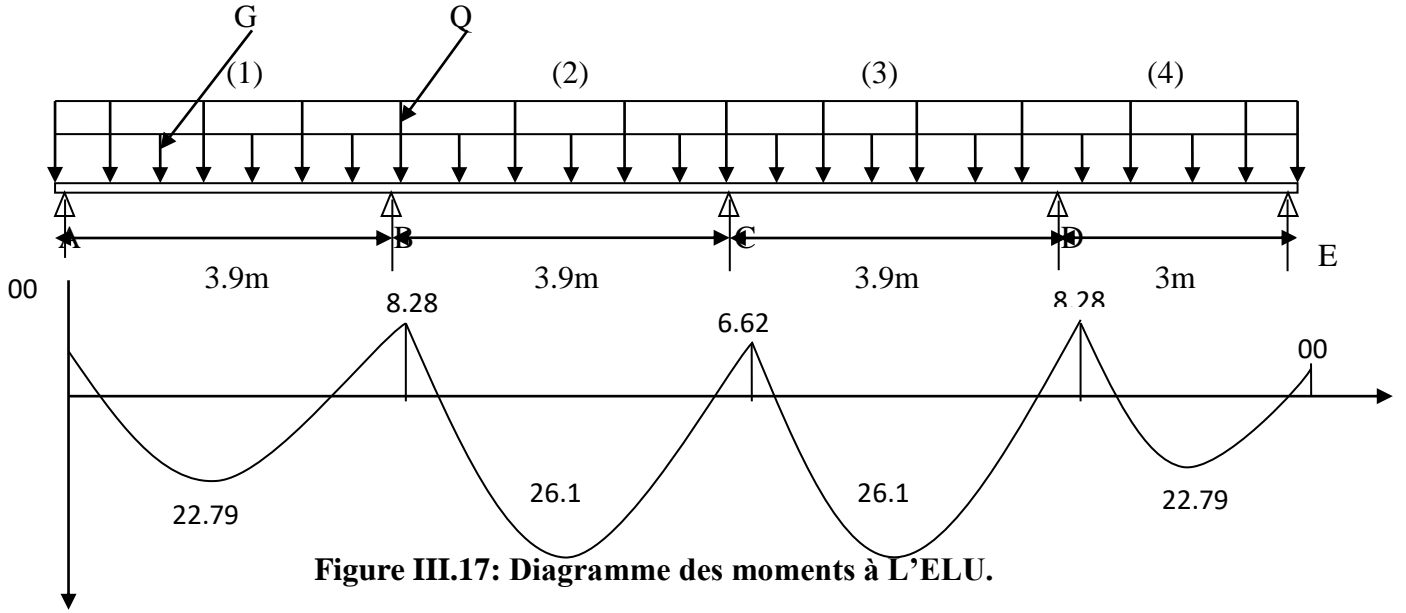
/	Moment (KN.m)		M ₁	M ₂	M ₃	M ₄
Plancher RDC	ELU	M_t	22.79	26.10	26.10	22.79
		M_{tmin}	10.98	9.32	9.32	10.98
	ELS	M_t	16.12	18.46	18.46	16.12
		M_{tmin}	7.73	6.59	6.59	7.73

Tableau III.12: Les résultats de calcul d'Efforts tranchants du plancher RDC.

Travée	1		2		3		4	
V(KN)	V _w	V _e	V _w	V _e	V _w	V _e	V _w	V _e
ELU	-21	16.77	-18.66	19.58	-18.66	19.58	-23.59	25.75
ELS	-14.51	12.37	-13.19	13.85	-13.19	13.85	-15.85	19.02

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Diagramme des moments et d'effort tranchent



Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.5.4. Calcul de ferrailage à L'ELU

a) Armature longitudinale

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée maximal.

-moment équilibré par la table de compression ($b=0.65\text{m}$; $h_0=0.04\text{m}$; $h=0.2\text{m}$; $d=0.9 \cdot h=0.18\text{m}$; $b_0=0.12\text{m}$)

- **En travée** ($M_{\max}^t = 26.1\text{KN.m}$)

Le moment qui peut repris par la table de compression

$$M_0 = \left(d - \frac{h_0}{2}\right) b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \quad \text{avec } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$M_0 = \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) 0.650 \cdot 0.4 \cdot 14.2 \cdot 10^3$$

$$M_0 = 59.07\text{KN.M.}$$

$M_{\max}^t = 26.1\text{KN.m} < M_0 = 59.07\text{KN.M.} \longrightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression donc on calcule une section rectangulaire ($b=0.65\text{m}$; $h=0.2\text{m}$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26.1 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.087.$$

$$\mu_{bu} = 0.087 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{donc } A' = 0.$$

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.18 (1 - 0.6 \times 0.087) = 0.17 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^t}{z_b \times f_{ed}} = \frac{26.1 \times 10^6}{170 \times 348} = 441.18\text{mm}^2.$$

$$A = 4.4 \text{ cm}^2. \quad \text{Soit } A_s = 3\text{HA14} = 4.62 \text{ cm}^2.$$

- **Aux appuis** ($M_{\max}^a = 8.28\text{KN.m}$)

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=12\text{cm}$

et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.28 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.028.$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_1 = 0.392 \quad \text{donc } A' = 0.$$

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.18 (1 - 0.6 \times 0.028) = 0.17 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_{\max}^a}{z_b \times f_{ed}} = \frac{8.28 \times 10^6}{170 \times 348} = 139.96\text{mm}^2.$$

$$A = 1.39 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_s = 1\text{HA12} + 1\text{HA10} = 1.92 \text{ cm}^2.$$

b) Espacement des armatures longitudinales (Art. A.5.1.22.BAEL91)

$$s_t \leq \min(0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min(16.2\text{cm} ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Tableau III.13: Ferrailage longitudinale.

	M (KN.m)	A _{s cal} (Cm ²)	A _s (Cm ²)	Le choix des barres
Travée	M _{max} ^t = 26.1	4.4	4.62	3HA14
appuis	M _{max} ^a = 8.28	1.39	1.39	1HA12+1HA10

c) Armatures transversales (Art. A.7.2.2/BAEL91)

$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}, \phi_1\right)$. Avec ϕ_1 : diamètre maximale des armatures longitudinale.

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}, 1.2\right) = 0.57 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de ϕ 6.

$$\text{Avec } A_t = 2HA6 = 0.67 \text{ cm}^2$$

III .5.5. Vérification

- Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

- En travée

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 120 * 180 * \frac{2.1}{400} = 26.08 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- Sur appuis

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 * 120 * 180 * \frac{2.1}{400} = 26.08 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

b) La vérification de l'effort tranchant ($V_u^{\max} = 26.9 \text{ KN}$).

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 * d} = \frac{25.75 * 10^3}{120 * 180} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} * f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.25; 5) = 3.25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa.} \quad \text{C.V}$$

c) L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

- Sur le béton

$$V_u < 0.4 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} * 0.9 * d * b_0.$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$V_u < 0.4 * \frac{25 * 10^3}{1.5} * 0.9 * 0.18 * 0.12.$$

$$V_u < 108 \text{KN}. \quad \longrightarrow \quad V_u = 25.75 \text{ KN} < \overline{V}_u = 108 \text{KN}.$$

- **Sur l'acier**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u + \frac{M_{\max}^a}{0.9 * d})$$

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} (25.75 * 10^3 + \frac{-8.28 * 10^6}{0.9 * 180}) = -72.91 \text{mm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq -0.729 \text{cm}^2 < 0 \quad \longrightarrow \text{Les armatures calculées sont suffisantes}$$

d) Contrainte d'adhérence pour l'entraînement des barres

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \phi_s f_{t28} 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{avec} \quad \sum U_i = \pi * 2 * \phi$$

$$\sum U_i = 3.14 * 2 * 1.2 = 7.536 \text{cm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{25.75 * 10^3}{0.9 * 180 * 7.536} = 2.11 \text{MPa}.$$

$$\tau_{se} = 2.11 \text{MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}. \quad \text{C.V}$$

- **Vérification à L'ELS**

Vérification des contraintes à L'ELS

La fissuration étant peu préjudiciable, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton on doit vérifier que

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\text{Avec} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y.$$

$$Y = 15 \frac{(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d'A'_s + dA_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \longrightarrow A'_s = 0$$

$$Y = 15 \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b * d * A_s}{7.5(A_s)^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{y^3 b}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2] \longrightarrow A'_s = 0$$

$$I = \frac{y^3 b}{3} + 15 A_s (d - y)^2$$

Tableau III.14: Les résultats de vérification de contrainte.

/	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Observation
Travée	M _{ser} ^t = 18.46	A _t = 4.62	5.22	14400.45	6.69	15	C.V
Appuis	M _{ser} ^a = -5.86	A _a = 2.01	3.65	1486.24	14.39	15	CV

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

- **Vérification de l'Etat limite de déformation (la flèche) selon BAEL**

On doit vérifier que

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1 \cdot M_t}{10 \cdot M_0} \quad 3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

Avec : h : hauteur de la section (h=20cm)

L : la portée entre nus d'appuis (L=400cm)

M_t : moment max en travée

A : section d'armatures tendues correspondante

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0.05 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \text{C.V}$$

$$2) \frac{h}{l} = \frac{20}{390} = 0.05 \geq \frac{1 \cdot M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{26.10}{10 \cdot 16.56} = 0.016 \quad \text{C.V}$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.62}{100 \cdot 18} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0 \quad \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Schéma de ferrailage de planche

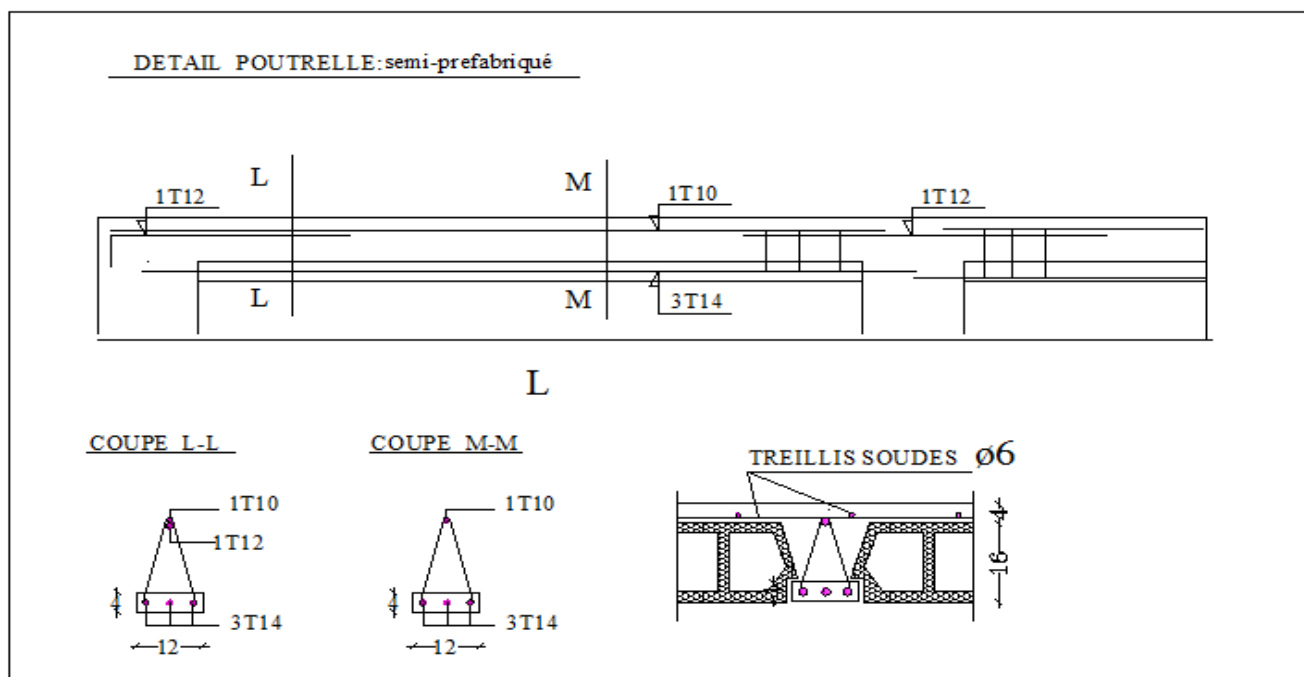


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de planche.

III.6. Etude de la dalle machine

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

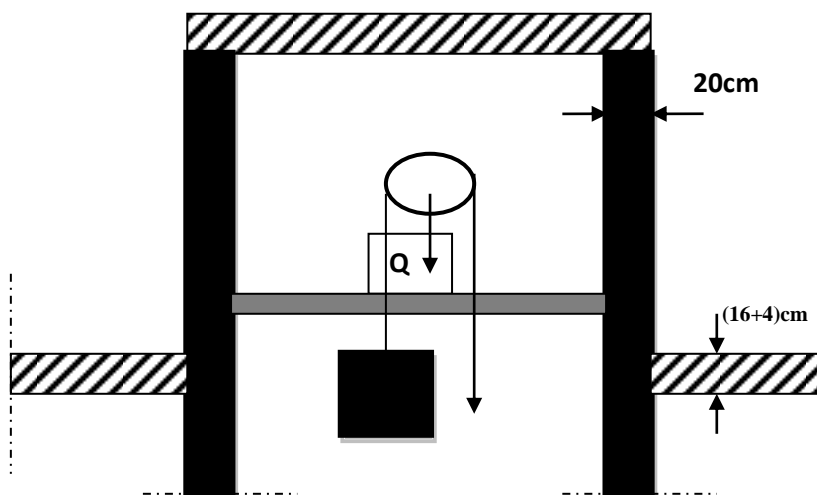


Figure III.22: Schéma d'ascenseur

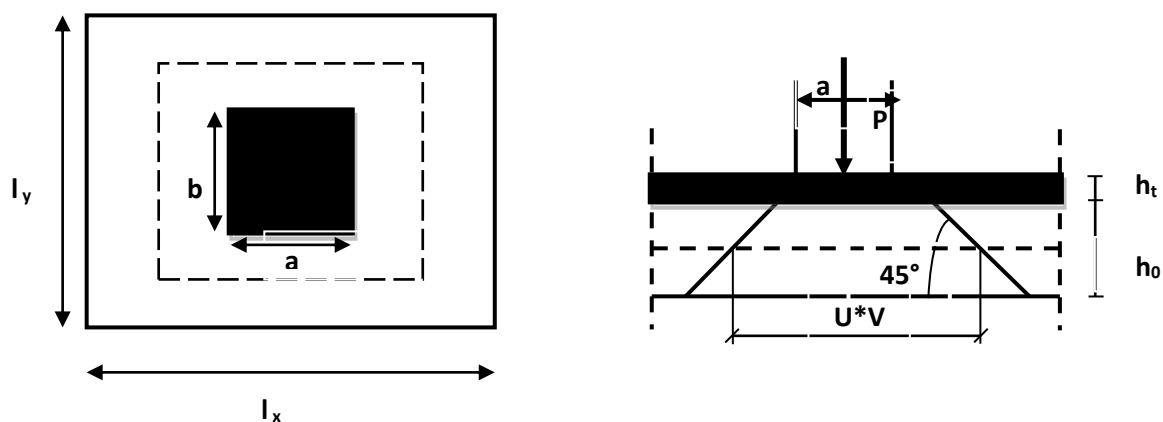


Figure III.23: Répartition de la charge localisée sur la dalle.

III.6.1. Etude de la dalle machine d'ascenseur

Dans ces blocs, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargée au moyenne de 9 personnes est 60 kN (RCS roux combaluzier schindler).

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

III.6.1.1. Pré dimensionnement de la dalle

Nous avons deux conditions à vérifier

a) Résistance à la flexion

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \longrightarrow \frac{135}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \longrightarrow 2,7 \text{ cm} \leq e \leq 3,75 \text{ cm}$$

b) Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être ≥ 25 cm.

Nous avons la limite de **RPA** minimale qui est de 12 cm .

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 20$ cm.

III.6.1.2. Evaluation des charges et surcharges

a) Charges permanents

le poids de la machine = 60 kN

le poids de la dalle + Revêtement = $0.20 \times 25 + 0.02 \times 22 = 5,44$ kN/m²

b) Surcharges permanents

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine: $Q = 1$ kN/m²

c) Combinaison de charge

Tableau III .15: Combinaison des charges appliquées sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (kN/m ²)	Charge ponctuelle (kN)
ELU	8.84	81
ELS	6.44	60

➤ Calcul des sollicitations

a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{1.50} = 0.9 \Rightarrow 0.4 < \alpha < 1 \longrightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

On a

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad \text{Avec : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.44 + 1.5 \times 1 = 8.84 \text{ kN/ml}$$

Tel qu'à l'ELU

$$\mu_{x,u} = 0.0456 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0456 \times 8.84 \times 1.35^2 = 0.735 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,u} = 0.7814 \Rightarrow M_{y,1} = 0.7814 \times 0.735 = 0.574 \text{ kN.m}$$

$$\text{Et à l'ELS : } q_s = G + Q = 5,44 + 1 \longrightarrow q_s = 6,44 \text{ KN/m}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\mu_{x,ser} = 0.0456 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0456 \times 6.44 \times 1.35^2 = 0.54 \text{ kN.m}$$

$$\mu_{y,ser} = 0.7814 \Rightarrow M_{y,1} = 0.7814 \times 0.54 = 0.42 \text{ kN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

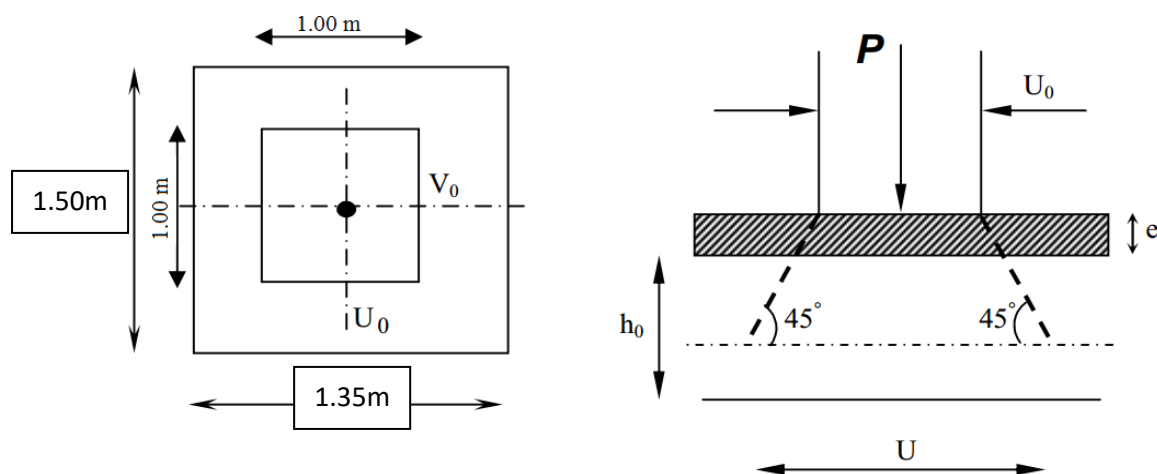


Figure III.24: diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen.

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (20cm)

e : épaisseur du revêtement (2cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1)$$

ν : coefficient de poisson

$\nu = 0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $\left(\frac{U}{L_x}\right)$ et $\left(\frac{V}{L_y}\right)$

Tel que :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 2 + 20 = 124 \text{ cm}$$

A partir des abaques on a :

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.24}{1.35} = 0.92$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.24}{1.50} = 0.83$$

On prend le tableau pour $\alpha = 0.9$ et par itération on trouve (**CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME M BELAZOUGUI**)

$$M_1 = 0.0662 ; \quad M_2 = 0.0234$$

Donc à l'ELU

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 81 \times 0.0662 = 5,36 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 81 \times 0.0234 = 1.90 \text{ kN.m}$$

Et à l'ELS

$$M_{x,2} = P(M_1 + \nu M_2) = 60 \times (0.0662 + 0.2 \times 0.0234) = 4.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,2} = P(M_2 + \nu M_1) = 60 \times (0.0234 + 0.2 \times 0.0662) = 2.20 \text{ kN.m}$$

c) Superposition des moments

✓ **A l'ELU**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 6.10 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 2.47 \text{ kN.m}$$

✓ **A l'ELS**

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 4.79 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 2.62 \text{ kN.m}^2$$

Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munis en leurs effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

✓ Dans le sens de la petite portée

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.3$$

✓ Dans le sens de la grande portée

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = -0.5M_x$$

Tableau III.16: Les moments de la dalle machine (ELU et ELS).

	petite portée			grande portée		
	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
ELU	6.10	5.19	- 1.83	2.47	2.10	- 1.24
ELS	4.79	4.08	- 1.44	2.62	2.23	- 1.31

III.6.1.3. Etude de la dalle

a) Calcul de ferrailage à l'ELU

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire avec :

$$b = 1.00 \text{ m} ; h = 0.22 \text{ m} ; d = 0.9h = 0.198 \text{ m}$$

✓ Moments ultime réduit

$$\mu_U = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

➤ Section d'armature

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_s}$$

➤ Condition de non fragilité (Art B.7.4) BAEL91/99

La section minimale pour les dalles dans le sens xx est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2}$$

Et dans le sens yy est

$$A_{\min} \geq \rho_0 bh$$

vec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

III.6.2. Calcul de la section d'armature

Sens x-x

➤ En travée

-Calcul des moments réduits

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5.19 \cdot 10^3}{100 \cdot 19.8^2 \cdot 14.2} = 0,009$$

$$\text{On: } \mu_b = 0,009 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,009 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.19 \cdot 10^3}{0,996 \cdot 19.8 \cdot 348} = 0,76 \text{ cm}^2.$$

On adopted $A_s = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

➤ Aux appuis

-Calcul des moments réduits

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,83 \cdot 10^3}{100 \cdot 19.8^2 \cdot 14.2} = 0,003$$

$$\text{On } \mu_b = 0,003 < \mu_l = 0,392$$

$$\mu_b = 0,003 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1,83 \cdot 10^3}{0,999 \cdot 19.8 \cdot 348} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

On adopted $A_s = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Sens y-y

➤ **En travée**

-Calcul des moments réduits

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.10 \cdot 10^3}{100 \cdot 19.8^2 \cdot 14,2} = 0,004$$

On $\mu_b = 0,004 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,004 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.10 \cdot 10^3}{0,998 \cdot 19.8 \cdot 348} = 0,31 \text{ cm}^2.$$

On adopted $A_s = 4HA10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$. Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

➤ **Aux appuis**

-Calcul des moments réduits

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.24 \cdot 10^3}{100 \cdot 19.8^2 \cdot 14,2} = 0,002$$

$\mu_b = 0,002 < \mu_l = 0,392$

$$\mu_b = 0,002 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{1.24 \cdot 10^3}{0,999 \cdot 19.8 \cdot 348} = 0,18 \text{ cm}^2.$$

On adopted $A_s = 4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$. Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant:

Tableau III.17: Les sections d'armature de la dalle.

/		M_u (KN.m)	μ_{bu}	β	A_s (Cm ²)	A_{min} (Cm ²)	choix	$A_{s \text{ ado}}$ (cm ²)	S_t (cm)
Sens X-X	Travée	5.19	0.009	0.996	0.76	1.68	5HA10	3.93	25
	Appuis	1.83	0.003	0.999	0.27	1.68	5HA10	3.93	25
Sens Y-Y	Travée	2.10	0.004	0.998	0.31	1.68	5HA10	3.93	25
	Appuis	1.24	0.001	0.999	0.18	1.68	5HA10	3.93	25

III.6.3. Vérification

Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a

$$V_u = \frac{P_u}{(2U+V)} = \frac{81}{2 \times 1.24 + 1.24} = 21.77 \text{ kN}$$

Au milieu de V on a :

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{81}{3 \times 1.24} = 21.77 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21.77 \times 10^3}{1000 \times 198} = 0.110 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.110 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ Vérification au poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour

h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(124 + 124) = 4.96 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.96 \times 0.22 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 818.4 \text{ kN}$$

$$q_u = 81 \text{ kN} < 818.4 \text{ kN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'écartement minimal des barres (Art A-8.2.42)BAEL91/99

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h; 25\text{cm})$

Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20\text{cm} \leq \min (2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

d) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (ch 13 §IV.2)

BAEL 91/99

➤ Vérification des armatures longitudinales

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(21.77 + \frac{1.83}{0.9 \times 0.22} \right) \times 10 = 0.89 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

➤ Vérification de la contrainte de compression

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 21.77 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1320 \text{ kN} \quad \text{C.V}$$

Chapitre III : calcul des éléments secondaires.

Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.18: Vérifications des contraintes à l'ELS de la dalle machine.

Position		M _{ser} (kN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Sens x-x	travée	4.08	3.17	9400	2.29	15	CV
Sens x-x	appuis	1.44	3.17	13900	0.65	15	CV
Sens y-y	travée	2.23	3.87	9400	0.98	15	CV
Sens y-y	appuis	1.31	3.87	13900	0.36	15	CV

e) Vérification de la flèche (Art B.6.5.1) BAEL91/99

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.16 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser}}{10 M_{ser0}}\right) \Rightarrow (0.16 > 0.085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0020 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 22\text{cm} ; b = 100\text{ cm} ; d = 19.8\text{ cm} ; L = 1.35\text{m} ; A_s = 3.93\text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 4.08\text{ kN.m} ; M_{ser0} = 4.79\text{kN.m} ; f_e = 400\text{MPa}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m²

Ferraillage de la salle machin

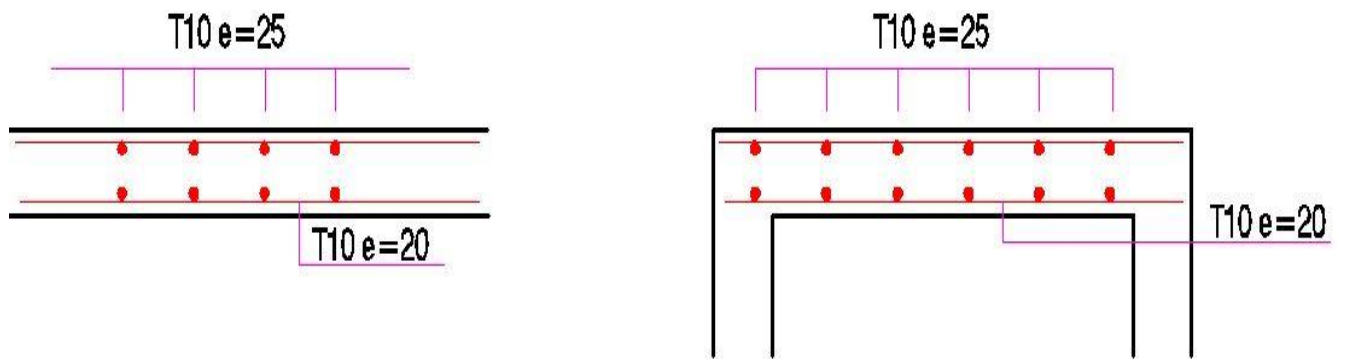


Figure III.25: Ferraillage de la salle machin.

Etude dynamique de la structure

Introduction

L'étude dynamique d'une structure a pour but principale la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voir impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1. Modélisation mathématique

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.2 .Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé

a. Description du logiciel ETABS : ETABS est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les structures particulièrement adapté aux bâtiments basé sur la méthode des éléments finis. Les principales caractéristiques de ce logiciel permettent :

- De modéliser facilement et rapidement les différents types des structures grâce à leur interface graphique, Comme il offre une analyse statique et dynamique de l'ouvrage.
- La prise en compte de variation des propriétés et des caractéristiques du matériau entre les différents éléments, ainsi que le calcul et le ferrailage des éléments structuraux suivant des règlementations Américains et Européens, et grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

Les principales étapes de modélisation sont les 7 étapes suivantes :

1. La première étape

Consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser et la modification de cette géométrie.

2. La deuxième étape

Spécifie les propriétés des membrures pour la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

3. La troisième étape

Consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.

4. La quatrième étape

On va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (La charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).

5. La cinquième étape

C'est la définition et l'attribution des combinaisons de charge.

6. La sixième étape

Consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de modes propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.

7. La septième et la dernière étape

C'est de visualiser les résultats de l'analyse. ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (SAP 2000 par exemple).

b. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre

« Frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par nœud.

- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

c. Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon le RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$. La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

Modélisation de la forme 1.

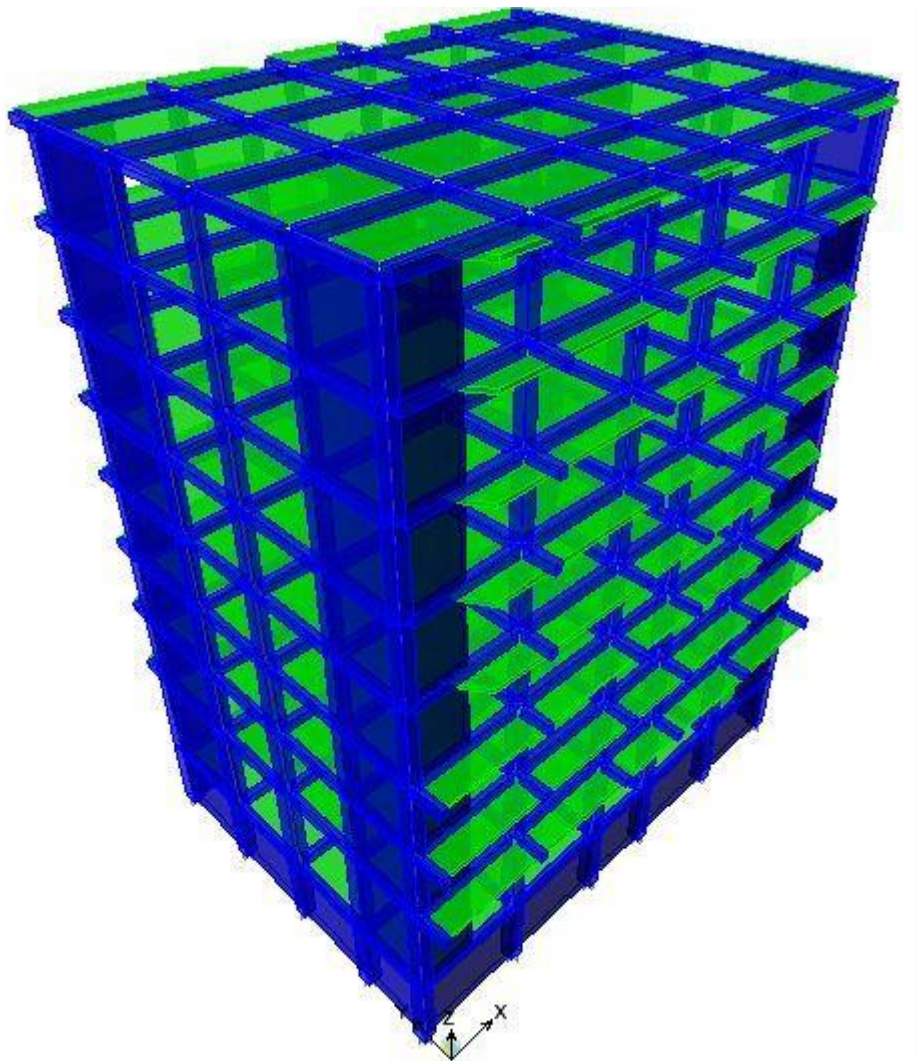


Figure IV.1: Vue en 3D (forme1).

IV.3. Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment (R+7+S-sol) qui se distingue par sa forme régulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

De plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution schématisée ci-après.

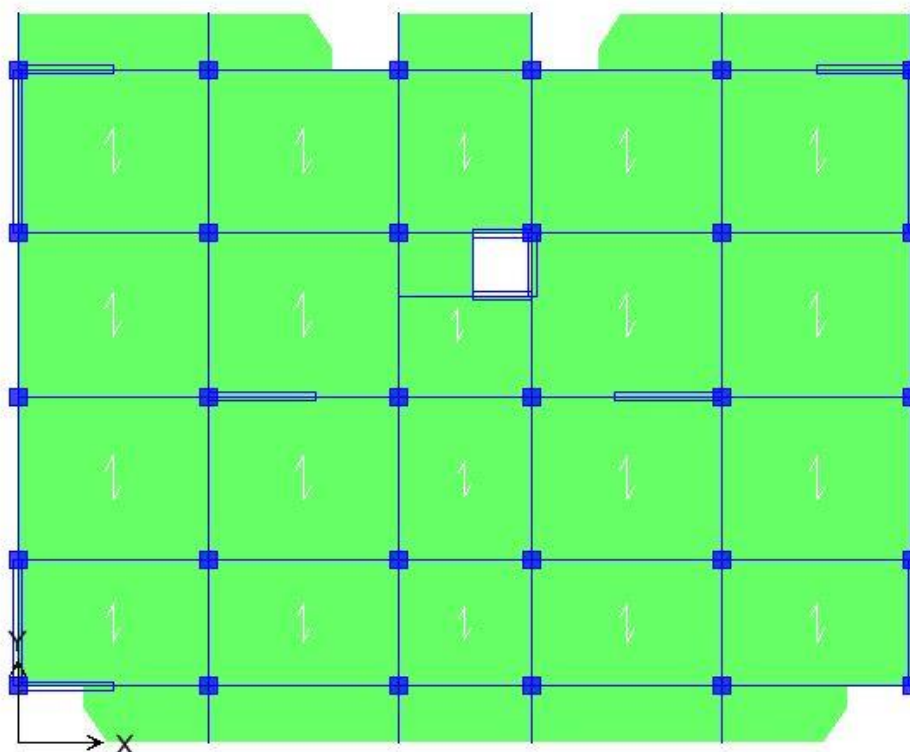


Figure IV.2: La disposition des voiles (forme1).

IV.4. Caractéristiques géométriques et massique de la structure

IV.4.1 Détermination des masses et centres de masse par étages

Le centre de masse est par définition le point de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées $(X_G; Y_G)$ du centre de masse sont données par les formules de barycentre suivantes

$$Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}, \quad X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : est la masse de l'élément " i ".

X_{Gi} et Y_{Gi} : sont les coordonnées de l'élément " i ".

IV.4.2. Calcul de l'excentricité

L'excentricité c'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

Excentricité théorique $e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$ $e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$

IV.4.3.L'excentricité accidentelle

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

Sens X : $e_{acc} = 0,05 * 20,7 = 1,035 \text{ m}$

Sens Y : $e_{acc} = 0,05 * 17,4 = 0,87 \text{ m}$

➤ Le tableau suivant représente le centre de masse et centre de torsion ainsi que la masse Total de la structure obtenue a partir de fichier résultat de l'analyse par le logiciel **ETABS**.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.1: Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage (forme1).

Story	Poids (w) (KN)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
Sous sol	408.5234	10.369	8.744	10.399	8.735	0.03	0.009
Story 1	382.7651	10.37	8.71	10.413	8.909	0.043	0.199
Story 2	356.8528	10.365	8.697	10.414	9.004	0.049	0.307
Story 3	355.3573	10.365	8.657	10.415	9.059	0.05	0.402
Story 4	336.6437	10.366	8.672	10.416	9.091	0.05	0.419
Story 5	336.6437	10.366	8.672	10.418	9.108	0.052	0.436
Story 6	331.6707	10.366	8.676	10.42	9.115	0.054	0.439
Story 7	324.5361	10.366	8.613	10.422	9.121	0.056	0.508
Story 8	311.685	10.355	8.713	10.423	9.125	0.068	0.412
Somme(w)*9,81	30849.2892						

Tableau IV.2 : Périodes, modes et facteurs de participation massique modes (forme1).

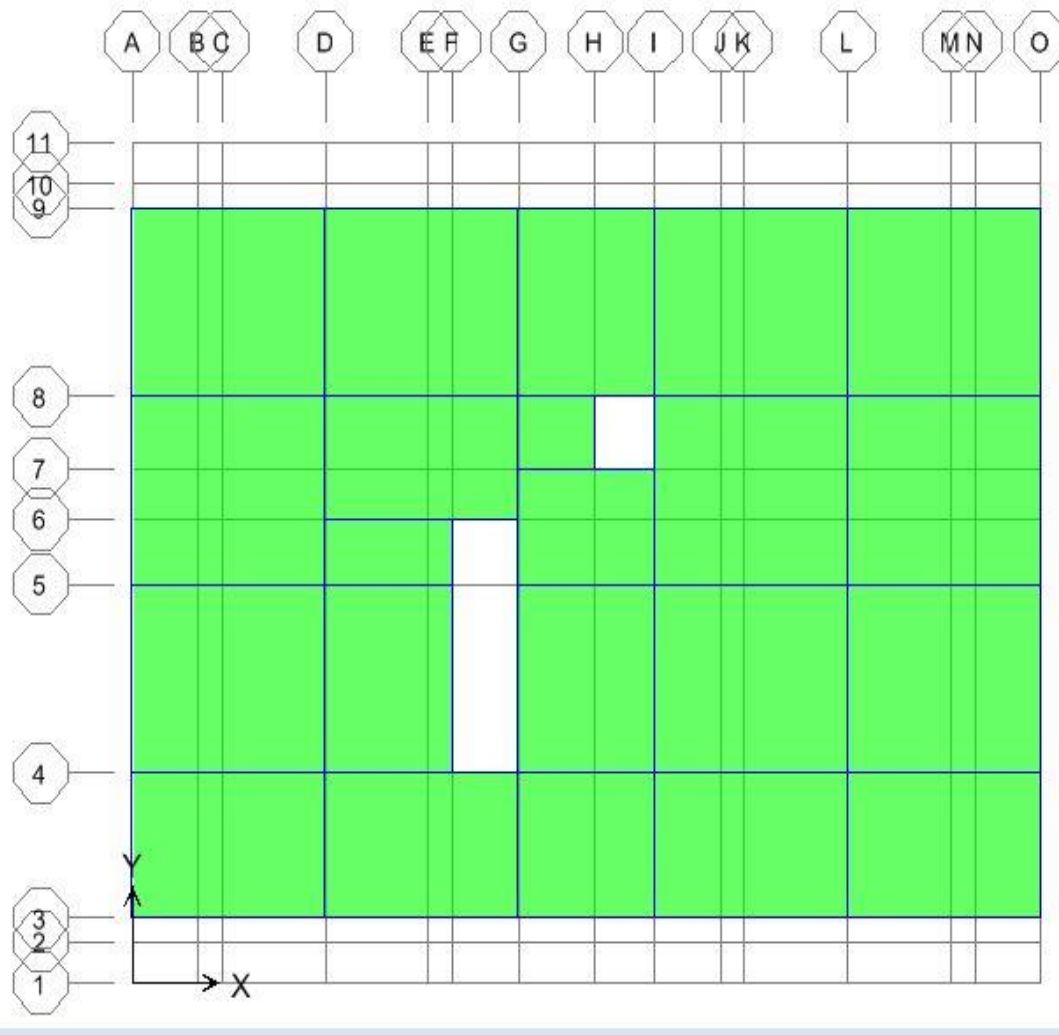
Mode	Périodes(S)	UX (%)	UY (%)	Sum UX (%)	Sum UY(%)	RZ (%)
1	0.602235	65.2407	0.613	65.2407	0.613	0.1092
2	0.579774	0.6462	62.9555	65.8869	63.5685	0.0076
3	0.399229	0.1242	0.0033	66.0111	63.5717	62.3395
4	0.164577	14.4205	0	80.4317	63.5718	0.0181
5	0.13129	0.0001	19.1466	80.4318	82.7183	0.001
6	0.091606	0.0172	0.0011	80.4489	82.7194	19.1644
7	0.074428	5.4955	0.0002	85.9444	82.7196	0.0091
8	0.05733	0.0004	6.4344	85.9449	89.154	0.0004
9	0.04291	2.9661	0.0004	88.9109	89.1544	0.0091
10	0.040591	0.0015	0.0007	88.9125	89.155	6.2584
11	0.034918	0.0004	3.186	88.9129	92.3411	0.0004
12	0.028694	1.9555	0.0007	90.8684	92.3418	0.0001

• **Analyse des résultats**

On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les degrés de liberté de translation et de Rotation, donc pas de torsion du bâtiment. D'autre part, on ne constate que les 12 premiers modes de Vibration doivent être inclus dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%.

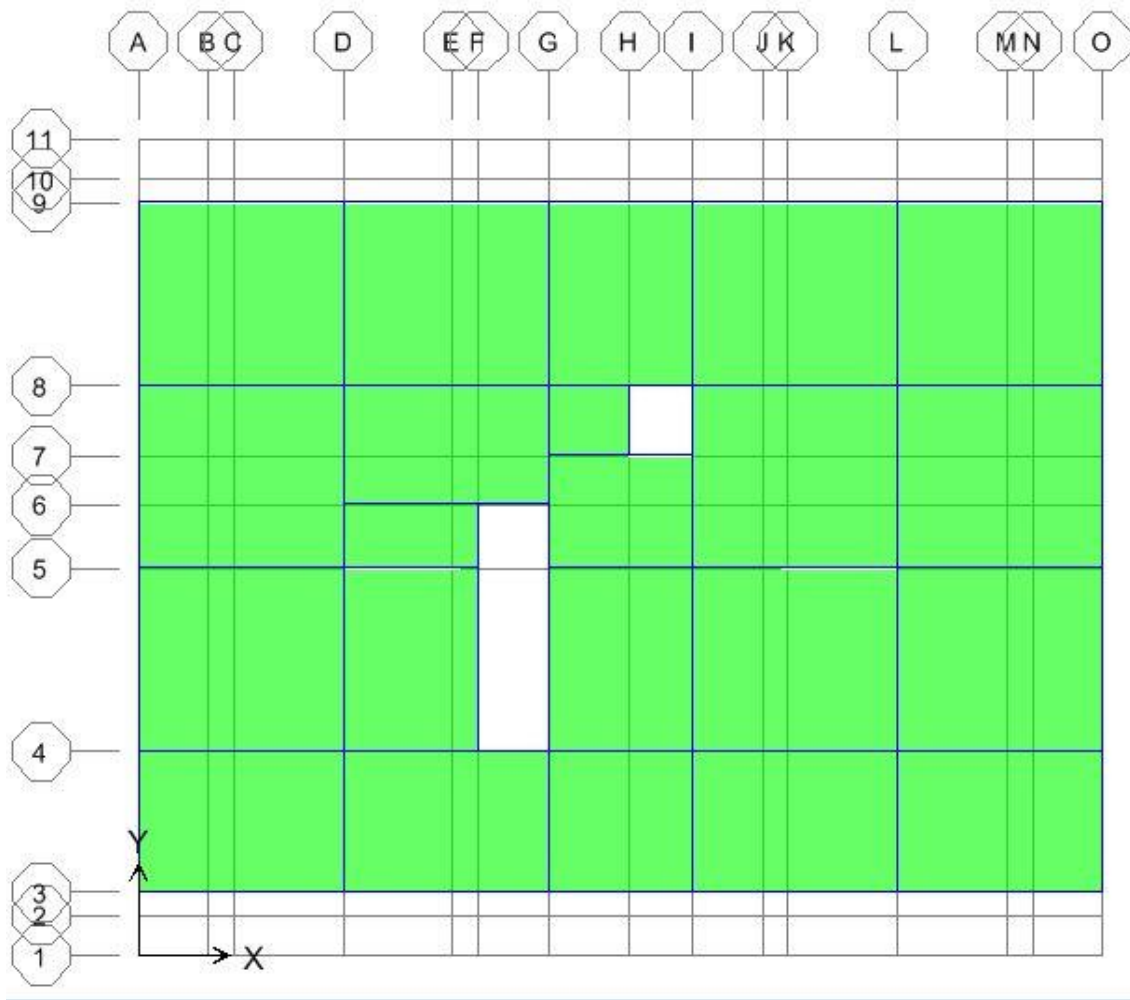
Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

1^{ère} mode: c'est un mode de translation de période $T = 0.6022\text{sec}$.



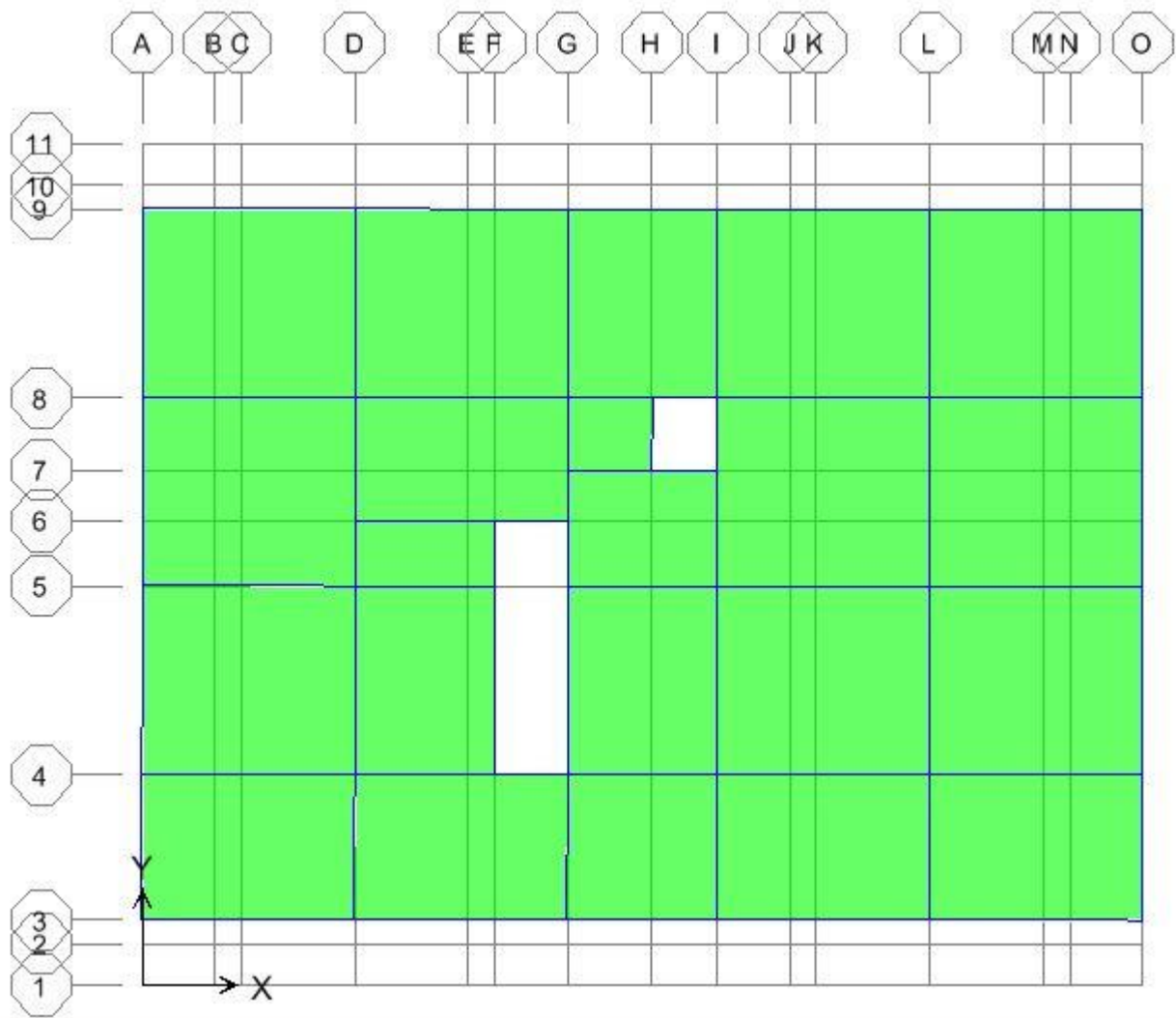
Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

2^{ème} mode: c'est un mode de translation de période $T = 0.5797\text{sec}$.



Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

3^{ème} mode: c'est un mode de rotation de période $T = 0.3992\text{sec}$.



- **Commentaire**

D'après les résultats du tableau, on constate que

T_{dyn} : La période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0,6022\text{sec}$).

T : La période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,62\text{ sec}$)

La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1,3 * T_{RPA}$.

$$T_{dyn} = 0,6022\text{ sec} < 1,3 * T_{RPA} = 1,3 * 0,62 = 0,81\text{ sec}$$

$$T_{dyn} = 0,6022\text{sec} < 0,81\text{ sec} \quad \text{CV.}$$

IV.5.L'étude sismique

Elle nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

1. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques. Ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

➤ Conditions d'application de la méthode statique équivalente

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions d'irrégularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3,5 du RPA avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30 m en zones III.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes

Zone IIa

- Groupe d'usage 3.
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

➤ **Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale** : La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

➤ Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par RPA99version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente; Alors le calcul sismique se fera par **la méthode dynamique spectrale**.

2. Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure, Soit $V_{sta} = \frac{ADQ}{R} W_T$ **RPA99 (art 4, 2,3)**

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles **RPA** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.).

Coefficient d'accélération de zone A

A= 0,15 (Zone IIa)

IV.5.Calcul de la période fondamentale de la structure

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule suivante $T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}}$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$h_N = 28,56$ m.

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement du type de remplissage et donnée par le tableau (4.6 R.P.A 2003)

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé

$C_T = 0,05$. D'où : $T = 0,05(28,56)^{\frac{3}{4}} = 0,62$ sec.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

- Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

Le facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la catégorie de site, du facteur de Correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases} \quad (4.2)$$

Avec

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad (\text{article 4.2 R.P.A 2003}).$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 10 \text{ (tableau 4.2 R.P.A 2003)} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés a la catégorie de site, elles sont donnes par tableau 4.7 du RPA99/version2003

Pour un site de catégorie **S3** on a $T_1 = 0,15 \text{ sec}, T_2 = 0,50 \text{ sec}.$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par la tableau 4.1 de RPA 99/version2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas ; on est dans une zone de type IIa et un groupe d'usage 2.

Nous trouverons $A=0,15.$

- Estimation empirique de la période fondamentale Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

On donc :

$$T = \min (T_{rpa} ; 0,09 * h_N / \sqrt{D})$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

c_t : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par les tableaux 4-6 du RPA 99 / version 2003.

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- **Pour le sens transversal**

$$h_n = 28,56 \text{ m} ; c_t = 0,05 ; D_x = 20,7 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } T_x = \min (0,62 \text{ sec}, 0,56 \text{sec}) \text{ Donc : } T_x = 0,56 \text{ sec.}$$

$$\text{On a : } T_1 = 0,15 \text{sec} \text{ et } T_2 = 0,5 \text{sec}$$

$$D = 2,5 * 0,76 * 0,9269 = 1,76$$

$$\text{Donc : } D = 1,76$$

- **Pour le sens longitudinal**

$$h_N = 28,56 \text{ m} ; C_T = 0,05 ; D_y = 17,4 \text{ m}$$

$$T_y = \min (0,62 \text{ s} ; 0,62 \text{s}) \text{ Donc: } T = 0,62 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0,5 \text{ s}$$

$$D = 2,5 * 0,76 * 0,8658 = 1,65$$

$$\text{Donc : } D = 1,65$$

-Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (4.4 \text{ R.P.A } 2003).$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 R.P.A 2003).

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.3: Valeurs des pénalités P_q (forme1).

Critère q	P_q	P_q
1- condition minimales sur les files de contreventement.	Observé	0
2- redondance en plan.	Observé	0
3- régularité en pan.	Observé	0
4- régularité en élévation.	Observé	0
5- contrôle de la qualité des matériaux.	N/ observé	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution.	N/ observé	0,1
Q = 1,15		

Choix de coefficient de comportement

Il faut déterminer le pourcentage de répartition des charges soit verticales ou horizontales entre les portiques et les voiles pour choisir la valeur du coefficient de comportement.

Les tableaux ci-dessous représentent la répartition des charges entre les voiles et les portiques à la base

Tableau IV.4: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales (forme1).

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage (%)	
Base	Portiques	voiles	portiques	Voiles
	24805.86	26826.83	48.04	51.96

Conclusion : Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R = 3,5**.

Calcul de la force sismique totale (la forme 1)

$$V_{stax} = \frac{ADQ}{R} W_T = \frac{0,15 * 1,76 * 1,15}{3,5} * 31271.69 = 2712.59 \text{ KN}$$

$$V_{stay} = \frac{ADQ}{R} W_T = \frac{0,15 * 1,65 * 1,15}{3,5} * 31271.69 = 2543.06 \text{ KN}$$

Classification de l'ouvrage

- Zone sismique : Zone IIA « BOUIRA ».

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

- Groupe d'usage : groupe 2 (bâtiment).
- Site : « meuble S3 » les valeurs de T1 et T2 sont respectivement 0,15 et 0,5.
- Système structurel : voiles-portiques.

➤ La résultante des forces sismiques

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = 0,8 * V / V_t$

➤ Application de la Méthode dynamique modale spectrale

1. Spectre de réponse de calcul

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

On obtient le spectre de réponse suivant

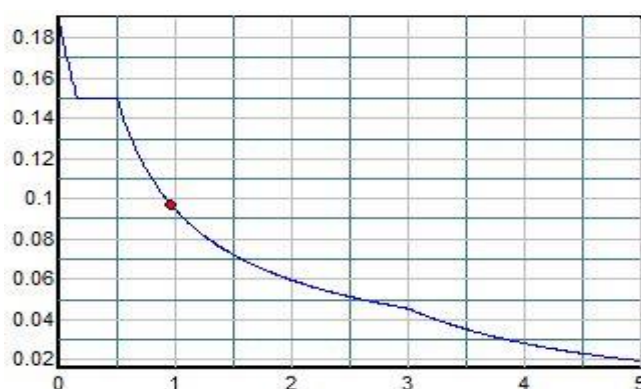


Figure IV.3: Représentation du spectre de calcul (forme1).

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

IV.6. Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant :

$$D'après le (RPA 99 / V 2003) : V_t = \frac{S_a}{g} * W_t * \alpha_i$$

Avec :

V_t : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i .

W_t : poids total de la structure.

Tableau IV.5: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal X-X (forme1).

Mode	Périodes (S)	Cas	α_i (%)	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.602235	3	65.2407	30849.2892	0.104	2093.13
2	0.579774	3	0.6462	30849.2892	0.106	21.13
3	0.399229	2	0.1242	30849.2892	0.117	4.48
4	0.164577	2	14.4205	30849.2892	0.117	520.49
5	0.13129	1	0.0001	30849.2892	0.126	0.004
6	0.091606	1	0.0172	30849.2892	0.144	0.76
7	0.074428	1	5.4955	30849.2892	0.153	259.38
8	0.05733	1	0.0004	30849.2892	0.161	0.02
9	0.04291	1	2.9661	30849.2892	0.167	152.81
10	0.040591	1	0.0015	30849.2892	0.168	0.08
11	0.034918	1	0.0004	30849.2892	0.171	0.02
12	0.028694	1	1.9555	30849.2892	0.174	104.97

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

**Tableau IV.6: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal Y-Y
(forme1).**

Mode	Périodes (S)	Cas	α_i (%)	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.602235	3	0.613	30849.2892	0.104	19.68
2	0.579774	3	62.9555	30849.2892	0.106	2058.66
3	0.399229	2	0.0033	30849.2892	0.117	0.12
4	0.164577	2	0	30849.2892	0.117	00
5	0.13129	1	19.1466	30849.2892	0.126	744.23
6	0.091606	1	0.0011	30849.2892	0.144	0.049
7	0.074428	1	0.0002	30849.2892	0.153	0,01
8	0.05733	1	6.4344	30849.2892	0.161	319.58
9	0.04291	1	0.0004	30849.2892	0.167	0,021
10	0.040591	1	0.0007	30849.2892	0.168	0,036
11	0.034918	1	3.186	30849.2892	0.171	168.07
12	0.028694	1	0.0007	30849.2892	0.174	3.76

IV.7. Combinaisons des réponses modales

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j et d'amortissement ε_i , ε_j sont considérées comme indépendantes si le rapport

$$r = T_i / T_j \quad \text{Avec } T_i \leq T_j$$

$$r \leq 10 / 10 + \sqrt{\varepsilon_j * \varepsilon_i} \quad \text{Avec : } \varepsilon_j = \varepsilon_i = 10 \%$$

Dans le cas où tout les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la

réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Avec :

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon la mode « i »

K : nombre de modes retenues

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7: Combinaisons des réponses modales (forme1).

Mode	Périodes (S)	R	$10/10+\varepsilon_i * \varepsilon_j$	$r \leq 10/10+\sqrt{\varepsilon_j * \varepsilon_i}$
1	0.602235	0.963	0,540	indépendant
2	0.579774	0.689	0,540	indépendant
3	0.399229	0.412	0,540	dépendant
4	0.164577	0.798	0,540	indépendant
5	0.13129	0.698	0,540	indépendant
6	0.091606	0.812	0,540	indépendant
7	0.074428	0.770	0,540	indépendant
8	0.05733	0.748	0,540	indépendant
9	0.04291	0.946	0,540	indépendant
10	0.040591	0.860	0,540	indépendant
11	0.034918	0.822	0,540	indépendant
12	0.028694	0.00	0,540	indépendant

Commentaire

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donné par :

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} \longrightarrow \begin{cases} E_x = 2200.61 \text{ KN} \\ E_y = 2236.91 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.8.Vérification des exigences de RPA99/2003

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8V/V_t$ avec $V_{stat} = V$ et $V_{dyn} = VT$

On a:

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

$$\begin{cases} V_x = 2200.61 \text{ KN} \\ V_y = 2236.91 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau IV.8 : Force sismique totale (forme1).

	VT (KN)	V (KN)	VT /V	Observation
Sens X-X	2200.61	2712.59	0.81	> 0.8 Vérifiée
Sens Y-Y	2236.91	2543.06	0.88	> 0.8 Vérifiée

Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

IV.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art 4, 2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec } \begin{cases} F_t = 0.07 T, V & \text{si } T > 0.7 \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a

$$T_X = 0.6022 \text{ S} < 0.7$$

$$T_Y = 0.5797 \text{ S} < 0.7 \longrightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression suivante

$$F_i = \frac{(V - F_t) * H_i * W_i}{\sum_{j=1}^n W_j * H_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i.

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j.

- **Distribution horizontale des forces sismiques**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule

$$V_k = F_t + \sum F_i$$

$$\begin{cases} V_x = 2200.61 \text{ KN} \\ V_y = 2236.91 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.9: Distribution des forces sismiques selon le sens X-X (forme1).

Niveau	Wi (KN)	Hi(m)	Wi* Hi	Fi(KN)	Vk
9	4007.61455	28,56	114457.472	485.04	485.04
8	3754.92563	25,5	95750.6036	405.77	890.81
7	3500.72597	22,44	78556.2907	332.90	1223.71
6	3486.05511	19,38	67559.7481	286.30	1510.01
5	3302.4747	16,32	53896.3871	228.40	1738.41
4	3302.4747	13,26	43790.8145	185.57	1923.98
3	3253.68957	10 ,2	33187.6336	140.64	2064.62
2	3183.69914	7,14	22731.6119	96.33	2160.95
1	3057.62985	3,06	9356.3473	39.65	2200.61
Somme			519286.908		

Tableau IV.10: Distribution des forces sismiques selon le sens Y-Y (forme1).

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wi* Hi	Fi(KN)	Vk
9	4007.61455	28,56	114457.472	493.04	493.04
8	3754.92563	25,5	95750.6036	412.46	905.5
7	3500.72597	22,44	78556.2907	338.39	1249.89
6	3486.05511	19,38	67559.7481	291.02	1534.91
5	3302.4747	16,32	53896.3871	232.18	1767.09
4	3302.4747	13,26	43790.8145	188.64	1955.73
3	3253.68957	10 ,2	33187.6336	142.96	2098.69
2	3183.69914	7,14	22731.6119	97.92	2196.61
1	3057.62985	3,06	9356.3473	40.30	2236.91
Somme			519286.908		

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

IV.10. Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003

➤ Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

Le R.P.A 2003 exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas de passer 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit .

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \quad (\text{Art 4 - 19 - R.P.A 2003}).$$

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4 - 20 R.P.A 2003}).$$

Tableau IV.11: Déplacement inter étage (forme1).

Niveau	δ_K (cm)		R	$\delta_{ek} = R * \delta_K$ (cm)		Δ_K (cm)		h_K (cm)	1% h_K (cm)
	δ_x	δ_y		$R * \delta_x$	$R * \delta_y$	Δ_x	Δ_y		
Story8	1.4	1.4	3,5	4.9	4.9	0.35	0.7	306	3,06
Story7	1.3	1.2	3,5	4.55	4.2	1.05	0.7	306	3,06
Story6	1.0	1	3,5	3.5	3.5	0.35	0.7	306	3,06
Story5	0.9	0.8	3,5	3.15	2.8	0.7	0.7	306	3,06
Story4	0.7	0.6	3,5	2.45	2.1	1.05	0.7	306	3,06
Story3	0.4	0.4	3,5	1.4	1.4	0.35	0.35	306	3,06
Story2	0.3	0.3	3,5	1.05	1.05	0.7	0.7	306	3,06
Story1	0.1	0.1	3,5	0.35	0.35	0.32	0.32	408	4,08
Base	0.01	0.01	3,5	0.035	0.035	0.035	0.035	306	3,06

Commentaire

Les résultats de vérification montrent que les déplacements relatifs inter-étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

IV.11. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA 99 version 2003 Art5-9)

L'effet P- Δ représente l'augmentation des déplacements horizontaux dû à l'application simultanée de charges verticales et d'une petite charge horizontale.

Le R.P.A 2003 estime que les effets de seconde ordre peuvent être négligés si la condition suivante est vérifiée $\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10$ (article 5.6.R.P.A 2003).

P_K : poids totale des charges permanentes et des charges d'exploitation situés au dessus de niveau K

V_K : effort tranchant d'étage au niveau " K " .

Δ_K : déplacement relatif de niveau " K " par rapport au niveau " K-1 "

H_K : hauteur d'étage.

- Si $\theta < 0,1$: les effets de 2eme ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta < 0,2$: il faut augmenter les effets de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta)$.
- Si $\theta > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.12: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X (forme1).

Niveau	Sens x-x					Observation
	$\Delta_K(\text{cm})$	$V_x(\text{KN})$	$H_i(\text{cm})$	$P_K(\text{KN})$	Θ_x	
9	0.35	485.04	306	4007.61455	0.009	C.V
8	1.05	890.81	306	3754.92563	0.014	C.V
7	0.35	1223.71	306	3500.72597	0.003	C.V
6	0.7	1510.01	306	3486.05511	0.005	C.V
5	1.05	1738.41	306	3302.4747	0.006	C.V
4	0.35	1923.98	306	3302.4747	0.002	C.V
3	0.7	2064.62	306	3253.68957	0.004	C.V
2	0.32	2160.95	408	3183.69914	0.001	C.V
1	0.035	2200.61	306	3057.62985	0.0002	C.V

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y (forme1).

Niveau	Sens y-y					Observation
	$\Delta K(\text{cm})$	$V_x(\text{KN})$	$H_i(\text{cm})$	$PK(\text{KN})$	Θ_x	
1	0.7	493.04	306	4007.61455	0.019	C.V
2	0.7	905.5	306	3754.92563	0.009	C.V
3	0.7	1249.89	306	3500.72597	0.006	C.V
4	0.7	1534.91	306	3486.05511	0.005	C.V
5	0.7	1767.09	306	3302.4747	0.004	C.V
6	0.35	1955.73	306	3302.4747	0.002	C.V
7	0.7	2098.69	306	3253.68957	0.004	C.V
8	0.32	2196.61	408	3183.69914	0.001	C.V
9	0.035	2236.91	306	3057.62985	0.0002	C.V

IV.12. Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N}{B f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

F_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.14: Vérification de l'effort normal réduit (forme1).

Niveau	Section	N(KN)	v	Observation
Sous-sol et RDC	55x55	1872.09	0,25	≤ 0.3 vérifiée
1.2 (étage)	50x50	1337.23	0,21	≤ 0.3 vérifiée
3.4.5 (étage)	45x45	912.43	0,18	≤ 0.3 vérifiée
6.7 (étage)	40x40	360.85	0,09	≤ 0.3 vérifiée

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

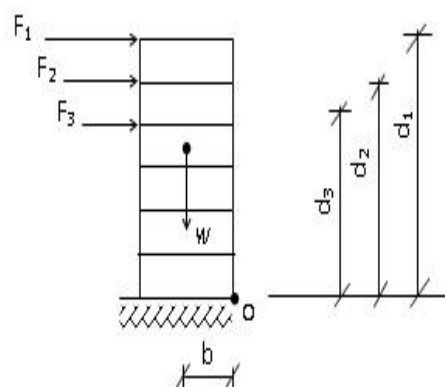
IV.13. Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Soit
$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Avec
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{array} \right.$$



M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base.

Tableau IV.15: Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant (forme1).

	W_t (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Observation
Sens X-X	30849.2892	10,28	317130.693	45650.447	6.95	>1,5.....vérifiée
Sens Y-Y	30849.2892	8.37	258208.551	46403.594	5.56	>1,5.....vérifiée

Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Modélisation de la forme 2.

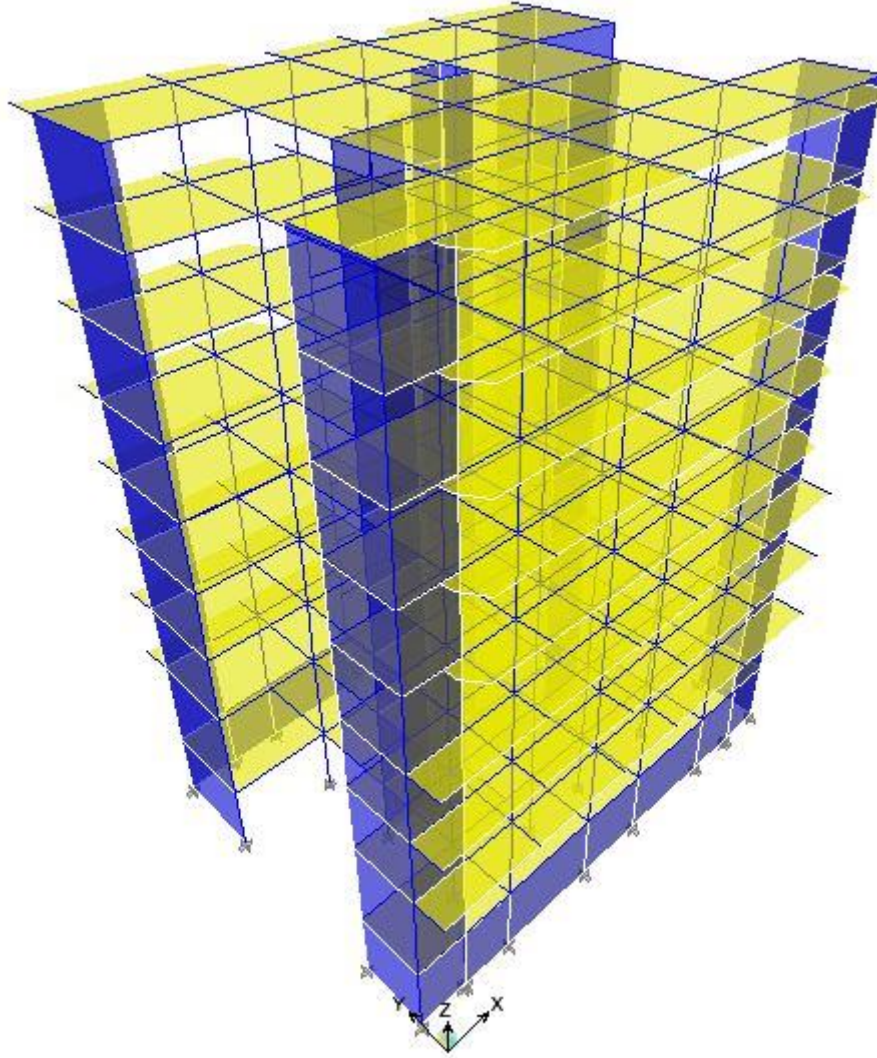


Figure IV.4: vue en 3D (figure 2).

- **La vérification de la régularité en plan (RPA 99/2003)**

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \frac{4.4+4.4}{20.7} = 0.43 \longrightarrow \text{C.N.V}$$

Donc la forme 2 est irrégulière.

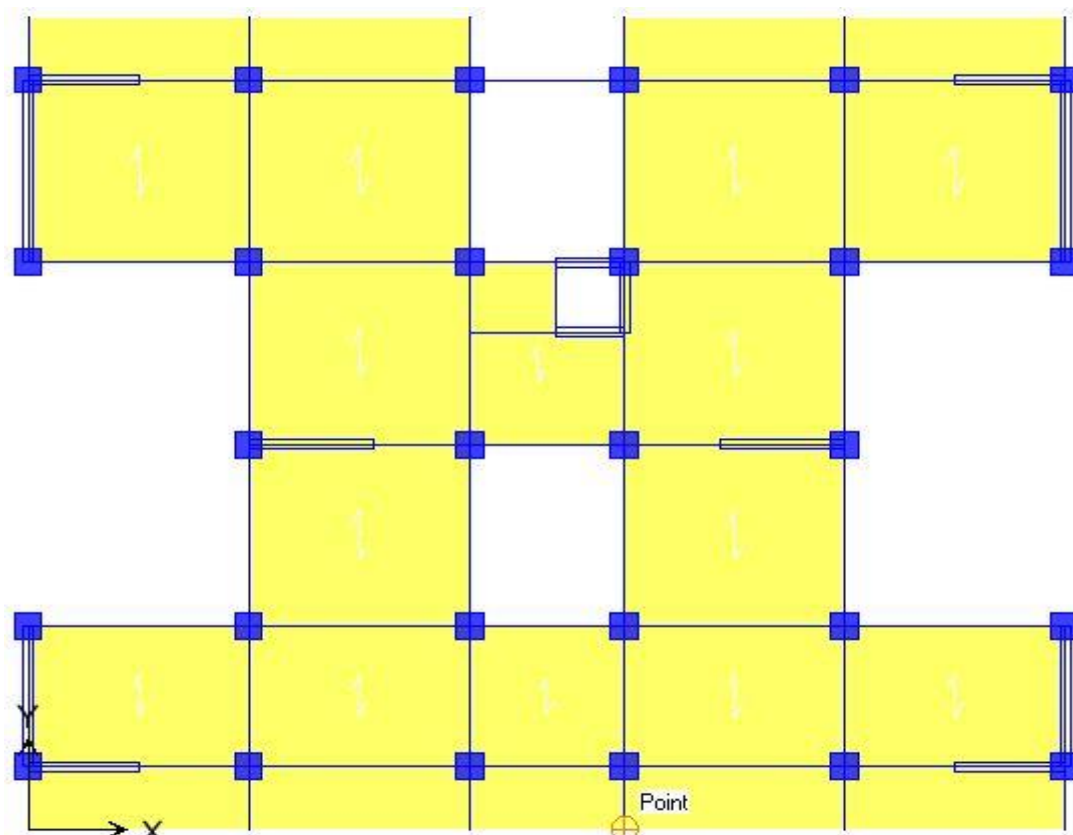


Figure IV.5: La disposition des voiles (figure 2).

Tableau IV.16: Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage (forme2).

Story	Poids (w) (KN)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
Sous sol	353.0154	10.374	8.839	10.45	8.752	0.076	0.087
Story 1	338.451	10.372	8.779	10.436	8.934	0.064	0.155
Story 2	313.3714	10.37	8.768	10.44	9.032	0.07	0.264
Story 3	310.9528	10.37	8.72	10.448	9.087	0.078	0.367
Story 4	291.6738	10.372	8.742	10.456	9.121	0.084	0.379
Story 5	291.6738	10.372	8.742	10.464	9.143	0.092	0.401
Story 6	287.0324	10.372	8.747	10.47	9.156	0.098	0.409
Story 7	280.0643	10.373	8.673	10.476	9.166	0.103	0.493
Story 8	261.8887	10.36	8.804	10.479	9.174	0.119	0.37
Somme(w)*9,81	26762.8925						

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.17: Valeurs des pénalités P_q (forme2).

Critère q	P_q	P_q
1- condition minimales sur les files de contreventement.	Observé	0
2- redondance en plan.	Observé	0
3- régularité en plan.	N/ observé	0,05
4- régularité en élévation.	Observé	0
5- contrôle de la qualité des matériaux.	N/ observé	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution.	N/ observé	0,1
Q = 1,20		

Tableau IV.18: Pourcentage des sollicitations dus aux charges vertical (forme 2).

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage (%)	
Base	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
	22006.38	15093.22	24.16	28.92

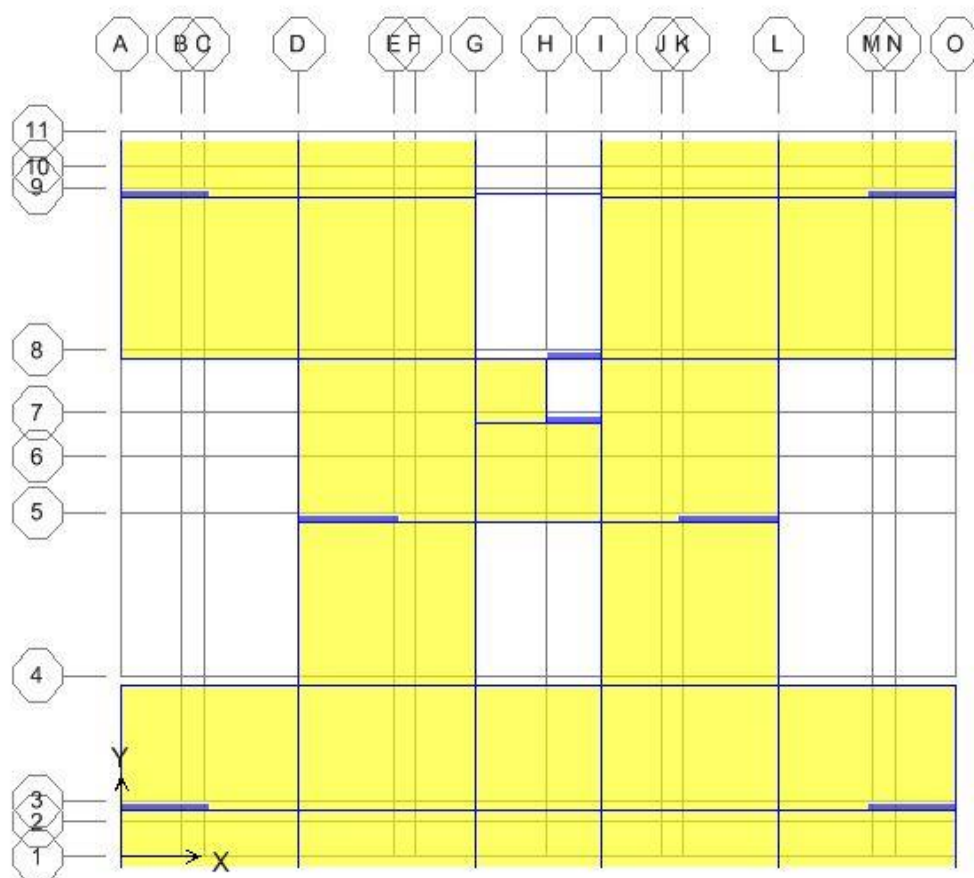
Conclusion : Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R = 3,5**.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.19: Périodes, modes et facteurs de participation massique modes (forme2).

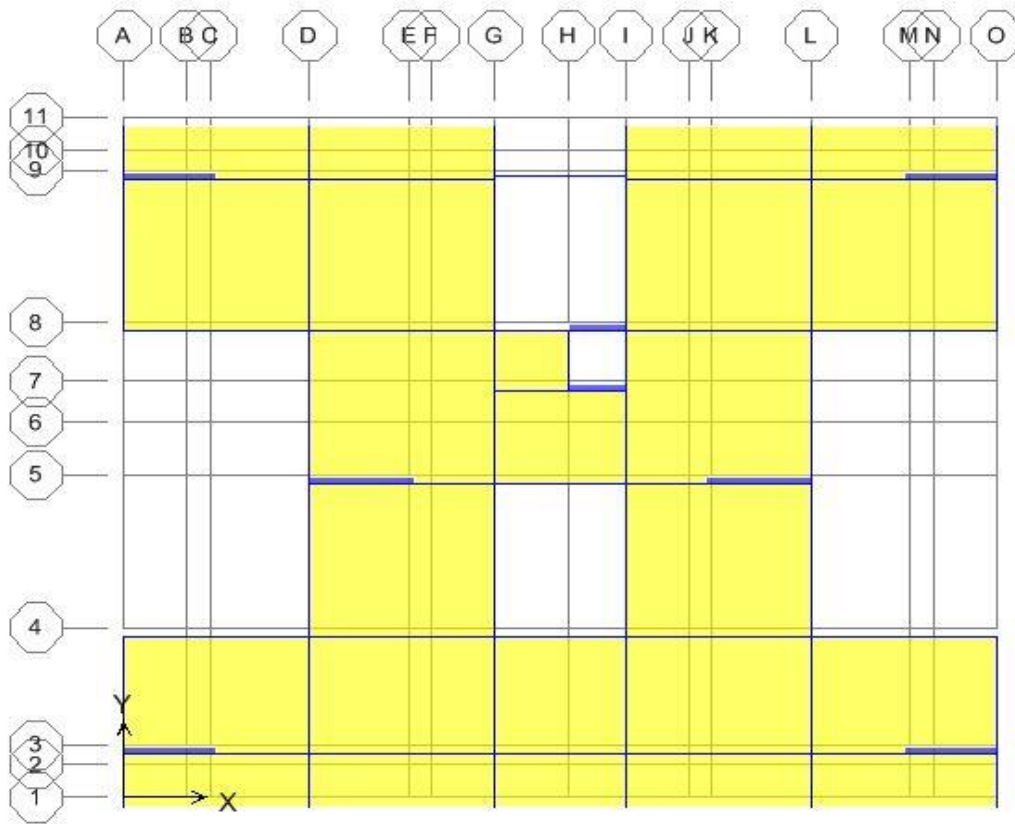
Mode	Périodes (S)	UX (%)	UY (%)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	RZ (%)
1	0.613523	0.2872	65.6979	0.2872	65.6979	0.0027
2	0.573169	65.1761	0.2968	65.4633	65.9947	0.1458
3	0.397263	0.1488	0.0073	65.6121	66.002	63.2892
4	0.155238	14.7591	0.0001	80.3713	66.0021	0.0169
5	0.134636	0.0001	20.4722	80.3713	86.4743	0.0014
6	0.088115	0.0148	0.0011	80.3861	86.4754	20.0576
7	0.069847	5.5715	0.0004	85.9576	86.4758	0.0058
8	0.057504	0.0005	6.4663	85.9582	92.9421	0.0005
9	0.040193	2.9871	0.0005	88.9452	92.9426	0.0201
10	0.038521	0.0048	0.0007	88.95	92.9433	6.3717
11	0.034635	0.0005	3.1725	88.9505	96.1158	0.0008
12	0.02686	1.9347	0.0015	90.8852	96.1173	0.0003

Mode1: c'est un mode de translation de période $T = 0.6135$ sec.

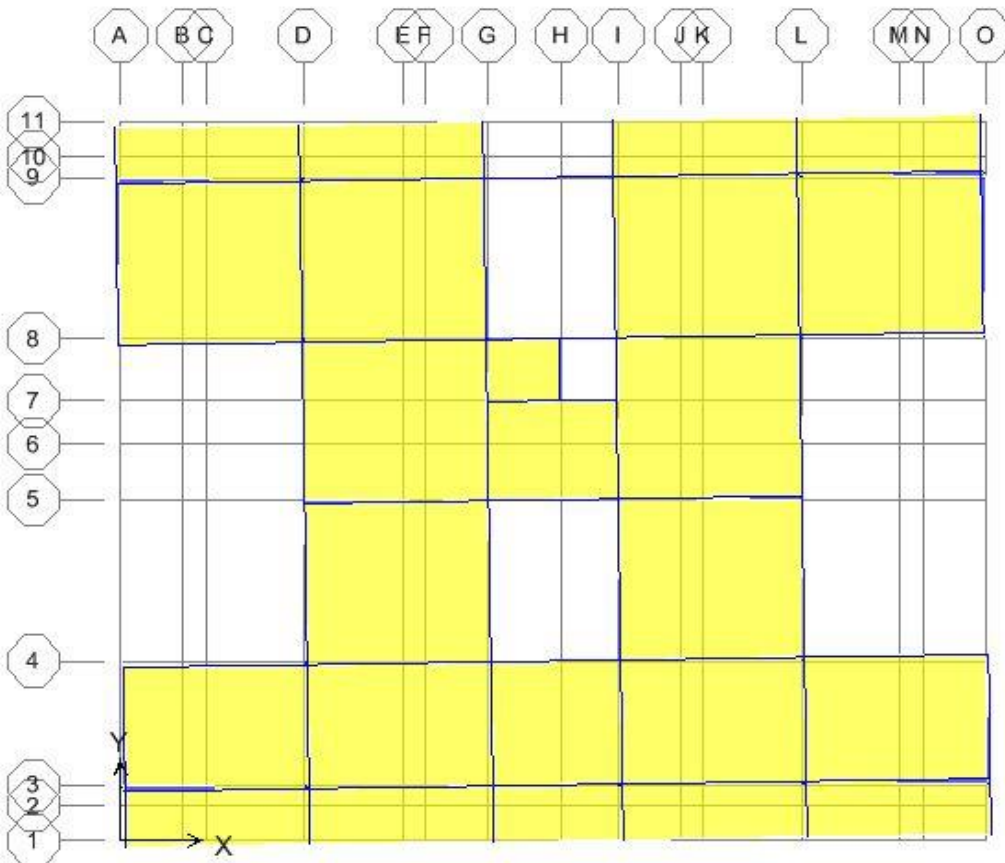


Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Mode 2 : c'est un mode de translation de période $T = 0.5732$ sec.



Mode 3 : c'est un mode de rotation de période $T = 0.3973$ sec.



Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

- **Commentaire 1**

D'après les résultats du tableau, on constate que

$$T_{dyn} = 0,6135 \text{ sec} < 1,3 * T_{RPA} = 1,3 * 0,62 = 0,81 \text{ sec}$$

$$T_{dyn} = 0,6135 \text{ sec} < 0,81 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots CV.$$

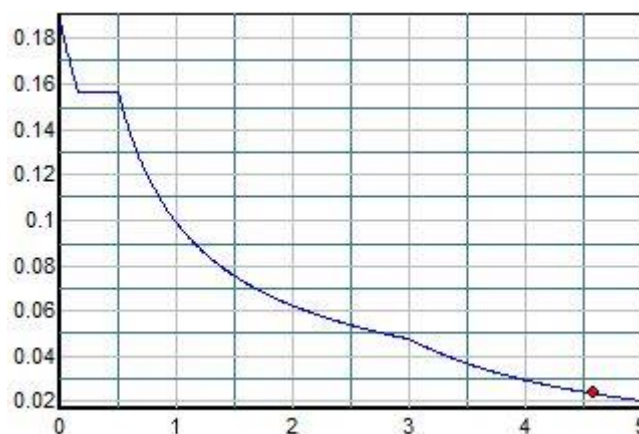


Figure IV.6: Représentation du spectre de calcul (forme2).

Tableau IV.20: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal X-X (forme2).

Mode	Périodes (S)	Cas	α_i (%)	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.613523	3	0.2872	26762.8925	0.106	8.15
2	0.573169	3	65.1761	26762.8925	0.112	1953.62
3	0.397263	2	0.1488	26762.8925	0.122	4.86
4	0.155238	2	14.7591	26762.8925	0.122	481.89
5	0.134636	1	0.0001	26762.8925	0.129	0.003
6	0.088115	1	0.0148	26762.8925	0.149	0.59
7	0.069847	1	5.5715	26762.8925	0.157	234.10
8	0.057504	1	0.0005	26762.8925	0.162	0.022
9	0.040193	1	2.9871	26762.8925	0.170	135.90
10	0.038521	1	0.0048	26762.8925	0.171	0.22
11	0.034635	1	0.0005	26762.8925	0.172	0.023
12	0.02686	1	1.9347	26762.8925	0.176	91.13

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

**Tableau IV.21: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal Y-Y
(forme2).**

Mode	Périodes (S)	Cas	α_i (%)	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.613523	3	65.6979	26762.8925	0.106	1863.76
2	0.573169	3	0.2968	26762.8925	0.112	8.89
3	0.397263	2	0.0073	26762.8925	0.122	0.24
4	0.155238	2	0.0001	26762.8925	0.122	0.003
5	0.134636	1	20.4722	26762.8925	0.129	706.78
6	0.088115	1	0.0011	26762.8925	0.149	0.044
7	0.069847	1	0.0004	26762.8925	0.157	0.017
8	0.057504	1	6.4663	26762.8925	0.162	280.35
9	0.040193	1	0.0005	26762.8925	0.170	0.023
10	0.038521	1	0.0007	26762.8925	0.171	0.032
11	0.034635	1	3.1725	26762.8925	0.172	146.04
12	0.02686	1	0.0015	26762.8925	0.176	0.071

Tableau IV.22: Combinaisons des réponses modales (forme2).

Mode	Périodes (S)	r	$10/10+\varepsilon_i*\varepsilon_j$	$r \leq 10/10+\sqrt{\varepsilon_j * \varepsilon_i}$
1	0.613523	0.934	0,540	Indépendant
2	0.573169	0.693	0,540	Indépendant
3	0.397263	0.390	0,540	Dépendant
4	0.155238	0.867	0,540	Indépendant
5	0.134636	0.654	0,540	Indépendant
6	0.088115	0.793	0,540	Indépendant
7	0.069847	0.823	0,540	Indépendant
8	0.057504	0.699	0,540	Indépendant
9	0.040193	0.958	0,540	Indépendant
10	0.038521	0.899	0,540	Indépendant
11	0.034635	0.774	0,540	Indépendant
12	0.02686	0.00	0,540	Indépendant

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Commentaire

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donné par

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} \longrightarrow \begin{cases} E_x = 2040.19 \text{ KN} \\ E_y = 2026.42 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la force sismique totale (les formes 2)

$$V_{stax} = \frac{ADQ}{R} W_T = \frac{0,15 * 1,76 * 1,20}{3,5} * 27286.89 = 2469.85 \text{ KN}$$

$$V_{stay} = \frac{ADQ}{R} W_T = \frac{0,15 * 1,65 * 1,20}{3,5} * 27286.89 = 2315.4 \text{ KN}$$

Tableau IV.23: Force sismique totale (forme2).

	VT (KN)	V (KN)	VT /V	Observation
Sens X-X	2040.19	2469.85	0.83	> 0.8 Vérifiée
Sens Y-Y	2026.42	2315.40	0.88	> 0.8 Vérifiée

Tableau IV.24: Distribution des forces sismiques selon le sens X-X (forme2).

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wi* Hi	Fi(KN)	Vk
9	3463.08107	28.56	98905.5955	445.93	445.93
8	3320.20431	25.5	84665.2099	381.72	827.65
7	3074.17343	22.44	68984.4519	311.02	1138.67
6	3050.44697	19.38	59117.6622	266.54	1405.21
5	2861.31998	16.32	46696.742	210.54	1615.75
4	2861.31998	13.26	37941.1029	171.06	1786.81
3	2815.78784	10.2	28721.036	129.49	1916.3
2	2747.43078	7.14	19616.6558	88.44	2004.74
1	2569.12815	3.06	7861.53213	35.45	2040.19
	Somme		452509.988		

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.25: Distribution des forces sismiques selon le sens Y-Y (forme2).

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wi* Hi	Fi(KN)	Vk
9	3463.08107	28,56	98905.5955	442.92	442.92
8	3320.20431	25,5	84665.2099	379.15	822.07
7	3074.17343	22,44	68984.4519	308.92	1130.99
6	3050.44697	19,38	59117.6622	264.74	1395.73
5	2861.31998	16,32	46696.742	209.11	1604.84
4	2861.31998	13,26	37941.1029	169.91	1774.75
3	2815.78784	10,2	28721.036	128.62	1903.37
2	2747.43078	7,14	19616.6558	87.85	1991.22
1	2569.12815	3,06	7861.53213	35.20	2026.42
Somme			452509.988		

Tableau IV.26: Déplacement inter étage dans le sens (forme2).

Niveau	δ_K (cm)		R	$\delta_{ek} = R * \delta_K$ (cm)		Δ_K (cm)		h_K (cm)	1% h_K (cm)
	δ_x	δ_y		$R * \delta_x$	$R * \delta_y$	Δ_x	Δ_y		
Story8	1.39	1.59	3,5	4.865	5.565	0.525	0.77	306	3,06
Story7	1.24	1.37	3,5	4.34	4.795	0.665	0.805	306	3,06
Story6	1.05	1.14	3,5	3.675	3.99	0.63	0.77	306	3,06
Story5	0.87	0.92	3,5	3.045	3.22	0.7	0.77	306	3,06
Story4	0.67	0.7	3,5	2.345	2.45	0.7	0.7	306	3,06
Story3	0.47	0.5	3,5	1.645	1.75	0.63	0.63	306	3,06
Story2	0.29	0.32	3,5	1.015	1.12	0.56	0.49	306	3,06
Story1	0.13	0.18	3,5	0.455	0.63	0.56	0.49	408	4,08
Base	0.01	0.04	3,5	0.035	0.14	0.035	0.14	306	3,06

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.27: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X (forme2).

	Sens x-x					
Niveau	ΔK (cm)	V_x(KN)	H_i (cm)	PK(KN)	Θ_x	Observation
9	0.525	445.93	306	3463.08107	0.0133	C.V
8	0.665	827.65	306	3320.20431	0.0087	C.V
7	0.63	1138.67	306	3074.17343	0.0056	C.V
6	0.7	1405.21	306	3050.44697	0.0049	C.V
5	0.7	1615.75	306	2861.31998	0.0041	C.V
4	0.63	1786.81	306	2861.31998	0.0033	C.V
3	0.56	1916.3	306	2815.78784	0.0027	C.V
2	0.56	2004.74	408	2747.43078	0.0019	C.V
1	0.035	2040.19	306	2569.12815	0.0001	C.V

Tableau IV.28: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y (forme2).

	Sens y-y					
Niveau	ΔK (cm)	V_x(KN)	H_i (cm)	PK(KN)	θ_x	Observation
1	0.77	442.92	306	3463.08107	0.0197	C.V
2	0.805	822.07	306	3320.20431	0.0106	C.V
3	0.77	1130.99	306	3074.17343	0.0068	C.V
4	0.77	1395.73	306	3050.44697	0.0055	C.V
5	0.7	1604.84	306	2861.31998	0.0041	C.V
6	0.63	1774.75	306	2861.31998	0.0033	C.V
7	0.49	1903.37	306	2815.78784	0.0024	C.V
8	0.49	1991.22	408	2747.43078	0.0017	C.V
9	0.14	2026.42	306	2569.12815	0.0006	C.V

Tableau IV.29: Vérification de l'effort normal réduit (forme 2).

Niveau	Section	N(KN)	ν	Observation
Sous-sol et RDC	55x55	1541.15	0,20	≤ 0.3 vérifiée
1.2 (étage)	50x50	1116.02	0,18	≤ 0.3 vérifiée
3.4.5 (étage)	45x45	794.34	0,16	≤ 0.3 vérifiée
6.7 (étage)	40x40	313.27	0,08	≤ 0.3 vérifiée

Tableau IV.30: Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant (forme2).

	W_t (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Observation
Sens X-X	26762.8925	10.24	274052.02	42379.46	6.47	>1,5.....vérifiée
Sens Y-Y	26762.8925	8.34	223202.52	42093.51	5.30	>1,5.....vérifiée

Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Modélisation de forme 3.

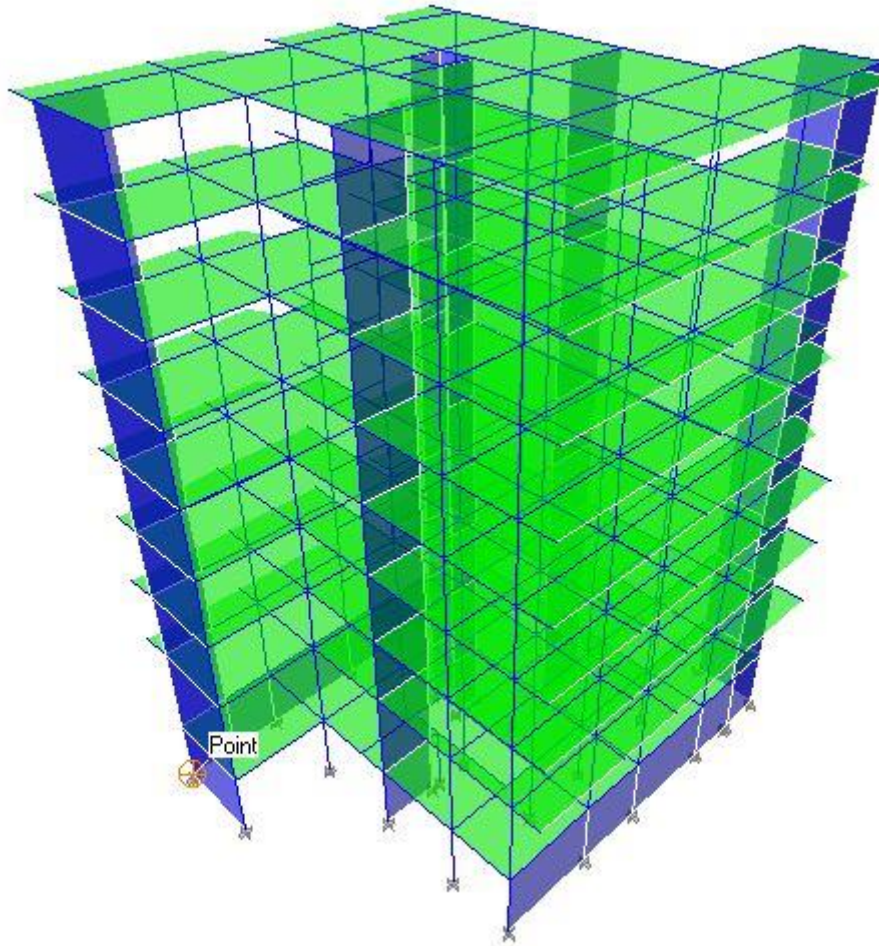


Figure IV.7: Vue en 3D (figure 3).

- **La vérification de la régularité en plan (RPA 99/2003)**

$$\frac{l_1+l_2}{L} \leq 0.25 \frac{4.4+4.4}{20.7} = 0.43 \longrightarrow \text{C.N.V}$$

Donc la forme 3 est irrégulière.

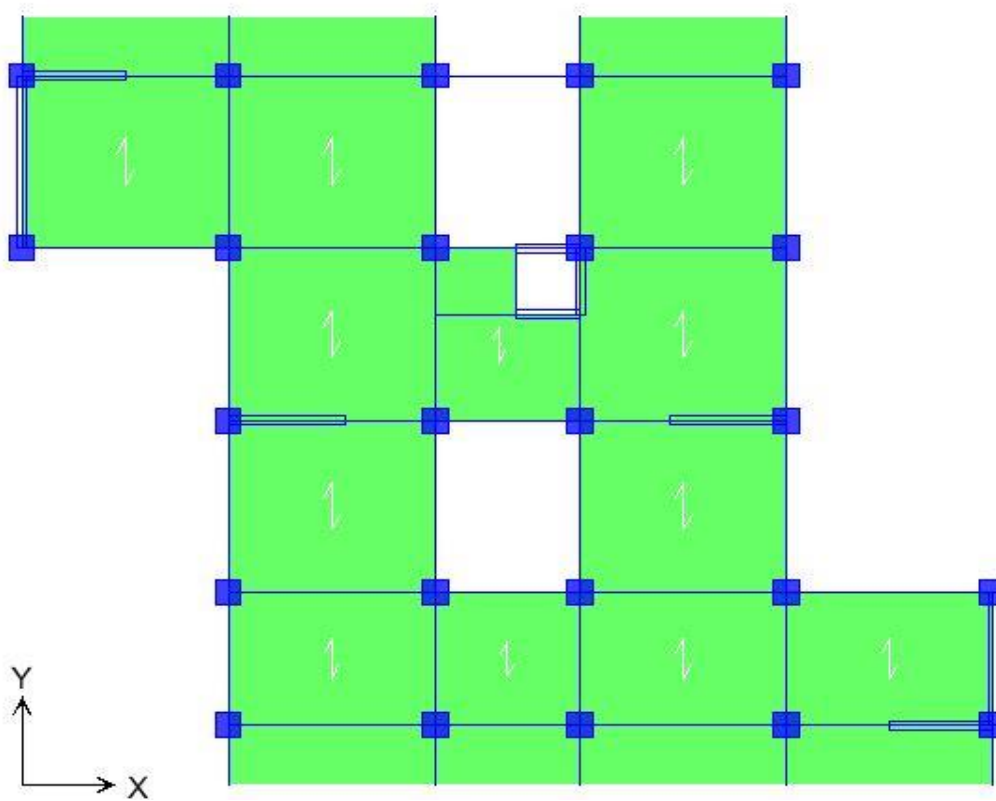


Figure IV.8: La disposition des voiles (figure 3).

Tableau IV.31: Masse, Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage (forme3).

Story	Poids (w) (KN)	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
Sous sol	292.0631	10.241	8.821	9.372	8.728	0.869	0.093
Story 1	268.4345	10.175	8.979	8.598	8.673	1.577	0.306
Story 2	255.6425	10.231	8.732	8.458	8.662	1.773	0.07
Story 3	254.5842	10.241	8.682	8.46	8.7	1.781	0.018
Story 4	239.7895	10.101	8.576	8.515	8.754	1.586	0.178
Story 5	239.7895	10.101	8.576	8.588	8.806	1.513	0.23
Story 6	235.811	10.097	8.578	8.657	8.849	1.44	0.271
Story 7	229.4114	10.089	8.482	8.71	8.885	1.379	0.403
Story 8	220.3785	10.086	8.639	8.74	8.904	1.346	0.265
Somme(w)*9,81	21934.2202						

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.32: Valeurs des pénalités P_q (forme3).

Critère q	P_q	P_q
1- condition minimales sur les files de contreventement.	Observé	0
2- redondance en plan.	Observé	0
3- régularité en plan.	N/ observé	0,05
4- régularité en élévation.	Observé	0
5- contrôle de la qualité des matériaux.	N/ observé	0,05
6- contrôle de la qualité de l'exécution.	N/ observé	0,1
Q = 1,20		

Tableau IV.33: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales (forme3).

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage (%)	
Base	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
	19256.62	16746.06	53.49	46.51

Conclusion

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles (d'après RPA99). Ce qui implique que la structure a un coefficient de comportement **R = 3,5**.

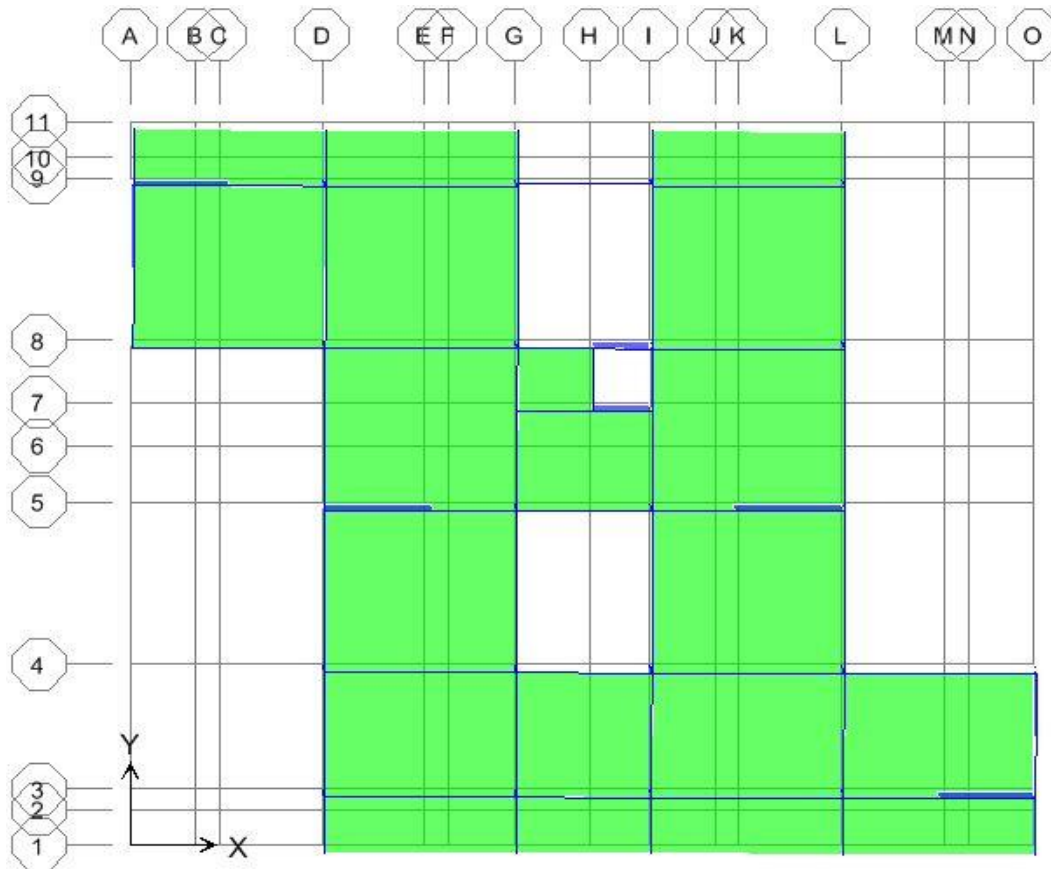
Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.34: Périodes, modes et facteurs de participation massique modes (forme3).

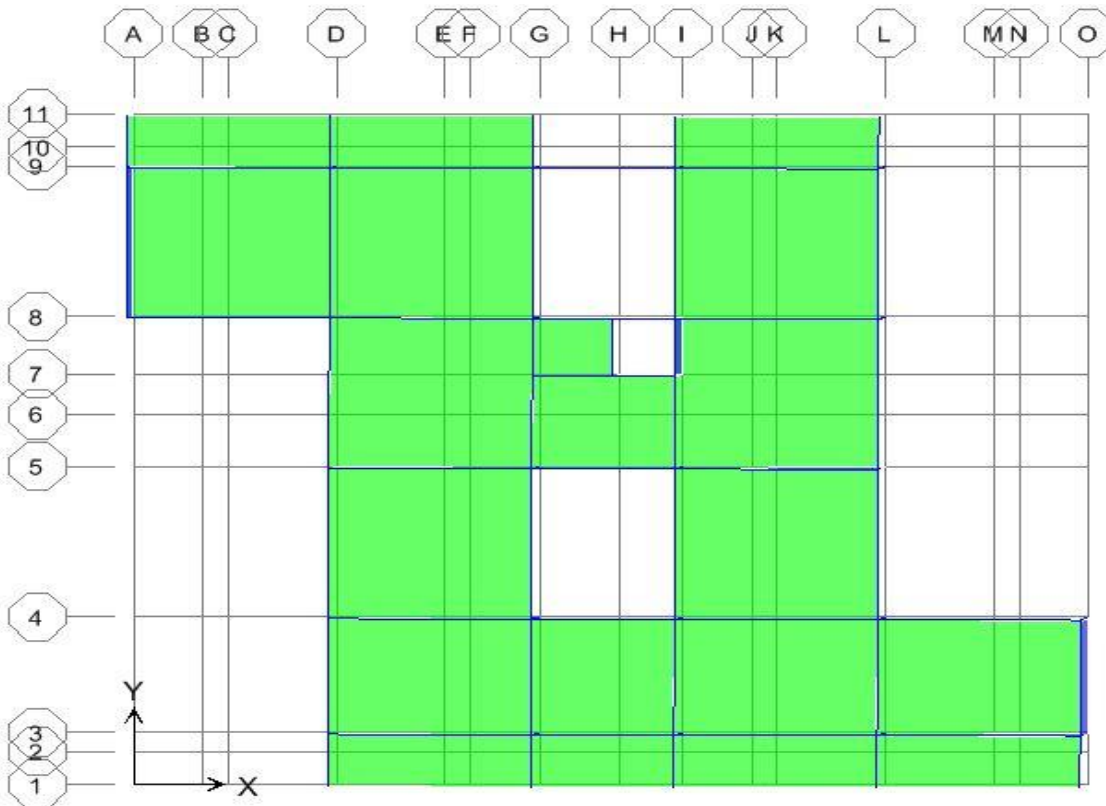
Mode	Périodes (S)	UX (%)	UY (%)	Sum UX (%)	Sum UY(%)	RZ(%)
1	0.724701	6.5821	60.0881	6.5821	60.0881	0.5845
2	0.598757	59.174	5.827	65.756	65.915	0.9541
3	0.442074	0.4536	1.1872	66.2097	67.1022	61.842
4	0.18212	7.1299	8.431	73.3396	75.5332	0.095
5	0.15391	6.9611	10.33	80.3006	85.8632	0.3826
6	0.100215	0.0306	0.612	80.3313	86.4752	18.7244
7	0.080532	3.8826	1.6941	84.2139	88.1693	0.0551
8	0.067715	1.4985	4.4275	85.7124	92.5968	0.2173
9	0.045988	1.8325	1.186	87.5449	93.7828	0.0599
10	0.043995	0.1838	0.1818	87.7287	93.9646	5.5696
11	0.04045	0.8588	1.9287	88.5876	95.8933	0.3538
12	0.031108	0.6718	1.4983	89.2594	97.3916	0.0064
13	0.028358	1.0842	0.8964	90.3435	98.288	0.0316

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

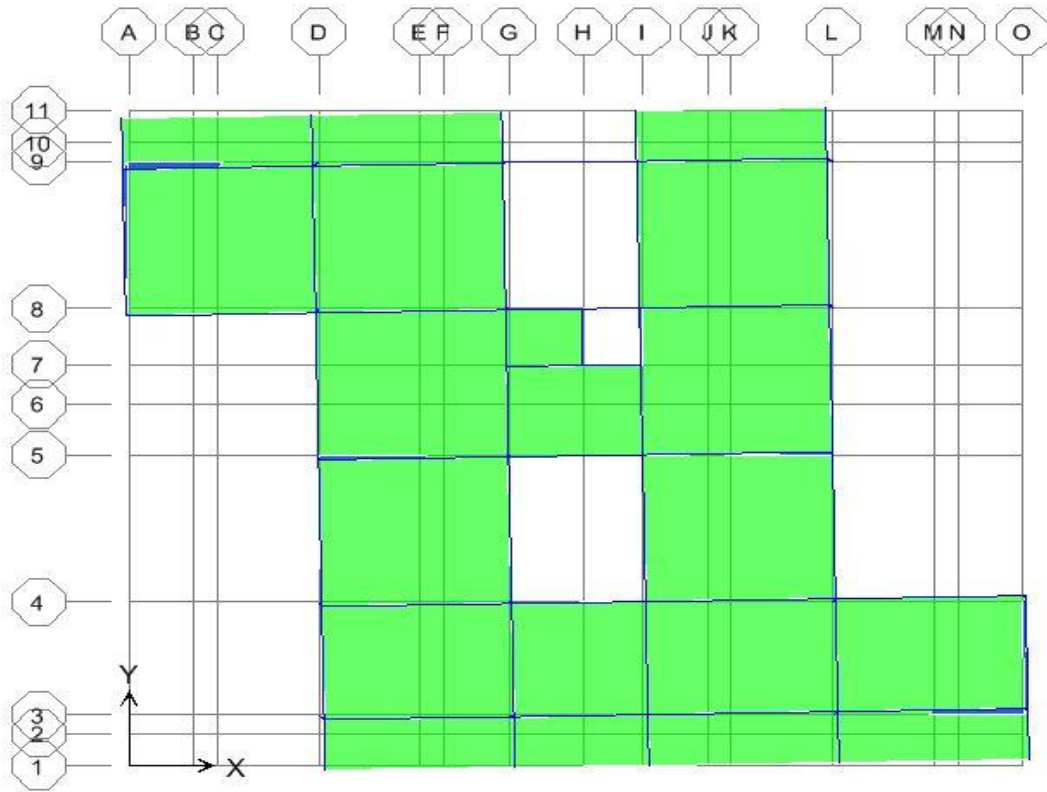
Mode 1 : c'est un mode de translation de période $T = 0.7247\text{sec}$.



Mode 2 : c'est un mode de translation de période $T = 0.5988\text{sec}$.



Mode 3 : c'est un mode de rotation de période $T = 0.4421 \text{sec}$.



- **Commentaire 1**

D'après les résultats du tableau, on constate que

$$T_{dyn} = 0,7247 \text{ sec} < 1,3 * T_{RPA} = 1,3 * 0,62 = 0,81 \text{ sec}$$

$$T_{dyn} = 0,7247 \text{ sec} < 0,81 \text{ sec} \quad \dots\dots\dots \text{CV.}$$

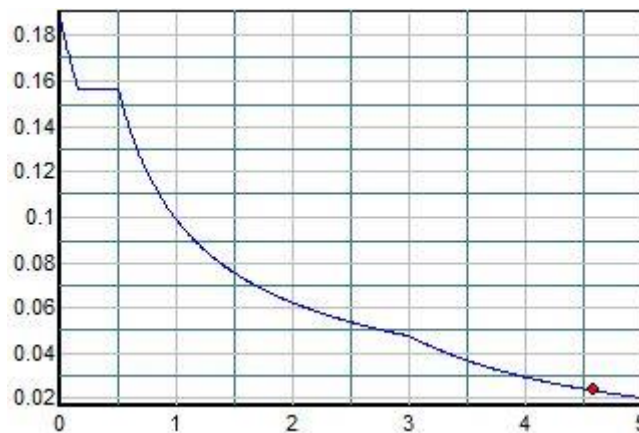


Figure IV.9: Représentation du spectre de calcul (forme3).

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

**Tableau IV.35: Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal X-X
(forme3).**

Mode	Périodes (S)	Cas	α_i (%)	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.724701	3	6.5821	21934.2202	0.095	137.15
2	0.598757	3	59.174	21934.2202	0.108	1401.77
3	0.442074	2	0.4536	21934.2202	0.122	12.14
4	0.18212	2	7.1299	21934.2202	0.122	190.79
5	0.15391	1	6.9611	21934.2202	0.120	183.22
6	0.100215	1	0.0306	21934.2202	0.144	0.97
7	0.080532	1	3.8826	21934.2202	0.152	129.45
8	0.067715	1	1.4985	21934.2202	0.158	51.93
9	0.045988	1	1.8325	21934.2202	0.167	67.12
10	0.043995	1	0.1838	21934.2202	0.168	6.77
11	0.04045	1	0.8588	21934.2202	0.170	32.02
12	0.031108	1	0.6718	21934.2202	0.174	25.64
13	0.028358	1	1.0842	21934.2202	0.175	41.62

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

**Tableau IV.36 : Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal Y-Y
(forme3).**

Mode	Périodes (S)	Cas	α_i (%)	W_t (KN)	S_a/g	V_i (KN)
1	0.724701	3	60.0881	21934.2202	0.095	1252.09
2	0.598757	3	5.827	21934.2202	0.108	138.04
3	0.442074	2	1.1872	21934.2202	0.122	31.77
4	0.18212	2	8.431	21934.2202	0.122	225.61
5	0.15391	1	10.33	21934.2202	0.120	271.90
6	0.100215	1	0.612	21934.2202	0.144	19.33
7	0.080532	1	1.6941	21934.2202	0.152	56.48
8	0.067715	1	4.4275	21934.2202	0.158	153.44
9	0.045988	1	1.186	21934.2202	0.167	43.44
10	0.043995	1	0.1818	21934.2202	0.168	6.70
11	0.04045	1	1.9287	21934.2202	0.170	71.92
12	0.031108	1	1.4983	21934.2202	0.174	57.18
13	0.028358	1	0.8964	21934.2202	0.175	34.41

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.37: Combinaisons des réponses modales (forme3).

Mode	Périodes (S)	r	$10/10+\varepsilon_i*\varepsilon_j$	$r \leq 10/10+\sqrt{\varepsilon_j * \varepsilon_i}$
1	0.724701	0.826	0,540	Indépendant
2	0.598757	0.738	0,540	Indépendant
3	0.442074	0.412	0,540	Dépendant
4	0.18212	0.845	0,540	Indépendant
5	0.15391	0.651	0,540	indépendant
6	0.100215	0.804	0,540	indépendant
7	0.080532	0.481	0,540	dépendant
8	0.067715	0.679	0,540	indépendant
9	0.045988	0.957	0,540	indépendant
10	0.043995	0.919	0,540	indépendant
11	0.04045	0.769	0,540	indépendant
12	0.031108	0.912	0,540	indépendant
13	0.028358	0.00	0.540	

Commentaire

Les réponses modales retenues ne sont pas indépendantes les unes des autres, donc la réponse totale est donné par

$$E = \pm \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} \longrightarrow \begin{cases} E_x = 1570.29 \text{ KN} \\ E_y = 1448.09 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul de la force sismique totale (les formes 3)

$$V_{stax} = \frac{ADQ}{R} W_T = \frac{0,15 * 1,76 * 1,20}{3,5} * 27286.89 = 2469.85 \text{ KN}$$

$$V_{stay} = \frac{ADQ}{R} W_T = \frac{0,15 * 1,65 * 1,20}{3,5} * 27286.89 = 2315.4 \text{ KN}$$

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.38 : Force sismique totale (forme3).

	VT (KN)	V (KN)	VT /V	Observation
Sens X-X	1570.29	2469.85	0.64	> 0.8 C.N.V
Sens Y-Y	1448.09	2315.40	0.63	> 0.8 C.N.V

Tableau IV.39: Distribution des forces sismiques selon le sens X-X (forme3).

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wi* Hi	Fi(KN)	Vk
9	2865.13901	28.56	81828.3702	347.73	347.73
8	2633.34245	25.5	67150.2323	285.36	633.09
7	2507.85293	22.44	56276.2196	239.15	872.24
6	2497.471	19.38	48400.988	205.68	1077.92
5	2352.335	16.32	38390.1071	163.14	1241.06
4	2352.335	13.26	31191.962	132.55	1373.61
3	2313.30591	10.2	23595.7203	100.28	1473.89
2	2250.52583	7.14	16068.7545	68.29	1542.18
1	2161.91309	3.06	6615.45404	28.11	1570.19
	Somme		369517.808		

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.40: Distribution des forces sismiques selon le sens Y-Y (forme3).

Niveau	Wi (KN)	Hi (m)	Wi* Hi	Fi(KN)	Vk
9	2865.13901	28.56	81828.3702	320.67	320.67
8	2633.34245	25.5	67150.2323	263.15	583.82
7	2507.85293	22.44	56276.2196	220.54	804.36
6	2497.471	19.38	48400.988	189.68	994.04
5	2352.335	16.32	38390.1071	150.44	1144.49
4	2352.335	13.26	31191.962	122.24	1266.72
3	2313.30591	10.2	23595.7203	92.47	1359.1
2	2250.52583	7.14	16068.7545	62.97	1422.16
1	2161.91309	3.06	6615.45404	25.93	1448.09
Somme			369517.808		

Tableau IV.41: Déplacement inter étage dans le sens (forme3).

Niveau	δ_K (cm)		R	$\delta_{ek} = R * \delta_K$ (cm)		Δ_K (cm)		h_K (cm)	1% h_K (cm)
	δ_x	δ_y		$R * \delta_x$	$R * \delta_y$	Δ_x	Δ_y		
Story8	1.5	1.9	3,5	5.25	6.65	0.35	0.7	306	3,06
Story7	1.4	1.7	3,5	4.9	5.95	0.7	1.05	306	3,06
Story6	1.2	1.4	3,5	4.2	4.9	1.05	0.7	306	3,06
Story5	0.9	1.2	3,5	3.15	4.2	0.7	0.7	306	3,06
Story4	0.7	0.9	3,5	2.45	3.5	0.7	1.05	306	3,06
Story3	0.5	0.7	3,5	1.75	2.45	0.7	1.05	306	3,06
Story2	0.3	0.4	3,5	1.05	1.4	0.35	0.7	306	3,06
Story1	0.2	0.2	3,5	0.7	0.7	0.63	0.525	408	4,08
Base	0.02	0.05	3,5	0.07	0.175	0.07	0.175	306	3,06

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.42: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X (forme3).

Niveau	Sens x-x					Observation
	ΔK (cm)	Vx(KN)	Hi (cm)	PK(KN)	Θ_x	
9	0.35	347.73	306	2865.13901	0.0094	C.V
8	0.7	633.09	306	2633.34245	0.0095	C.V
7	1.05	872.24	306	2507.85293	0.0099	C.V
6	0.7	1077.92	306	2497.471	0.0053	C.V
5	0.7	1241.06	306	2352.335	0.0043	C.V
4	0.7	1373.61	306	2352.335	0.0039	C.V
3	0.35	1473.89	306	2313.30591	0.0018	C.V
2	0.63	1542.18	408	2250.52583	0.0023	C.V
1	0.07	1570.19	306	2161.91309	0.0003	C.V

Tableau IV.43: Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y (forme3).

Niveau	Sens y-y					Observation
	ΔK (cm)	Vx(KN)	Hi (cm)	PK(KN)	Θ_x	
1	0.7	320.67	306	2865.13901	0.0204	C.V
2	1.05	583.82	306	2633.34245	0.0155	C.V
3	0.7	804.36	306	2507.85293	0.0071	C.V
4	0.7	994.04	306	2497.471	0.0057	C.V
5	1.05	1144.49	306	2352.335	0.0071	C.V
6	1.05	1266.72	306	2352.335	0.0064	C.V
7	0.7	1359.1	306	2313.30591	0.0039	C.V
8	0.525	1422.16	408	2250.52583	0.0020	C.V
9	0.175	1448.09	306	2161.91309	0.0009	C.V

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

Tableau IV.44 : Vérification de l'effort normal réduit (forme3).

Niveau	Section	N(KN)	v	Observation
Sous-sol et RDC	55x55	1538.4	0,20	≤ 0.3 vérifiée
1.2 (étage)	50x50	1109.27	0,18	≤ 0.3 vérifiée
3.4.5 (étage)	45x45	789.74	0,16	≤ 0.3 vérifiée
6.7 (étage)	40x40	312.5	0,08	≤ 0.3 vérifiée

Tableau VII.45 : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant (forme3).

	W_t (KN)	b (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Observation
Sens X-X	21934.2202	8.68	190389.03	32576.97	5.84	$> 1,5$vérifiée
Sens Y-Y	21934.2202	8.63	189292.32	30041.81	6.30	$> 1,5$vérifiée

Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

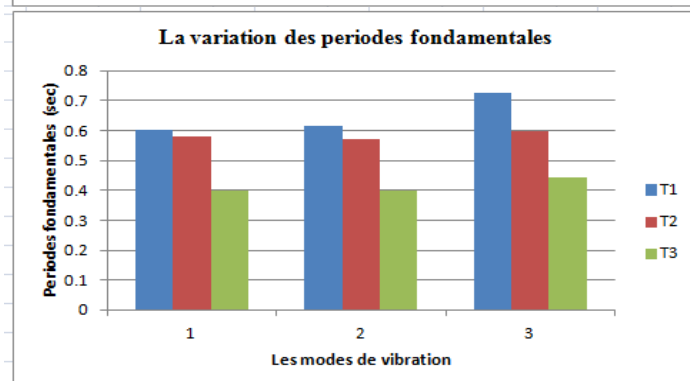
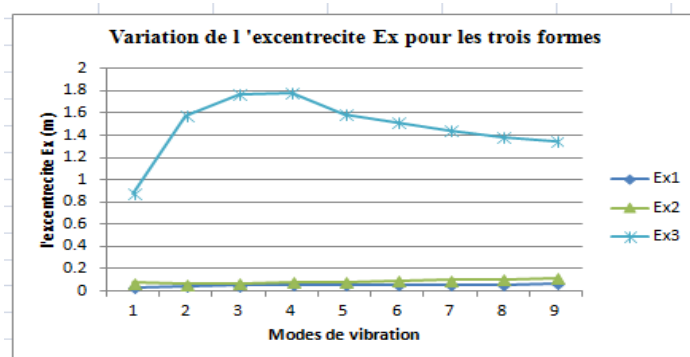
• Discussions des résultats pour les différentes formes

Les résultats obtenus dans cette étude en termes d'excentricité, périodes fondamentales, de déplacements, d'efforts tranchants et sismiques pour les différents systèmes de contreventement considérés sont présentés comme ci-après.

-L'excentricité et les périodes propres

Selon les tableaux ci-dessus ainsi les figure ci dessous, on constate que :

L'excentricité de la troisième forme est très grande que celles des autres formes, et cela a cause de la forme irrégulières et de la faible rigidité, sachant qu'on a gardé la même disposition des voiles a fin de bien apprécier l'influence de la configuration en plan sur la stabilité de la structure.



Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.

La période fondamentale de la troisième forme est plus importante que celles des autres formes.

-Une diminution comprise entre 10 et 15% de la période fondamentale de la forme 1 et 2 par rapport à celle de la forme 3.

✓ **Les déplacements**

L'analyse des structures en termes de déplacement, est illustrée sur la figure ci dessous. Cette figure montre clairement, une déformation significative pour la troisième forme, notamment au niveau de l'étage supérieure. Par contre les structures contreventées avec la forme 2 et 1 sont caractérisées par un déplacement entre étages assez faibles.

A la lumière de ces constatations, on note que la forme régulière en plan donne des déformations plus faible par rapport aux autres formes irrégulières.

✓ **Efforts tranchants**

La réponse des structures en termes d'effort tranchant sous l'effet de la charge sismique définie par le spectre de réponse, est représentée sur les figures ci dessous, on a des efforts de cisaillement différents, en raison de la variation de la configuration en plan de la structure.

On constate que la structure avec la première forme présente un effort de cisaillement plus élevé à chaque étage, par rapport aux autres structures. D'autre part, la forme irrégulière est caractérisée par une réponse assez faible par rapport à celle observée dans la forme régulière. La variation de l'effort de tranchant d'une structure à l'autre, due principalement à la variation de la valeur du facteur de qualité adopté par les règlements parasismique. Les structures avec une forme irrégulière en zones sismiques, sont généralement caractérisées par un facteur de qualité plus élevé, par conséquent, plus que le facteur de qualité augmente on aura l'augmentation de l'effort tranchant et l'effort sismique.

• **Conclusion**

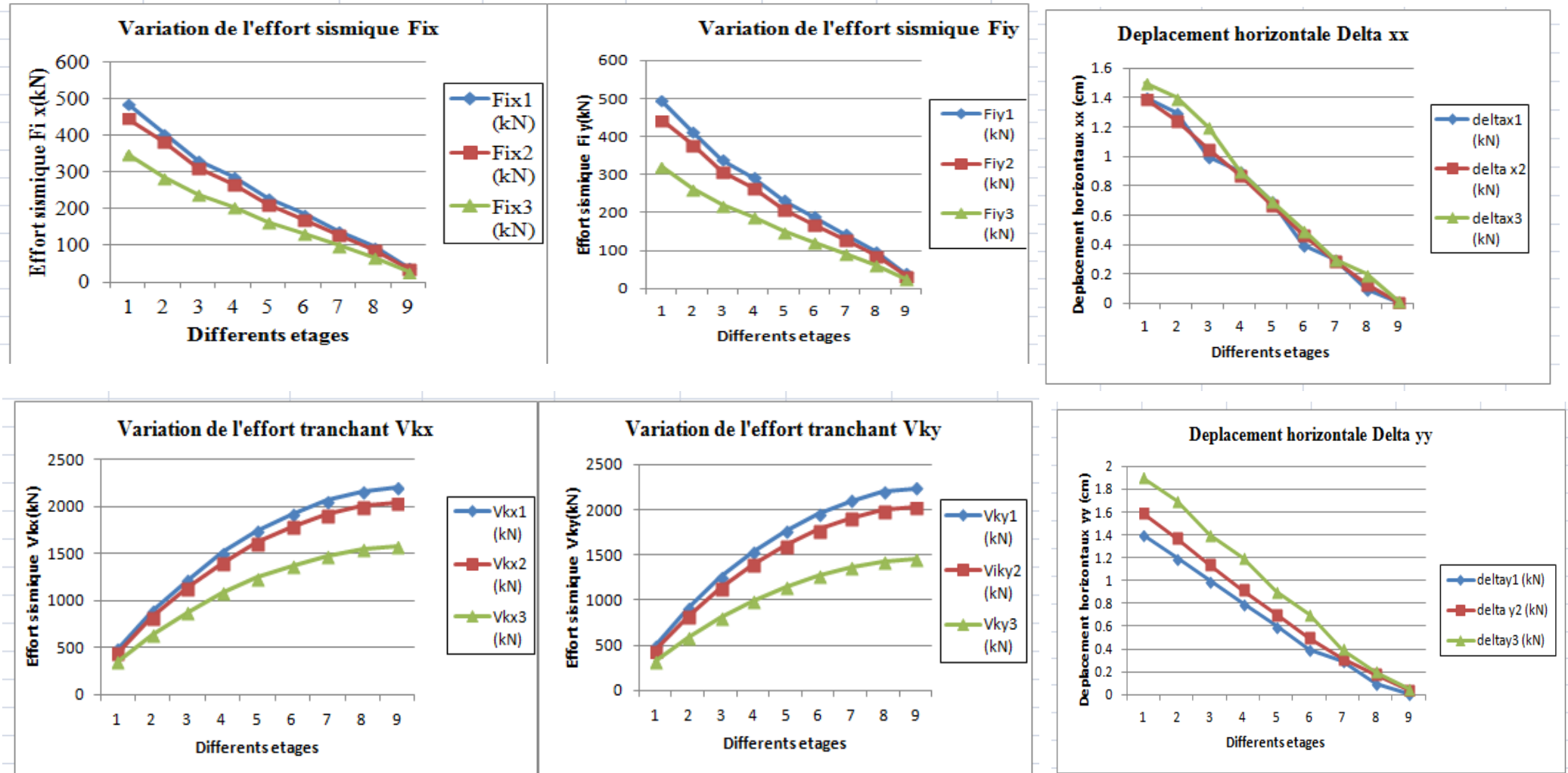
Dans ce chapitre on a essayé d'évaluer la réponse sismique d'une structure et cela avec différentes configuration en plan.

D'où on peut conclure que :

La structure irrégulière est plus souple sous l'effet des actions sismique ce qui conduit à des déformations en terme de déplacement très considérable par rapport à celui de structures régulières. La variation de l'effort tranchant et sismique une structure a l'autre, due principalement à la variation de la valeur du facteur de qualité et aux poids de la structure et a la disposition des voiles.

Nous propose comme une solution pour la troisième forme pour être plus rigide et plus stable d'ajoutée des voiles.

Chapitre IV. Etude dynamique de la structure.



Calcul des éléments structuraux

Introduction

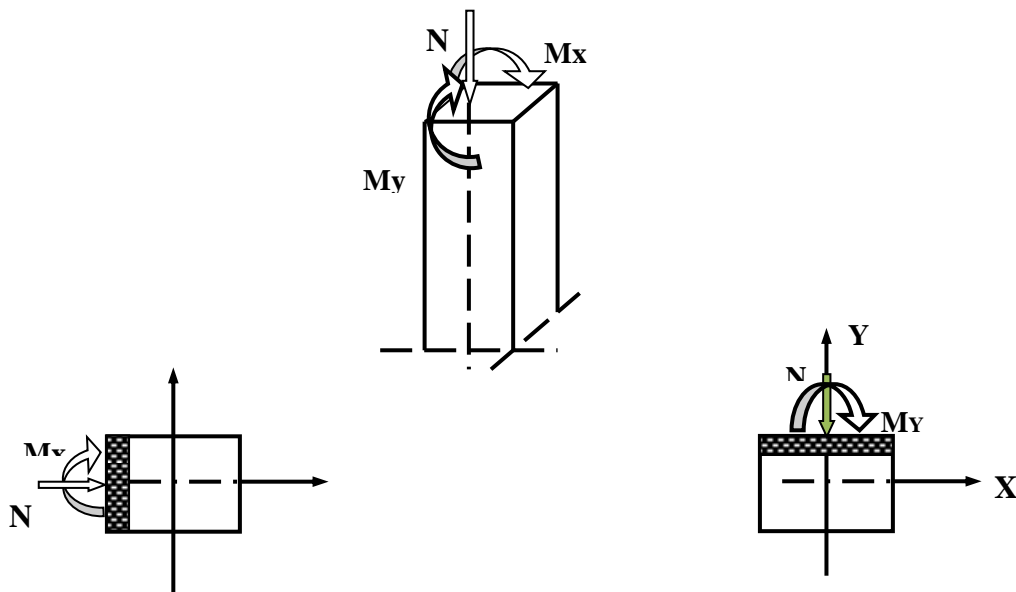
Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

V.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.



Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Caractéristiques des matériaux**

Tableau V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	θ	$f_{bu}(\text{MPa})$	γ_s	$F_e(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Le dimensionnement des armatures en flexion déviée composée dans un poteau consiste à déterminer les sections

- A_{s1} (cm^2) .
- A_{s2} (cm^2).

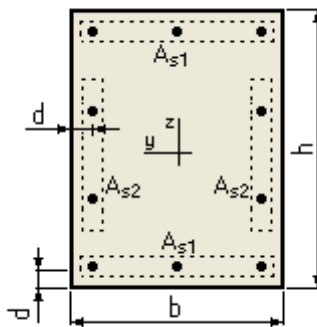


Figure V.1: Armatures dans le poteau.

- **Les combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes Selon RPA99

Selon BAEL91 (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

Selon RPA99 (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

G : Action permanente.

Q : Action variable

E : Action accidentelle.

V.1.1.Ferrailage longitudinale

▪ **Recommandations de l’RPA99/V2003**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,8 % en zone de IIa.
- Leur pourcentage maximal :
 - 3% en zone courante.
 - 6% en zone recouvrement.
- Le diamètre minimum est : 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements : 40ϕ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l’extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

▪ **Recommandation de BAEL (Art 8-2-3)**

Ferrailage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

Avec : $e_s = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton= $b \times h = 3025\text{cm}^2$. ($b = h =$ côtes du poteau, $d = 0,9h$)

▪ **Ferrailage minimum d’après le CBA93**

Condition de non fragilité

$$A_{\text{CNF}} \geq \frac{0,23.b_0.d.f_{t28}}{f_e}$$

Le calcul se fera pour le niveau RDC (formes 1)

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale.

Niveau	Section	BAEL 91		CBA 93	RPA99/V2003		
		A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement
Niv RDC	55x55	6.05	151.25	3.29	24.2	90.75	181.5

Le ferrailage du poteau le plus défavorable pour les trois formes

Etant donné que la structure comporte quatre (04) sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit

- Zone 1 : S-sol et RDC étage pour les poteaux de dimensions (55X55)
- Zone 2 : 1^{er} et 2^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (50X50)
- Zone 3 : 3^{eme} 4^{eme} et 5^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (45X45)
- Zone 4 : 6^{eme} et 7^{eme} étage pour les poteaux de dimensions (40X40)

Le ferrailage des poteaux se fait suivant les sollicitations ci après :

- | | |
|---|-------------------------------|
| { | N_{max} et M correspondant. |
| | N_{min} et M correspondant. |
| | M_{max} et N correspondant. |

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable

Tableau V.3 : Les sollicitations obtenues par ETABS.

Niveau	N (KN)	M (KN.M)
Zone 1 (55x55)	$N_{max}= 1872.09$	$M_{cor}= 4.982$
	$N_{min}= -789.67$	$M_{cor}= 8.978$
	$N_{cor}= 224.2$	$M_{max}= 25.345$

V.1.2.Exemple de calcul

- Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel ETABS 9.7 et à partir de la combinaison la plus défavorable
- Le poteau le plus sollicité c'est le C8 (Zone 1)
- La combinaison la plus défavorable est la combinaison ELU.

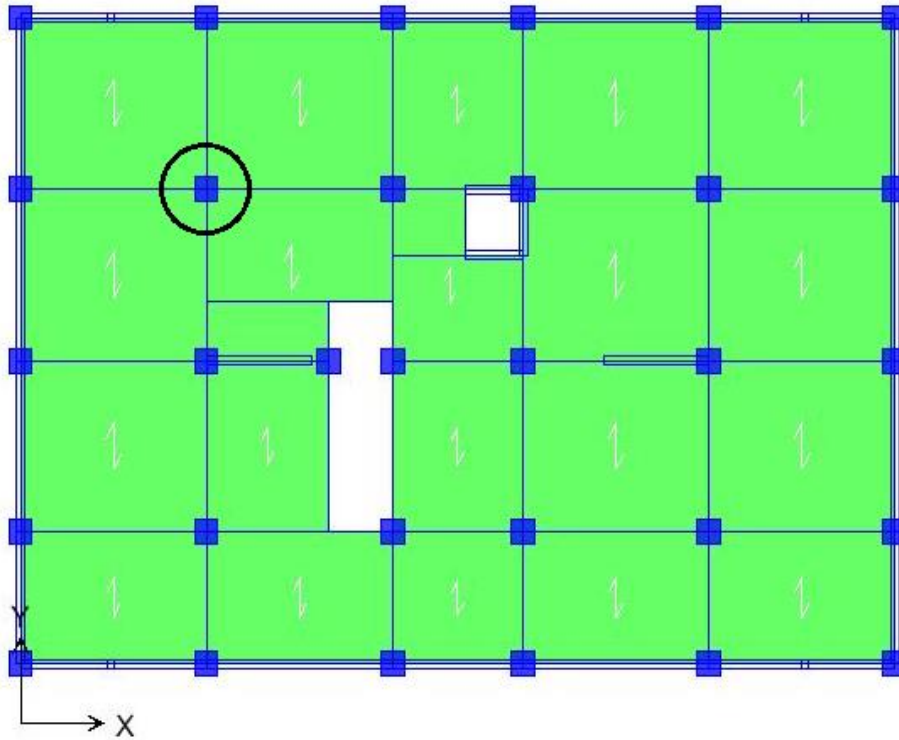
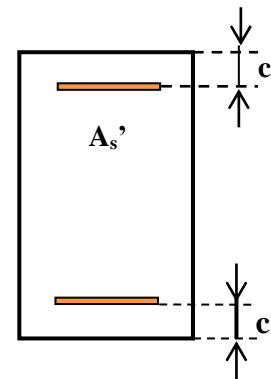


Figure V.2: Le schéma qui suit montre le poteau le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} C=C'=3\text{cm.} \\ S= 55 \times 55 (\text{cm}^2). \\ L= 4.08 \text{ m.} \\ d = 0.9h = 0.9 \times 55 = 49.5 \text{ cm} = 0.495 \text{ m.} \end{array} \right.$$



$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 1872.09 \text{ KN.} \quad M_{\text{cor}} = 4.982 \text{ KN.m.} \\ M_u = 25.345 \text{ KN.m.} \quad M_{\text{ser}} = 3.558 \text{ KN.m.} \quad N_{\text{ser}} = 1357.4 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

(Après exécution).

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; L / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1,632\text{cm}) \longrightarrow e_a = 2\text{cm} = 0,02 \text{ m.}$$

e_1 : Excentricité du premier ordre à l'ELU

$$e_1 = e_0 + e_a \longrightarrow e_0 = \frac{M_{\text{cor}}}{N_{\max}} = 0.003 \text{ m} = 0.3 \text{ cm} \longrightarrow e_1 = (0.003) + 0.02 = 0.023 \text{ m} = 2.3\text{cm}$$

$$d - h / 2 = 0.22\text{m}$$

$e_1 < d - h / 2 \longrightarrow$ Section entièrement tendues

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Si : $\frac{L_f}{h} \leq \max(15; \frac{20 \cdot e_1}{h}) \longrightarrow$ pas de risque de flambement.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

h : La hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

$$L_f = 0.7 l_0 = 0,7 \times 4.08 = 2,856 \text{ m.}$$

$$L_f/h = 5,193 < \max(15; 0.836) = 15 \quad \text{C.V}$$

Donc : Le calcul se fera en flexion composé.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 * l_f^2}{10000 * h} (2 + \emptyset \alpha)$$

Avec :

$\emptyset = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\alpha = 10 * (1 - \frac{M_u}{1.5 M_s}) = 0.67$$

$$\text{D'ou: } e_2 = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm}$$

$$e = (e_1 + e_2) = 0.015 + 0.023 = 0.038 \text{ m.}$$

- Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$M_{\text{ucorr}} = N_u \times e = 1872.09 \times 0.038 = 71.14 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 1872.09 \text{ KN.} \\ M_{\text{corrigé}} = 71.14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Les sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus sont

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{ucorr}} + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 71.14 + 1872.09 (0.495 - \frac{0.55}{2}) = 482.99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{ua}}}{b d^2 f_{\text{bu}}} = \frac{482.99 * 10^{-3}}{0.55 * 0.495^2 * 21.74} = 0.165$$

$$\mu_{\text{bc}} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.49$$

$\mu_{\text{bu}} < \mu_{\text{bc}} \longrightarrow$ Section partiellement comprimée.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = 1.4$$

$$\mu_{\text{lu}} = (3440 \gamma + 49 f_{\text{c}28} - 3050) 10^{-4} = 0.299$$

$$\mu_{\text{lu}} = 0.299$$

On a: $\mu_{\text{lu}} \geq \mu_{\text{bu}} \longrightarrow A' = 0$

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

$\mu_{bu} = 0.165 < 0.299 \longrightarrow$ méthode simplifiée

$$Z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.495 (1 - 0.6 \cdot 0.165) = 0.446 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{M_{ua}}{Z_b \sigma_s} = \frac{482.99 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0.446} 10^4 = 31.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_u = A_{cal} = 31.19 \text{ cm}^2$$

• Armatures en flexion composée :

$$A^{fc} = A_u - \frac{N_u}{\sigma_s} = 31.19 - \frac{1872.09 \cdot 10}{348} = -15.61 \dots\dots\dots A^{fc} = -15.61 \text{ cm}^2 < 0 \text{ (Flexion composée)}$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale A_{min}

• Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq \frac{0.23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.45 d}{e_s - 0.185 d} = \frac{0.23 \cdot 0.55 \cdot 0.495 \cdot 2.1}{400} * \frac{0.0026 - 0.45 \cdot 0.495}{0.0026 - 0.185 \cdot 0.495} = 0.00032 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 3.29 \text{ m}^2.$$

• $A_{min rpa} = 0.8\% b \times h = 0.008 \times 55 \times 55 = 24.2 \text{ cm}^2$ (en zone IIa)

Danc: $A_s = \max(A_{cal}; A_{cnf}; A_{min rpa}) = 31.19 \text{ cm}^2$

Tableau V.4: Ferrailage longitudinal.

Niveau	N (KN)	M (KN.M)	Section (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	$A_{min rpa}$ (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	Choix des barres
Zone 1 Sues-sol	$N_{max} = 1872.09$	$M_{cor} = 4.982$	55x55	31.19	24.2	3.29	37.7	12T20
	$N_{min} = -789.67$	$M_{cor} = 8.978$		11.88				
	$N_{cor} = 224.2$	$M_{max} = 25.345$		4.71				

V.1.3. Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

❖ **Recommandations de l’RPA99/V2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule suivante

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2.5 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g (\text{l'élancement géométrique du poteau}) = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Espacement des armatures transversales (Art 7.4.2.2. RPA99/V2003)

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) \dots\dots\dots$ en zone II.
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l \dots\dots\dots$ en zone II.

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de

- 10 cm en zone nodale
- 15 cm en zone courante.

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ est donnée comme suit

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $10 \phi_t = 8\text{cm}$

❖ Vérification du poteau à l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant maximal et on le généralise pour tous les poteaux.

$$V_{u \max} = 39.07 \text{KN}$$

• Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{39.07 \cdot 10^{-3}}{0.55 \cdot 0.495} = 0.144 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa} \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C.V}$$

Exemple de calcul

➤ Zone nodale

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7*4.08}{0.55} = 5.19 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5 \quad \text{avec } t=10\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u * t}{f_e * h_1} = \frac{2.5 * 0.1 * 39.07 * 10^{-3}}{0.55 * 400} = 0.444 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.44 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}10$

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t*b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \longrightarrow \frac{3.14}{55*10} = 0.57\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Zone courante

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7*4.08}{0.55} = 5.19 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2.5 \quad \text{avec } t=15\text{cm}$$

$$A_t = \frac{\rho_a * V_u * t}{f_e * h_1} = \frac{2.5 * 0.15 * 39.07 * 10^{-3}}{0.55 * 400} = 0.666 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.67 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow 4\text{HA}10$

La quantité minimale des armatures transversales est :

$$\frac{A_t}{t*b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)} \longrightarrow \frac{3.14}{55*15} = 0.38\% > 0.3\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Les résultats du ferrailage transversal sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.5 : Les armatures transversales (zone nodale).

Poteau	V (KN)	S_t (cm)	A_t (cm ²)	λ_g	ρ_a	$\tau_u \leq$ (MPa)	choix	A_{ado}	% cal	% min
55x55	39.07	10	0.44	5.19	2.5	0.144	4HA10	3.14	0.57	0.3

Tableau V.6 : Les armatures transversales (zone courante).

Poteau	V (KN)	S_t (cm)	A_t (cm ²)	λ_g	ρ_a	$\tau_u \leq$ (MPa)	choix	A_{ado}	% cal	% min
55x55	39.07	15	0.67	5.19	2.5	0.144	4HA10	3.14	0.38	0.3

V.1.4. Vérification

a) Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K y$

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Tableau V.7 : Vérification des contraintes.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
1	3.558	37.7	620079.37	23.24	0.00057	0.13	15	C.V

b) Contraintes tangentielles (Art7.4.3.2.RPA99/2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.075 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g (\text{l'élancement géométrique du poteau}) = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau V.8: Vérification des contraintes tangentielles.

poteau	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Observation
55x55	2.856	5.19	0.075	39.07	0.129	1.875	C.V

c) Vérification au flambement :

Nous considérons le poteau le plus sollicité pour la vérification au flambement : N_{max} = 1872.09 KN ; L_f = 0.7 l₀ = 2.856 m

$$I_{xx} = I_{yy} = 0.0076 \text{ m}^4$$

$$B = 0.3025 \text{ m}^2 \quad \text{avec } I = \frac{bh^3}{12}, B = b \cdot h$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i}; \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.0076}{0.3025}} = 0.159 \text{ m}$$

$$i_{xx} = i_{yy} = 0.159 \longrightarrow \lambda_{xx} = \lambda_{yy} = 17.96$$

$$\Delta = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,20(\lambda/35)^2} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} \dots\dots\dots si 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$0 < \lambda < 50 \longrightarrow \Delta = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,81$$

On vérifie que

$$B_r \geq \frac{N_{max}}{\Delta\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s}\right)} = \frac{1872,09 \cdot 10}{0,81\left(\frac{25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{400}{100 \cdot 1,15}\right)} = 1050,71 \text{ cm}^2$$

Nous avons :

$$B_r = (55 - 3)(55 - 3) = 2704 \text{ cm}^2 > 1050,71 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

d) Vérification de l'effort normal ultime

D'après CBA93 (Art.8.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{ultim} = \Delta \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : Section réduite du béton.

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

- Calcul de N_{ultim}

$$N_{ultim} = \Delta \left(\frac{f_{c28} \cdot B_r}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) = 0,81 \left(\frac{0,2704 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} + 37,7 \cdot 10^{-4} \frac{400}{1,15} \right) 10^3 = 5118,16 \text{ KN}$$

$$N_{ultim} = 5118,16 \text{ KN} > N_{max} = 1872,09 \text{ KN} \dots \text{C.V}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.9: Vérification de l'effort normal ultime.

Poteau	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ultim} (kN)	Vérification
S-sol	55x55	4.08	2.856	17.96	37.7	1872.09	5118.16	C.V

- Schéma de ferrailage de poteau

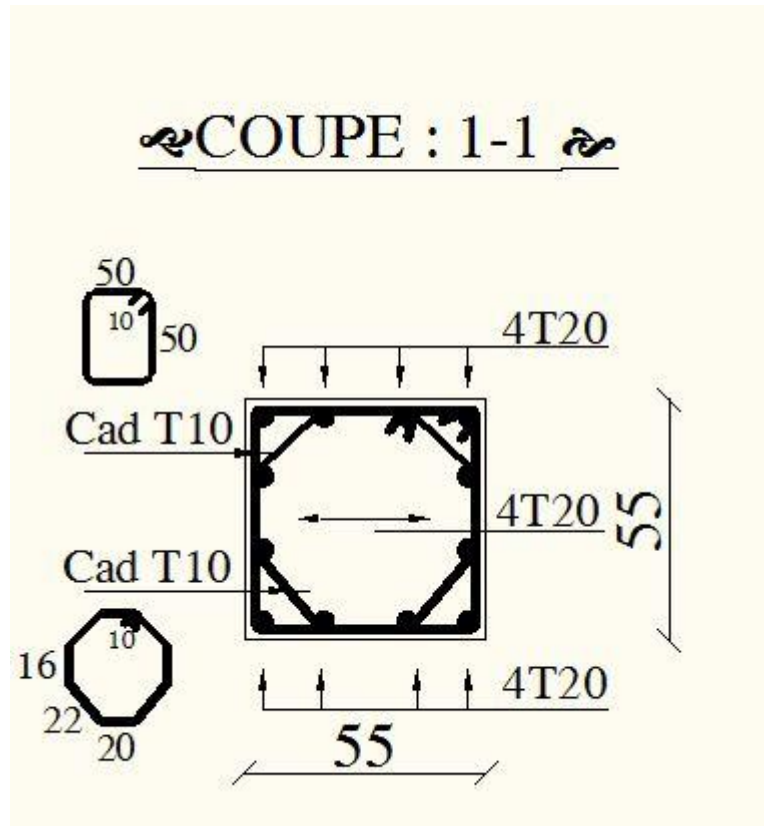


Figure V.3 : Schéma de la coupe de ferrailage de poteau.

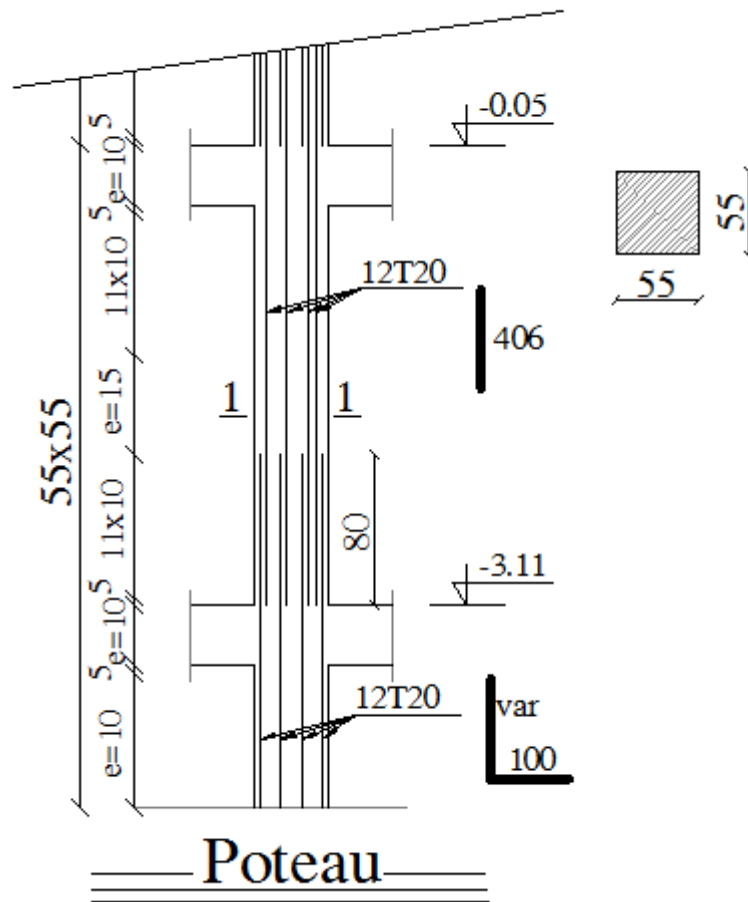


Figure V.4: Schéma de la coupe de ferrailage de poteau en élévation.

V.2.Ferraillage des poutres

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferraillage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en zone **IIa**.

- Poutres principales : (b, h) = (30,40)
- Poutres secondaires : (b, h) = (30,35)

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau V.10 : Combinaisons de charges de poutre.

/	Selon BAEL 91	Selon le RPA
ELU	1.35G + 0.5Q	G + Q ± E
ELS	G + Q	0.8G ± E

V.2.1.Recommandation du RPA99 (Version 2003)

a) Armatures longitudinales (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section → $A_{\min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4 % → $A_{\max} = 4\% b.h$ En zone courante.
 - 6 % → $A_{\max} = 6\% b.h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Øen zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b) Armatures transversales (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2)

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par

$$A_t = 0,003. S. b$$
- l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite
 - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t = \min (h / 4, 12 \text{ } \varnothing_1)$$

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Avec :

\emptyset_1 : c'est la valeur du diamètre \emptyset des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$
- La valeur du diamètre \emptyset_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

c) Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent

Tableau V.11: Caractéristiques des poutres.

/	H (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	f _{c28} (MPa)	f _e (MPa)	Fissuration
Poutre principale	40	30	3	36	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	35	30	3	31.5	25	400	Peu préjudiciable

V.2.2.Recommandation du BAEL 91

a) Armatures longitudinales

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité comme suit :

$$A_{I \min} = 0.23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\emptyset'1_{\min} \neq 0) \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{tj})} \end{array} \right.$$

b) Armatures transversale

- **Volume relatif d'armatures**

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u * \tau_0}{(\cos\alpha + \sin\alpha)0.9f_e/\gamma_s}$$

Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \longrightarrow \cos\alpha + \sin\alpha = 1$$

$$K = \begin{cases} 0 \dots\dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots\dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots\dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \longrightarrow \text{Donc } K=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3f_{tj}^*K \longrightarrow f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3f_{tj}^*K = 0.3 * 2.1 * 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où le volume relatif d'armature vaut : } \rho_t = \frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{tj}^*}{0.9f_e/\gamma_s}$$

- **Section minimale d'armature d'âme**

- Volume minimal d'armatures : $\tau_u = \frac{1}{f_e} \max(0.4 \text{ MPa}; \frac{\tau_u}{2}) \phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \text{ min}})$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \text{ min}})$
- Espacement maximale : $S_{t \text{ max}} = \min(0.9d; 40 \text{ cm})$
- Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 * S_t}$

- **Calcul des armatures**

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante :

On calcule les moments réduits

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} \text{ Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec

A_s : Section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas

A'_s : Section supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

$\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85 \dots\dots\dots$ Si la combinaison est accentuelle

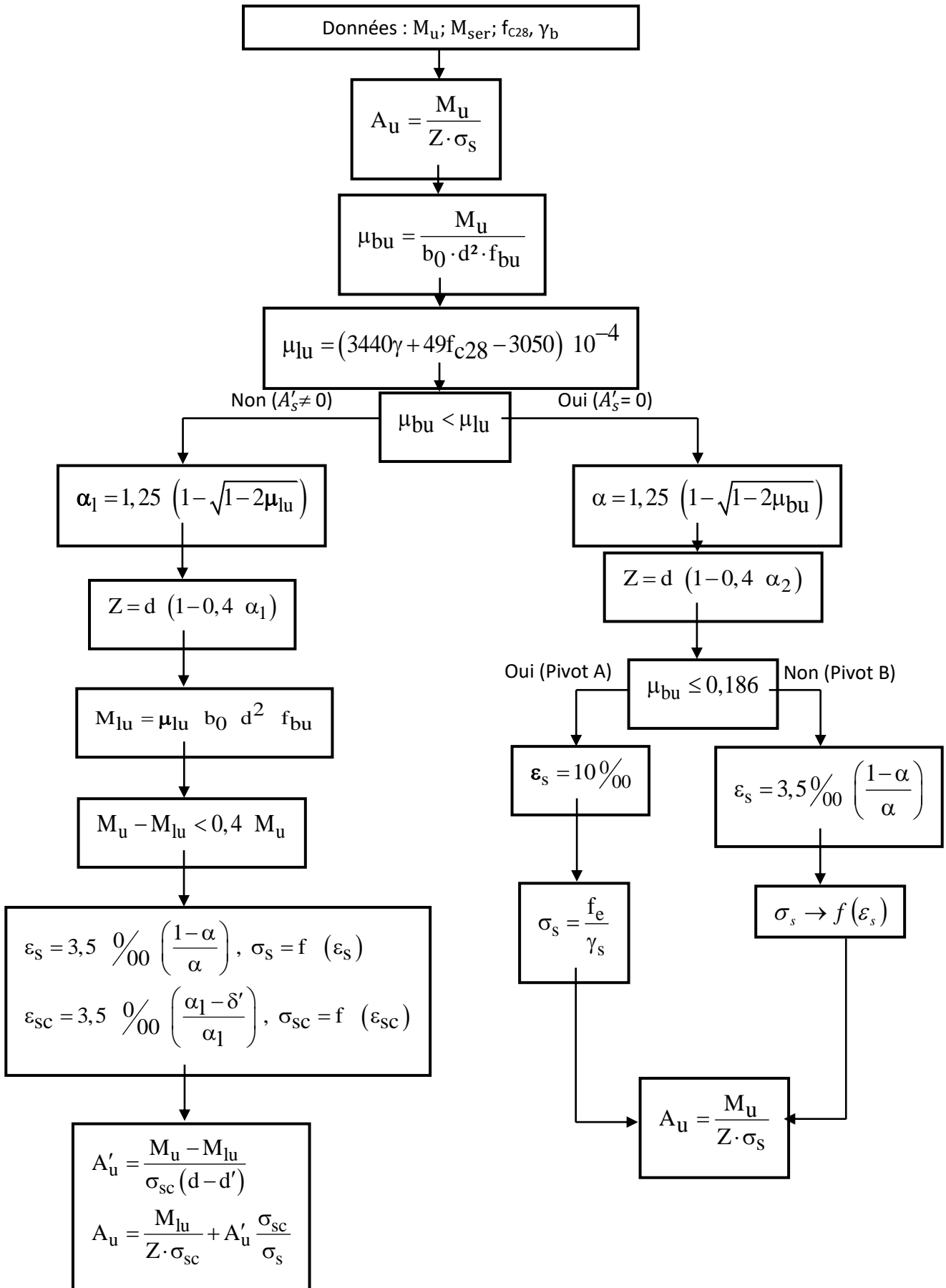
$\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1 \dots\dots\dots$ Si la combinaison est fondamentale

V.2.3.Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

Les étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme ci-après

Organigramme de flexion simple



a) Calcul des armatures longitudinales

Poutres porteuses (poutres principales) (30x40) :

La poutre la plus sollicitée c'est la poutre (B15)

Ferraillage sous la combinaison ELU

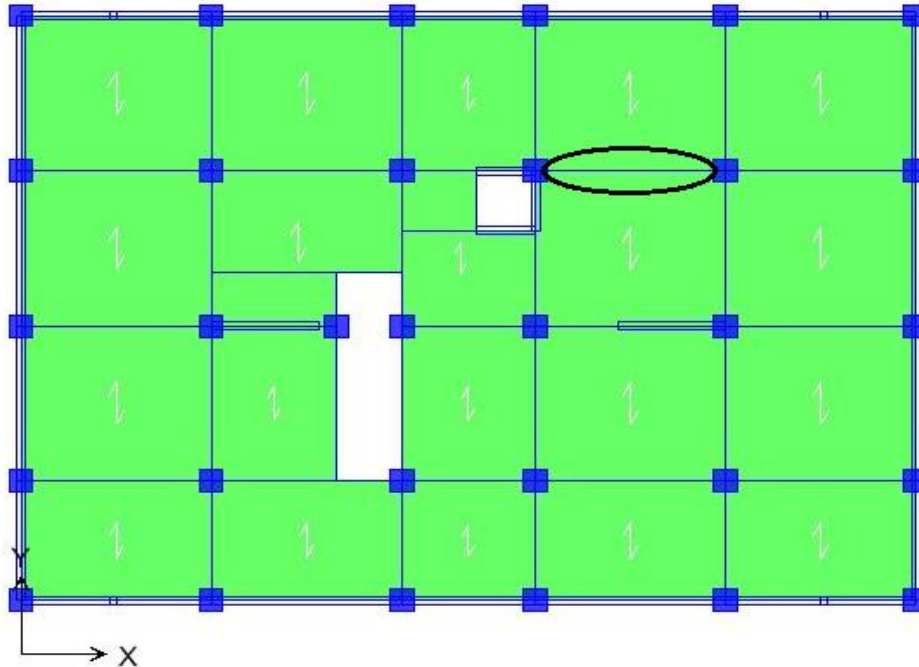


Figure V.5: Le schéma qui suit montre poutres principales.

- **Ferraillage en travée**

$$\theta = 1 ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{u \max} = 45.504 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 32.306 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{45.504 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 14.2} = 0.063$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{45.504}{32.306} = 1.41 \quad \longrightarrow \quad \mu_{lu} = 0.303$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_{lu} = 0.303 \quad \longrightarrow \quad A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < 0.272 \quad \longrightarrow \quad \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.36(1 - 0.6 \cdot 0.063) = 0.346 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{45.504 \cdot 10}{0.346 \cdot 348} = 3.78 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sur appuis**

$$\begin{cases} M_u \max = -63.065 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = -44.827 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{63.065 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 14.2} = 0.114$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{63.065}{44.827} = 1.407 \longrightarrow \mu_{lu} = 0.302$$

$$\mu_{bu} = 0.114 < \mu_{lu} = 0.302 \longrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.114 < 0.272 \longrightarrow \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.36(1 - 0.6 \cdot 0.114) = 0.335 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{63.065 \cdot 10}{0.335 \cdot 348} = 5.41 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée** $A_{ado} = 4.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{T}14$
- **Sur appui** $A_{ado} = 6.88 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{T}14 + 2\text{T}12$

➤ **Ferraillage sous les combinaisons sismiques**

$$\begin{cases} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

- **Ferraillage en travée**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_u \max = 32.522 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 15.978 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{32.522 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 14.2} = 0.059$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{32.522}{15.978} = 2.04 \longrightarrow \mu_{lu} = 0.519$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_{lu} = 0.519 \longrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < 0.272 \longrightarrow \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.36(1 - 0.6 \cdot 0.059) = 0.347 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{32.522 \cdot 10}{0.347 \cdot 348} = 2.693 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage sur appuis**

$$\begin{cases} M_{u \max} = -53.845 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = -31.283 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{53.845 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.36^2 \cdot 14.2} = 0.097$$

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53.845}{31.283} = 1.72 \longrightarrow \mu_{lu} = 0.409$$

$$\mu_{bu} = 0.097 < \mu_{lu} = 0.409 \longrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.097 < 0.272 \longrightarrow \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.36(1 - 0.6 \cdot 0.097) = 0.339 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{53.845 \cdot 10}{0.339 \cdot 348} = 4.564 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

- **En travée** $A_{ado} = 4.62 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{T14}$
- **Sur appui** $A_{ado} = 6.88 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3\text{T14} + 2\text{T12}$

- **Calcul de $A_{l \min}$**

$$A_{l \min} = 0.005 \cdot 30 \cdot 40 = 6 \text{ cm}^2$$

On suivra même procédure de calcul pour les poutres transversales.

V.2.4. Ferraillage des poutres les plus sollicitées

❖ Identification des poutres

Le calcul du ferraillage est fait pour les différents axes comme suit :

➤ Sens principal

PP3 : axe3 PP4 : axe4 PP5 : axe5 PP8 : axe8 Pp9 : axe9

➤ Sens secondaire

PSA : axe A PSD : axe D PSG : axe G PSI : axe I PSL : axe L PSO : axe O

a) Armatures longitudinales

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-après.

➤ Poutres principales (30x40)

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en (04) zones

- les niveaux (S-SOL ; RDC) Zone 1
- les niveaux (1 ; 2) Zone 2
- les niveaux (3 ; 4 ; 5) Zone 3

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

- les niveaux (6-7) Zone 4

➤ **Poutres principales (30x40)**

Tableau V.12: Ferrailage de la poutre principale B15 (Zone 1).

La zone	La poutre	/	M (KN.m)	A_s (Cm ²)	$A_{min\ RPA}$ (Cm ²)	Choix des barres	A_{adop} (Cm ²)	Combinaison
Zone (1)	PP (40x30) Axe 8	Sur appuis	$M_{u\ max} = -63.07$	5.41	6	3T14+2T12	6.88	1.35G+1.5Q
			$M_{ser} = -44.827$					
		En Travée	$M_{u\ max} = 45.504$	3.78		3T14	4.62	Q + G
			$M_{ser} = 32.306$					
		Sur appuis	$M_{u\ max} = -53.85$	4.564		3T14+2T12	6.88	0.8G ± E
			$M_{ser} = -31.283$					
En Travée	$M_{u\ max} = 32.522$	2.693	3T14	4.62	Q + G ± E			
	$M_{ser} = 15.978$							

➤ **Poutres secondaire (30x35)**

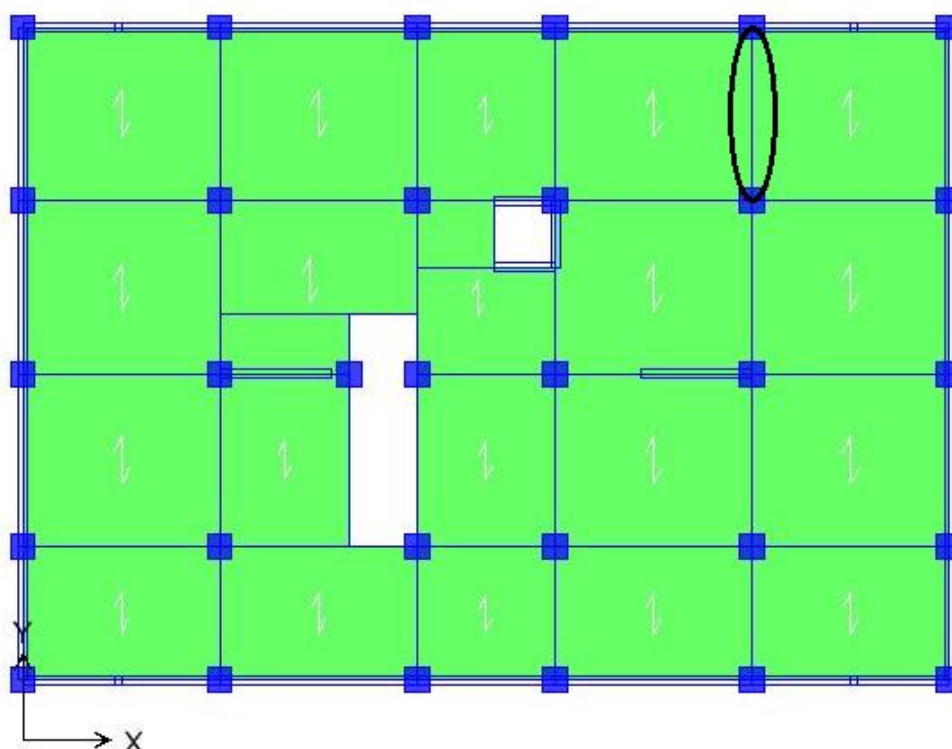


Figure V.6: Le schéma qui suit montre poutres secondaire.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Tableau V.13: Ferrailage de la poutre secondaire B38 (Zone 1).

La zone	La poutre	/	M (KN.m)	A_s (Cm ²)	A_{minRPA} (Cm ²)	Choix des barres	A_{adop} (Cm ²)	Combinaison
Zone (1)	PP (35x30) Axe L	Sur appuis	$M_{u\ max} = - 7.125$	0.657	5.25	3T14	4.62	1.35G+1.5Q
			$M_{ser} = - 5.207$					
		En Travée	$M_{u\ max} = 3.003$	0.275		3T14	4.62	Q + G
			$M_{ser} = 2.21$					
		Sur appuis	$M_{u\ max} = -9.917$	0.918	5.25	3T14	4.62	0.8G ± E
			$M_{ser} = - 8.356$					
		En travée	$M_{u\ max} = 2.927$	0.268		3T14	4.62	Q + G ± E
			$M_{ser} = 2.381$					

➤ **Poutres principales liée au voile (B18)**

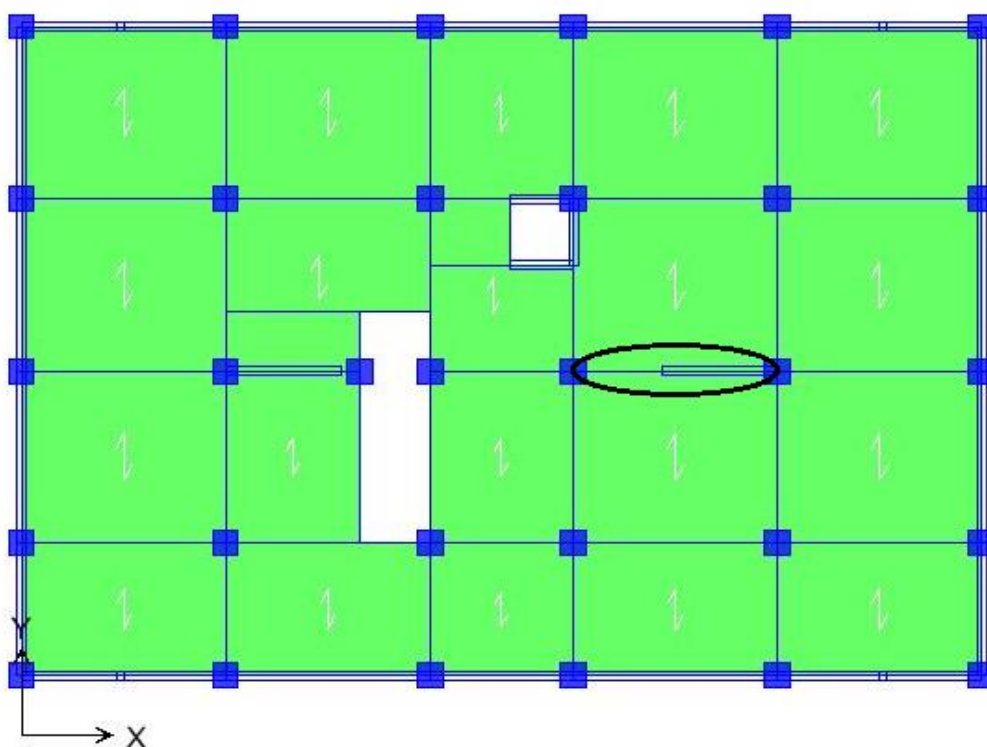


Figure V.7: Le schéma qui suit montre poutres principales liée au voile.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Tableau V.14: Ferrailage de la poutre principale liée au voile B18 (Zone 1).

La zone	La poutre	/	M (KN.m)	A_s (Cm ²)	A_{minRPA} (Cm ²)	Choix des barres	A_{adop} (Cm ²)	Combinaison
Zone (1)	PP (40x30) Axe 5	Sur appuis	$M_{u\ max} = -12.451$	1.007	6	3T14	4.62	1.35G+1.5Q
			$M_{ser} = -8.839$					
		En travée	$M_{u\ max} = 29.077$	2.39		3T14	4.62	
			$M_{ser} = 20.644$					
		Sur appuis	$M_{u\ max} = -23.578$	1.93		3T14	4.62	0.8G ± E
			$M_{ser} = -20.653$					
		En travée	$M_{u\ max} = -37.709$	3.139		3T14	4.62	Q + G ± E
			$M_{ser} = -32.704$					

➤ Poutres secondaire liée au voile

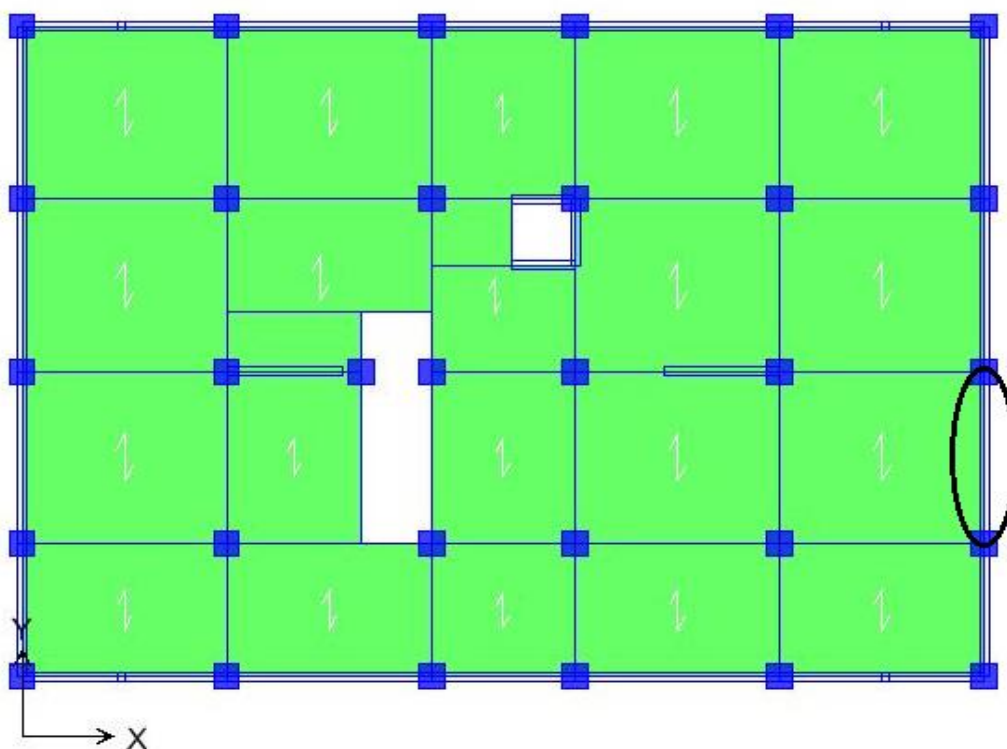


Figure V.8: Le schéma qui suit montre la poutre secondaire liée au voile.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Tableau V.15: Ferrailage de la poutre secondaire liée aux voile B33 (Zone 1).

La zone	La poutre	/	M (KN.m)	A_s (Cm ²)	A_{minRPA} (Cm ²)	Choix des barres	A_{adop} (Cm ²)	Combinaison
Zone (1)	PP (40x30) Axe O	Sur appuis	$M_{u\ max} = -3.02$	0.277	5.25	3T14	4.62	1.35G+1.5Q
			$M_{ser} = -2.238$					
		En travée	$M_{u\ max} = 2.044$	0.187		3T14	4.62	Q + G
			$M_{ser} = 1.514$					
		Sur appuis	$M_{u\ max} = -6.37$	0.586	5.25	3T14	4.62	0.8G ± E
			$M_{ser} = -5.981$					
		En travée	$M_{u\ max} = 2.094$	0.192		3T14	4.62	Q + G ± E
			$M_{ser} = 1.793$					

V.2.5.Vérification

- **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

- **Pour les poutres principales (30x40)**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s\ RPA\ min} = 0.005 * 30 * 40 = 6\ cm^2 \\ A_{s\ RPA\ max} = 0.004 * 30 * 40 = 4.8\ cm^2 \dots\dots\dots (Zone\ courante) \\ A_{s\ RPA\ max} = 0.006 * 30 * 40 = 7.2\ cm^2 \dots\dots\dots (Zone\ recouvrement) \end{array} \right.$$

- **Pour les poutres secondaires (30x35)**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{s\ RPA\ min} = 0.005 * 30 * 35 = 5.25\ cm^2 \\ A_{s\ RPA\ max} = 0.004 * 30 * 35 = 4.2\ cm^2 \dots\dots\dots (Zone\ courante) \\ A_{s\ RPA\ max} = 0.006 * 30 * 35 = 6.3\ cm^2 \dots\dots\dots (Zone\ recouvrement) \end{array} \right.$$

b) Armatures transversales : le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

- **Selon le BAEL91**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales : $S_t \leq \min(0,9d ; 40\ cm)$

Donc :

On adopte les espacements suivants : $S_t = 15\ cm$.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

$$A_t \geq \frac{1}{400} 0,4 \cdot 0,3 \cdot 0,20 \longrightarrow A_t \geq 0,60 \text{ cm}^2$$

- **Diamètre des armatures d'âme**

- **Pour les poutres principales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \text{ min}}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1,14 \text{ cm.}$$

Donc : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

- **Pour les poutres secondaires**

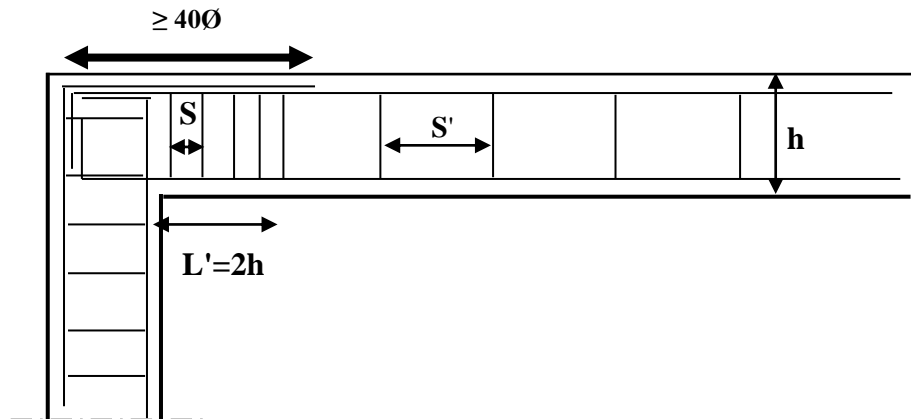
$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \text{ min}}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = 1 \text{ cm.}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Selon le RPA99/version 2003**

- D'après le RPA99 version 2003**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$



- **L'espace maximal (poutre principale (30x40))**

- **En zone nodale**

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,4 = 0,8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min(h/4; 12 \phi_1; 30 \text{ cm}) = \min(40/4, 12 \phi_1, 30) = 10 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **L'espace maximal (poutre secondaire (30x35))**

- **En zone nodale**

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 0,35 = 0,7 \text{ m}$

$$S_t \leq \min(h/4; 12 \phi_1; 30 \text{ cm}) = 8,75 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq h/2; S_t = 17,5 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

➤ L'espace maximal

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

Donc: $A_t = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 0.15 * 0.3 = 0.000135\text{m}^2 = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2$

Conclusion

$S_{t \text{ adop}} = \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$.

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

➤ Le choix des barres de la poutre principale

Le choix des barres est le suivant : $4\text{Ø}10 \dots\dots\dots = 3.14\text{cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 10$ »

➤ Le choix des barres de la poutre secondaire

Le choix des barres est le suivant : $4\text{Ø}8 \dots\dots\dots A_t = 2.01\text{cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\Phi 8$ »

❖ La longueur minimale de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement en zone IIa est: $L = 40 \phi$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
12 ϕ	48
14 ϕ	56
16 ϕ	64

❖ Vérification

1) La condition de non fragilité (BAEL91)

$$\left. \begin{array}{l}
 A_L \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,30\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{P-P} \\
 A_L \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1,14\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{P-S}
 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{C.V}$$

D'après le tableau de ferrailage, on remarque que :

$A_L > A_{\min} \quad \text{C.V}$

2) Vérification du cisaillement du béton

On doit vérifier la condition ci-après

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad (\text{Fissuration peut préjudiciable})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.16 : Vérification de la contrainte du cisaillement du béton.

les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄(MPa)	Observation
Poutres principale	30x40	106.17	0.88	3.33	C.V
Poutres secondaire	30x35	9.22	0.088	3.33	C.V

Contraint de compression dans le béton

Fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

La contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = KY \longrightarrow K = \frac{M_{ser}}{I}$

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit :

- Calcul de la position de l'axe neutre : $Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \longrightarrow \eta = 15$

A_s : Section d'armatures tendue.

A'_s : Section d'armatures comprimées.

$\eta = 15$: coefficient d'équivalence.

On effectue cette vérification pour le cas le plus défavorable dans la travée et l'appui.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Les résultats de vérification des contraintes sont regroupés dans les tableaux suivant :

Tableau V.17 : Les résultats de vérification des contraintes.

Les Poutres	Zone de vérification	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Pp	Sur appuis	6.88	12.67	76509.626	-44.827	7.423	15	C.V
	En travée	4.62	10.79	56605.367	32.306	6.158	15	C.V
PS	Sur appuis	4.62	9.97	42033.654	-5.207	1.235	15	C.V
	En travée	4.62	9.97	42033.654	2.21	0.524	15	C.V

3) Etat limite d'ouverture des fissures

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

4) Influence de l'effort tranchant

❖ Influence sur les armatures inférieure aux appuis

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant. $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$

Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \rightarrow$ pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} > 0 \rightarrow$ les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction. Dans ce cas on doit vérifier que : $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) \rightarrow$ Condition(1)

Avec : $\gamma_b = 1.15$; $f_e = 400\text{MPa}$

Les résultats des ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Vérification de la section d'armature.

La poutre	V _u (KN)	M _u (KN.m)	$\frac{M_u}{0.9d}$ (KN)	$T_u - \frac{M_u}{0.9d}$ (KN)
PP	106.17	- 63.07	194.66	< 0
PS	9.22	- 7.125	25.13	< 0

D' après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

❖ Vérification de la contraint de compression du béton

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,4.a.b.\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow Vu \leq 0,267.a.b.f_{c28} \rightarrow$ Condition(2)

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Avec : $a = \min(\lambda; 0.9d)$

b: Largeur de la poutre.

λ : Longueur d'appui ($\lambda = c - c' - 2cm$) $\longrightarrow \lambda = b - c' - 2 = 25 \text{ cm}$

c: Largeur d'appui (poteau).

$$\text{Avec : } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ C' = 3cm \end{cases}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.19 : Les résultats Vérification de la contrainte de compression du béton.

Poutre	La section	V_u	A	$0.267 a b F_{c28}$	Contion (1)
PP	40x30	106.17	25	500.625	C.V
PS	35x30	9.22	25	50.625	C.V

❖ Vérification de l'adhérence

La contrainte d'adhérence doit être inférieure à la valeur limite ultime :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$\sum u_i$ Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum_{i=1}^n u_i = n * \pi * \emptyset = 3.14 * 4 * 1 = 12.56$ (la poutre principale)

Tableau V.20 : Les résultats Vérification de L'adhérence.

La poutre	La section (cm ²)	V_U (KN)	a (cm)	$0.267 a . b . f_{c28}$ (KN)	Condition (2)
PP	(40x30)	106.17	25	500.625	C.V
PS	(35x30)	9.22	25	500.625	C.V

$\sum_{i=1}^n u_i = n * \pi * \emptyset = 3.14 * 4 * 0.8 = 10.05$ (la poutre secondaire)

$\overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.21 : Les résultats Vérification de L'adhérence.

La poutre	V_U (KN)	$\sum U_i$ (cm)	τ_{se} (MPa)	$\overline{\tau_{se}}$ (MPa)	Observation
PP	106.17	12.56	2.609	3.15	C.V
PS	9.22	10.05	0.324	3.15	C.V

5) Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est Pas vérifiée

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \qquad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ MPa}$$

Avec :

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis. (L = 4.4 m)

M_t : moment maximum en travée. ($M_t = 45.504 \text{KN.m}$)

M_0 : moment isostatique. ($M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 44.71 * \frac{4.4^2}{8} = 108.20 \text{KN.m}$)

A_s : section d'armateur tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

❖ Poutre principale (30x40)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{40}{440} = 0.09 > 0.0625$ C.V
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{6.88}{30*36} = 0.0064 \leq 0.0105$ C.V
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_T}{M_0} \longrightarrow 0.09 > 0.042$ C.V

❖ Poutre secondaire (30x35)

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 3.9 \text{ m} \\ M_t = 7.125 \text{KN.m} \\ M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 8.79 * \frac{3.9^2}{8} = 16.71 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{390} = 0.089 > 0.0625$ C.V
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.62}{30*31.5} = 0.0049 \leq 0.0105$ C.V
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} * \frac{M_T}{M_0} \longrightarrow 0.089 > 0.043$ C.V

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Tableau V.22 : Les résultats Vérification de l'état limite de déformation (la flèche).

Poutre	Condition 1	Condition 2	Condition 3	Observation
PP	$0.09 > 0.0625$	$0.0064 \leq 0.0105$	$0.09 > 0.042$	C.V
PS	$0.089 > 0.0625$	$0.0049 \leq 0.0105$	$0.089 > 0.043$	C.V

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

- Les Schémas de ferrailage des poutres

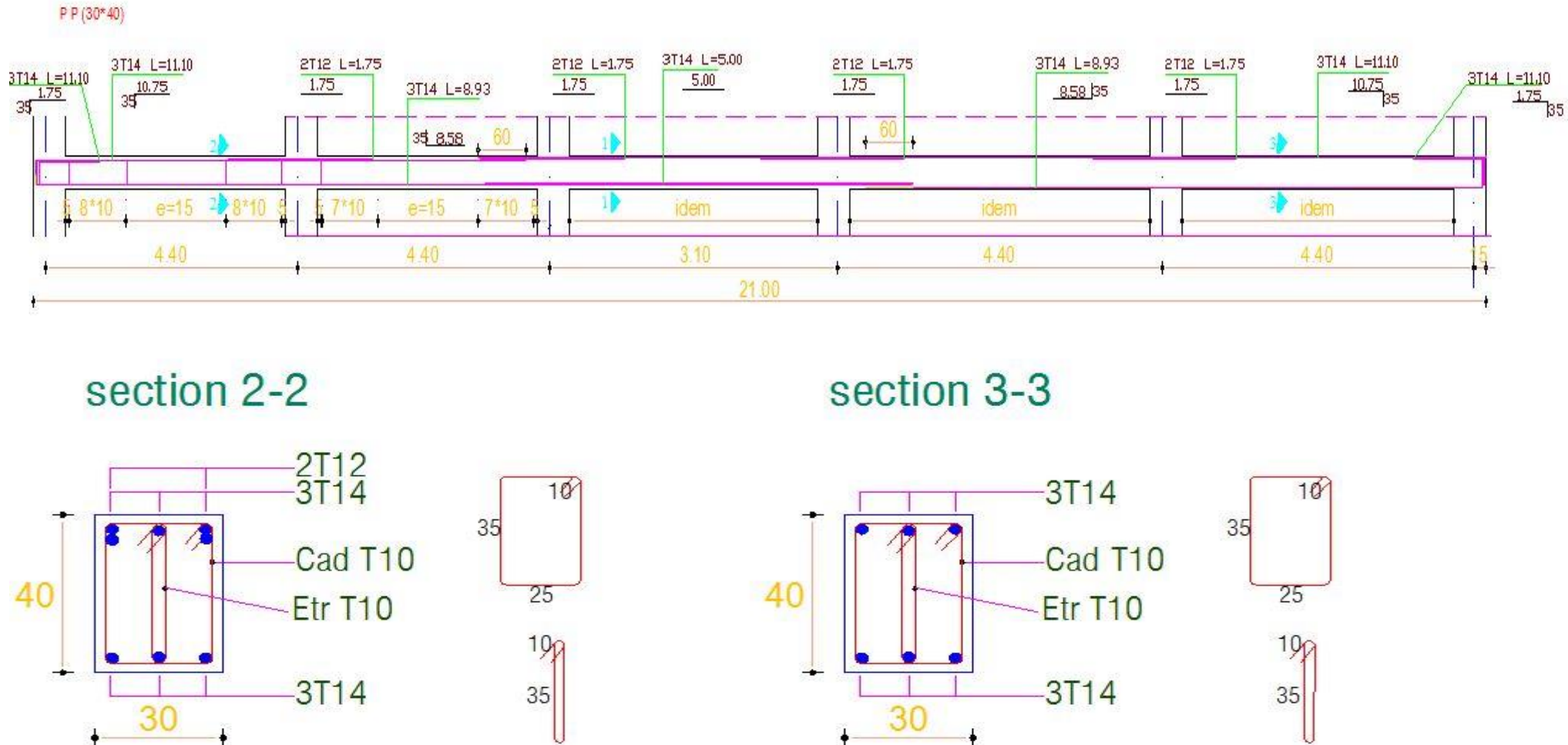
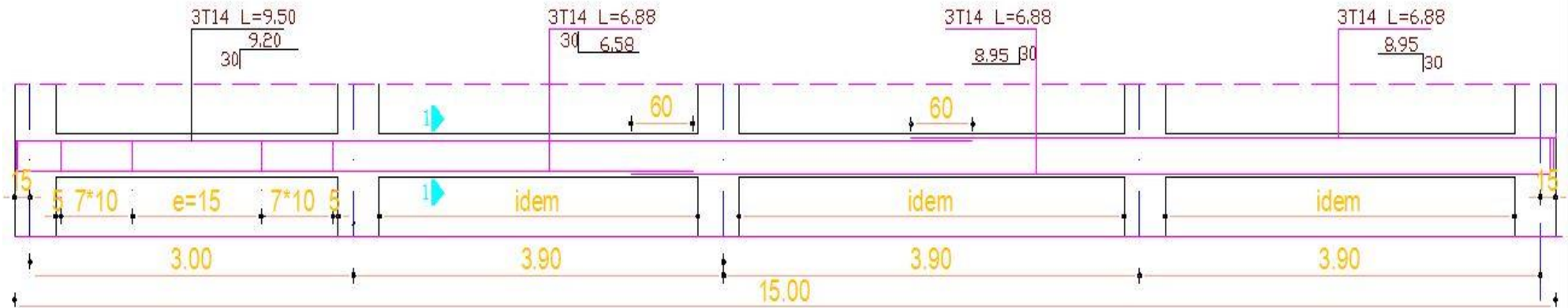


Figure V.9: Schéma de ferrailage de la poutre principale.

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.



& COUPE 1-1 &

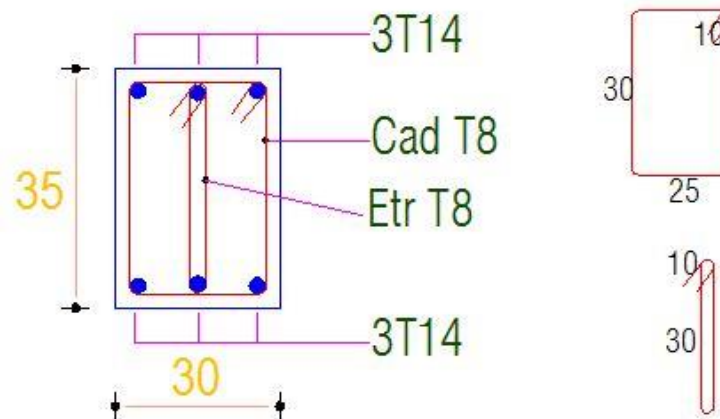


Figure V.10: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.3.Ferraillage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

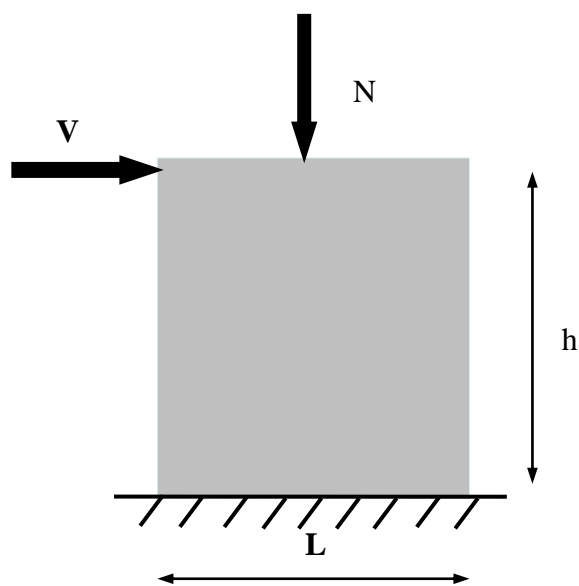


Figure V.11 : Sollicitation des voiles.

Ainsi les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales ($G; Q$ et E).

Pour faire face à ses sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.1.Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.2. Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.3. Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99), les combinaisons à considérer, cas de structures contreventées par voiles et portiques, sont les suivants :

➤ **Le BAEL 91**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

➤ **Selon le RPA 99 révisé 2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

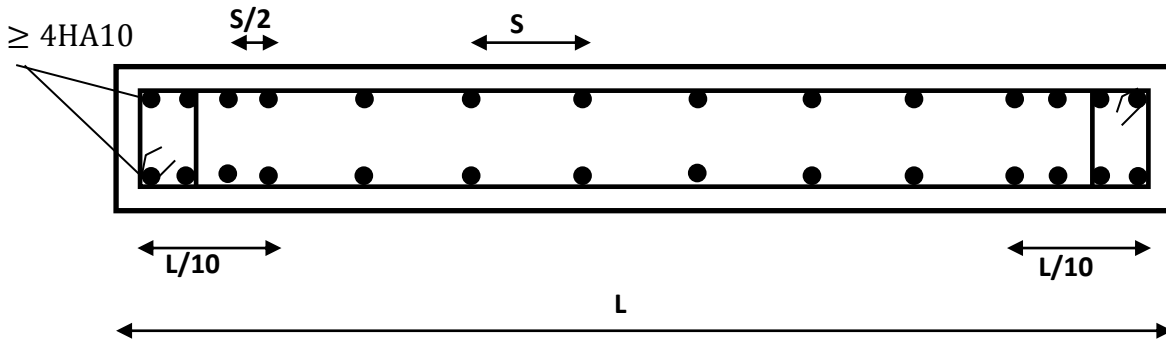
V.3.4. Prescriptions imposées le RPA99

❖ **Aciers verticaux**

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - En zone courante 0.1 %.
 - Globalement dans la section du voile0.15 %.
- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30\text{cm} \end{array} \right.$$



❖ Aciers horizontaux

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

❖ Aciers transversaux

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile.

- a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- b) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- c) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

❖ Armature de potelet

on doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section de celles-ci $\geq 4HA10$

V.3.5.Méthode de calcul

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul de ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre (04) zones.

- Zone 1 : S-sol et RDC niveau.
- Zone 2 : 1^{er} et 2^{eme} niveau.
- Zone 3 : 3^{eme} 4^{eme} et 5^{eme} niveau.
- Zone 4 : 6^{eme} et 7^{eme} niveau.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

a) Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{v*M}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{v*M}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

Ω : Section transversale du voile.

V ; V' : bras de levier, sachant que $V = V' = \frac{L}{2}$

I : l'inertie de voile.

➤ Calcul de L_t

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} L \quad \text{Avec } L_t : \text{Longueur tendue}$$

b) Calcul de force

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b$$

c) Armature verticale

$$A_v = A_{vj} + \frac{F}{f_e}$$

$$A_{vj} = 1.1 + \frac{V}{f_e}$$

V : l'effort tranchant

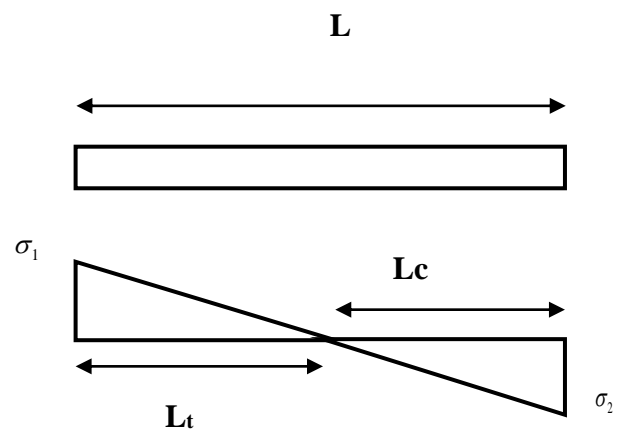
d) Les Armatures minimales de RPA99

D'après le RPA 2003 (Art 7.7.4.1)

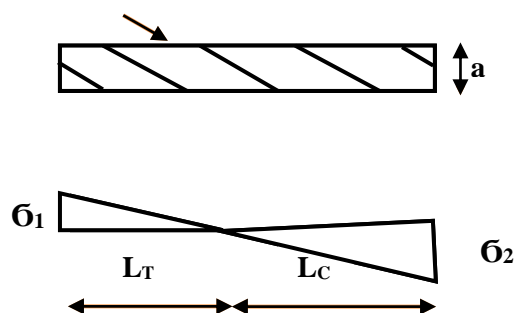
$$A_{RPA} = 0.20\% b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

e) L_t : Longueur de la section tendue



Section du voile



- Dans la section du voile courante

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times l$$

- Dans la zone courante

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times l_{\text{Courante}}$$

V.3.6.Ferraillage horizontal à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1.4 V_{\text{Cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{\text{Cal}} / b d$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

❖ Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante

$$\frac{A_t}{b_0 * S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} * K}{0.8 * F_e}$$

Avec :

$$S_t \leq \min(1.5 \times a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$$

k = 0 en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

k = 1 en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

k = 1 + 3 σ_{cm} / f_{c28} en flexion composée avec N, effort de compression.

k = 1 - 10 σ_{tm} / f_{c28} en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} ; σ_{cm} étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend

$$k = 1 + 3\sigma_{cm} / f_{c28} \text{ (N : effort de compression).}$$

❖ Armatures horizontales

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b.h$$

- **Exemple d'application**

- ❖ **Ferraillage des voiles**

On procède par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

- **Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{v*M}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{v*M}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier , $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \longrightarrow L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} b \longrightarrow F : \text{L'effort de traction.}$$

$$A_v = A_{vj} + \frac{F}{f_e}$$

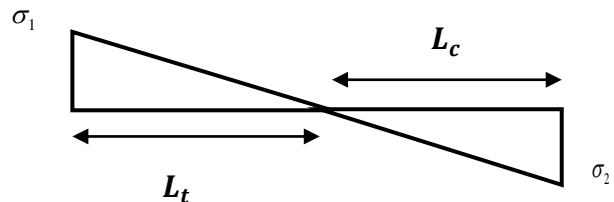
- **Armatures minimales selon le BAEL**

$$\text{Section partiellement comprimée } A_{\min} \geq \max \left(0,23B \cdot \frac{f_t 28}{f_e}, 0,005B \right)$$

- ❖ **Vérification**

- **Vérification à l'ELS**

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$



$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton. ,

A: section d'armature adoptée

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

• D'après le RPA99

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{db_0} \quad \text{Avec: } V = 1.4V_{u \text{ cal}}$$

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9.h

h: hauteur totale de la section brute

• D'après le BAEL 91

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } \tau : \text{ contrainte de cisaillement}$$

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

V.3.7.Exemple du calcul :

Nous prenons comme exemple de calcul le voile V (L=3.9m) dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

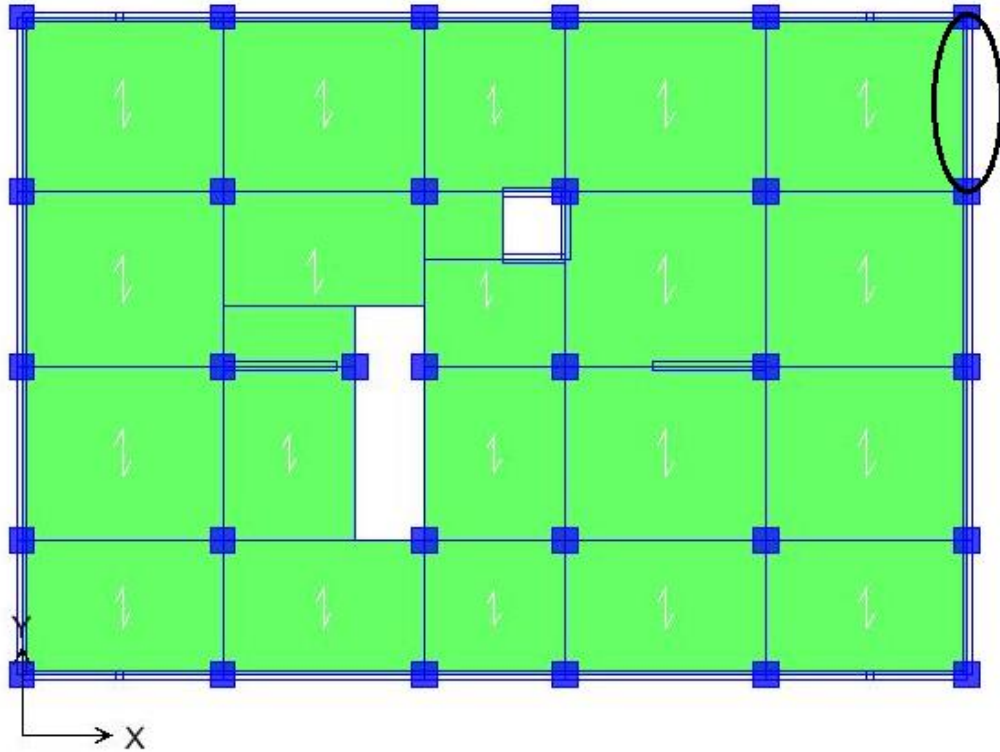


Figure V.12: Le schéma qui suit montre le voile le plus défavorable.

• **Détermination des sollicitations**

$L = 3.9\text{m}$; $e = 0.20\text{ m}$; $V = 167.38\text{KN}$

(M, N) sont donnés par ETABS

$L = 3.9\text{ m}$; $e = 0.20\text{ m}$; $V = 167.38\text{KN}$

$M_{\max} = 1082.35\text{ KN.m}$; $N_{\text{corr}} = 896.88\text{KN}$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 3.9^3}{12} = 0.99\text{m}^4$$

$$\Omega = e \cdot L = 0.78\text{ m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.95\text{m}^2$$

➤ **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{896.88}{0.78} + \frac{1082.35 \cdot 1.95}{0.99} = 3247.13\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \cdot v}{I} = \frac{896.88}{0.78} - \frac{1082.35 \cdot 1.95}{0.99} = -2951.75\text{KN/m}^2$$

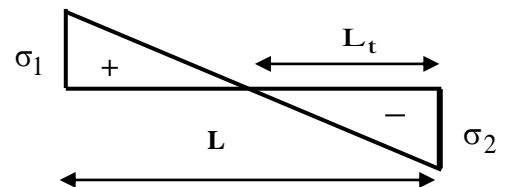
→ La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul de L_t**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) = 2.04\text{ m}$$

➤ **Calcul de la sollicitation équivalente**

$$F = \frac{\sigma_2 L_t}{2} e = \frac{2951.75 \cdot 2.04}{2} \cdot 0.2 = 602.157\text{KN}.$$



➤ **Armature vertical**

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{602.157}{400 \cdot 10^3} = 0.001505 \text{ m}^2$$

$$A_v = 15.05 \text{ cm}^2.$$

➤ **Armature minimale**

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max \left(0.20\% \text{ b } L_t ; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$B = L_t \cdot e = 0.2 \cdot 1.36 = 2720 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (5.44 \text{ cm}^2, 14.28 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 14.28$$

➤ **La longueur minimale (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)**

$$\text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{avec : } S_t = 11 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } L = (204 - 39) = 165 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Le choix de ferrailage

$$\text{Zone courante : } A_s = 24.87 \text{ m}^2 \quad \text{soit : } 22\text{HA}12.$$

$$\text{Zone d'about : } A_s = 6.15 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 4\text{HA}14.$$

La section adopté $A_s = 31.02$ (pour les deux nappes)

➤ **Armature horizontale**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{15.05}{4} = 3.76 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA : } A_{\min} = 0.15\% B = \frac{0.15 \cdot 2720}{100} = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max [\text{RPA.V2003 ; BAEL}] = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{ado} = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Avec un espacement : } S_t = 15 \text{ cm}.$$

VII.3.8. vérification

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 (art 7.7.2) à :

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}.$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\max} = 167.38 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b \cdot d} = 1.4 \frac{167.38 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 0.9 \cdot 3.68} = 0.354 \text{ MPa}$$

$$\tau < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \text{ C.V}$$

$$\text{Selon le BAEL} \quad \tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{167.38 \cdot 10^{-3}}{0.2 \cdot 0.9 \cdot 3.68} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

$$\tau_b < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification à L'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec : B : Section du béton.

A : Section d'armatures.

N_s : Effort normal de service (sous G+Q)

$$N_s = 1014.26\text{KN} .$$

$$\sigma_b = \frac{1014.26*10^3}{200*3090+15*31.15*10^2} = 1.53\text{MPa} < \overline{\sigma}_b = 15\text{MPa}.$$

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après

Tableau V.23: Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités.

Zone	(M.N)	La valeur	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	L_T (m)	F (KN)	A_{Vcal} (cm ²)	$A_{min RPA}$ (cm ²)
1	M_{max}	1082.35KN.M	3247.13	-2951.75	2.04	535.25	15.05	14.28
	N_{cor}	856.88 KN						
	N_{ser}	1014.26 KN						

Remarque

Les efforts et les moments utilisés dans le calcul correspondant au cas le plus défavorable

❖ **Ferraillage des voiles et vérification des contraintes:**

Les résultats de calcul de ferraillage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.24 : Les résultats de calcul de ferraillage (verticales et horizontales).

les sollicitations		choix des barres (armatures verticales)/nappe							
La Zone	L (m)	A_{Vcal} (cm ²)	$A_{min RPA}$ (cm ²)	A_{adop} (cm ²)/nappe	Zone Courante	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	Choix des barres
1	3.9	15.05	14.28	31.02	165	20	39	11	11HA12+2HA14

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

choix des barres (armatures horizontales)/nappe				
A_H (cm²)	A_{min} (cm²)	St (cm)	choix des barres	A_H adop (cm²)/nappe
3.76	4.08	15	4HA12	4.52

➤ Vérification

Vérification des contraintes de cisaillement pour les voiles les plus sollicités.

- Les voiles de dimension (L = 3.9 m).

Tableau V.25 : Vérification des contraintes de cisaillement.

		Vérification de contraintes de cisaillement						vérification à l'ELS			
		RPA.V2003			BAEL						
La zone	Vu(KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	τ < σ_{adm}	τ_b (MPa)	τ_{u adm} (MPa)	τ_b < τ_{u adm}	Ns (KN)	σ_b (MPa)	σ_{adm} (MPa)	σ_b < σ_{adm}
1	167.38	0.354	5	C.V	0.25	3.33	C.V	167.38	1.53	15	C.V

Chapitre V : calcul des éléments structuraux.

- Le schéma de ferrailage de voile.

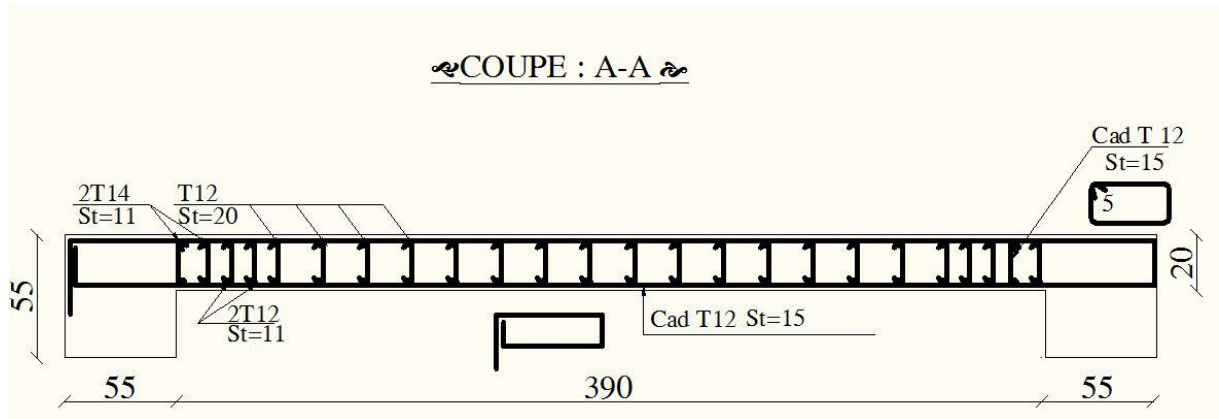


Figure V.13: Schéma de ferrailage de voile.

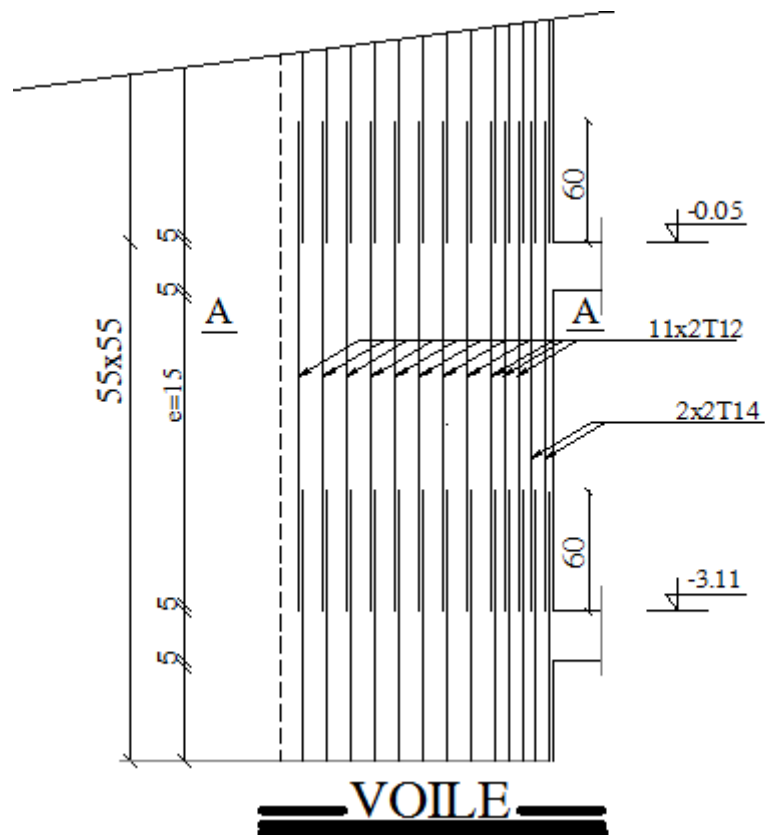


Figure V.14: Schéma de ferrailage de voile en élévation.

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations.

a) Fondations superficielles

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environs.

VI.1. Etude de sol

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol a donné la valeur 2 bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 1.8 m.

VI.2. Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action

➤ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ Des sollicitations dues au sol qui sont

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.3.Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

VI.4. Choix de type de fondations

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Semelle isolée.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

a) Semelles isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ tf/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 1872.09 \text{ KN}$$

$$M = 4.98 \text{ KN.m} \quad B \geq \sqrt{\frac{a.N}{b.\bar{\sigma}_{sol}}}$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que : $\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} (1 + \frac{3e_0}{B}) \leq \bar{\sigma}_{sol}$

➤ Homothétie des dimensions

$$B \geq \sqrt{\frac{a.N}{b.\overline{\sigma}_{sol}}} \longrightarrow a = b = 1m$$

$$\mathbf{D'où:} \quad B \geq \sqrt{\frac{1872.09}{200}} = 2.10m \longrightarrow B = 2.10 m$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \leftrightarrow 2.10 m$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.003m$$

$$\sigma_m = 426.33KN/m^2 \leq \overline{\sigma}_{sol} = 200KN/m^2 \quad \text{C.N.V}$$

Avec:

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

(A.B) : la section de la semelle.

• Remarque

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent
Nous essayons avec les semelles filantes.

b) Semelles filantes

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \overline{\sigma}_{sol} \longrightarrow S_s \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ (tf / m}^2\text{)}, \text{ (à une profondeur de 1.8 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:
$$\left\{ \begin{array}{l} N = \sum Ni \quad \text{de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B * L \end{array} \right.$$

B : Largeur de la semelle. $B \geq \frac{N}{L * \overline{\sigma}_{sol}}$

L : Longueur de la file considérée.

$$B \geq \frac{N}{L * \overline{\sigma}_{sol}}$$

Calcul des surfaces revenant aux semelles.

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles.

File	N (KN)	L (m)	σ_{sol} (KN/m ²)	S (m ²)	B (m)
A	1684.68	15.25	200	8.421584	0.552235
D	3992.17	15.25	200	26.126912	1.308908
G	3386.52	15.25	200	16.932594	1.110334
I	3116.93	15.25	200	15.584646	1.021944
L	3960.22	15.25	200	19.801103	1.298433
O	1643.38	15.25	200	8.216898	0.538813
3	1885.03	21.25	200	9.425140	0.443536
4	5258.74	21.25	200	26.293687	1.237350
5	3808.37	21.25	200	19.041849	0.896087
8	4823.42	21.25	200	24.117093	1.134922
9	1990.34	21.25	200	9.951694	0.468315

O n a :

$$S_{\text{semelles}} = \sum S_{si} = 183\,91 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 324.06 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{S_s}{S_b} = 0.57 > 0.5 \quad \text{C.N.V}$$

• Conclusion

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VI.5. Etude du radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

a) Epaisseur du radier

❖ Condition de rigidité

$$L_e \geq 2 \frac{L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux files parallèles.

L_e : Longueur élastique (hauteur du libage), avec : $L_e = \sqrt[4]{4 \frac{E.I}{K.b}}$

E : Module d'élasticité ($E = 32164.2$ MPA).

I : Inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : Coefficient de raideur du sol ($K=40\text{MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$)..... (Sol de densité moyenne).

b : Largeur du radier (bande de 1m).

$$L_e^4 = 4 \frac{E.I}{K.b} \quad \text{Avec : } I = \frac{bh^3}{12} \quad h_r \geq \sqrt[3]{48 \frac{K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

$$\text{D'où : } h_r \geq \sqrt[3]{48 \frac{K.L_{\max}^4}{E.\pi^4}}$$

$L_{\max} = 4.4$ m, $E = 32164.20$ MPa, $K = 40000 \text{ KN/m}^3$,

$h_r \geq 0.6128$ m

❖ Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L_{\max} = 4.4$ m

D'où : $55 \text{ cm} \leq h_r \leq 88 \text{ cm}$.

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 75 \text{ cm} = 0.75$ m.

❖ Condition de coffrage

• Pour la nervure

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 75 \text{ cm}$

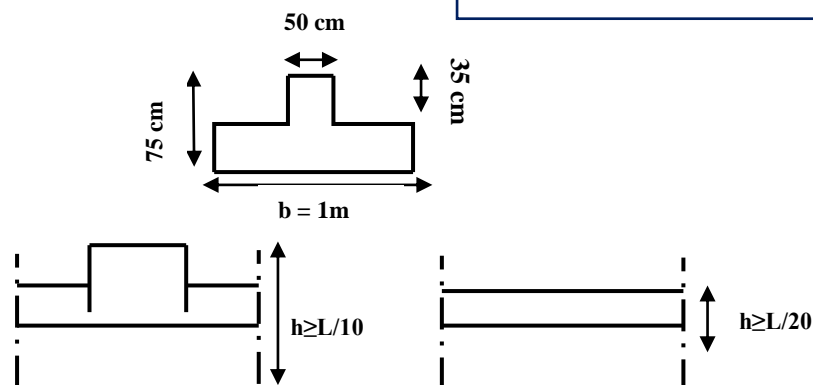
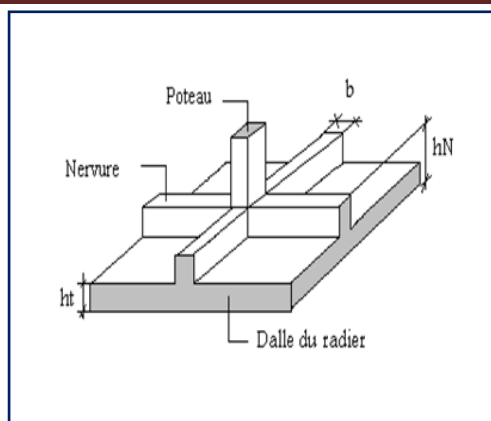
$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{75}{2} = 43 \text{ cm}$$

Soit : $b_p = 50 \text{ cm}$

• Pour la dalle

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 40 \text{ cm}$



On adopte un radier nervuré de dimensions $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour la dalle : } h_r = 40 \text{ cm} \\ \text{Pour les nervures : } h_r = 75 \text{ cm} \end{array} \right.$

b) Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \longrightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 51632.718 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 20 \text{ bars} = 200 \text{ KN /m}^2.$$

$$B_{\text{batiment}} = 324.06 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = 258.16 \text{ m}^2.$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 324.06 \text{ m}^2$), est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord (D) minimum.

❖ Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max \left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{75}{2}, 30 \text{ cm} \right) = 37.5 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{D = 50 \text{ cm}}$$

$$S_{\text{radier}} = 324.06 + S_{\text{debord}}$$

$$S_{\text{debord}} = D * p \quad \text{Avec : } P = \text{périmètre de l'immeuble.}$$

$$S_{\text{debord}} = D * p = 0.5 * 73 = 36.5 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 360.56 \text{ m}^2$$

c) Détermination des efforts

❖ Détermination des charges et des surcharges

- **Superstructure** $G = 31873.28 \text{ KN}$; $Q = 5\ 735.86 \text{ KN}$

- **Infrastructure**

✓ Poids du radier

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}}$$

$$= (S_{\text{radier}} * h * 25) + (b * h * 25 * \sum(L_x + L_y))$$

$$= (360.56 * 0.4 * 25) + (0.5 * 0.35 * 25 * 197.75) = 4470.76 \text{ KN.}$$

✓ Poids du remblai

$$G_{\text{remblai}} = P_{\text{batiment}} * h_v * d * 3.06 = 73 * 1.8 * 0.5 * 3.06$$

$$G_{\text{remblai}} = 201.04 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{infrastructures}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{remblai}} = 4671.80 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{Total}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructures}} = 36545.08 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{Total}} = 36545.08 \text{ KN.}$$

❖ Sollicitations

$$\text{ELU: } N_U = 1.35N_G + 1.5N_Q = 57939.65 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = N_G + N_Q = 42280.94 \text{ KN}$$

d) Caractéristiques géométrique du radier

❖ Détermination du centre de gravite du radier

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i * X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i * Y_i}{\sum S_i} \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} X_G = 10.35 \text{ m.} \\ Y_G = 8.70 \text{ m.} \end{array} \right.$$

❖ Moments d'inertie

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est: $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : Moment d'inertie du panneau (i).

S_i : Aire du panneau considéré (i).

d_i : Distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 5479.50 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 10865.40 \text{ m}^4 \end{array} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} X_G = 10.35 \text{ m.} \\ Y_G = 8.70 \text{ m.} \end{array} \right.$$

VI.6. Vérification du radier

❖ Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait par la formule suivante :

Selon le **BAEL 91 (page 358)** nous devons vérifier que

$$N_u \leq \frac{0.045 h \mu_c f_{c28}}{\gamma_b} \mu_c$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h: Epaisseur totale du radier.

• Pour les voiles

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (**V5**) de longueur **L = 2.5 m**.

$$N_u = 2030.23 \text{KN}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} a' = a + h \\ b' = b + h \end{cases}$$

$$\mu_c = (a + b + 2 * h) * 2 = (0.2 + 2.9 + 2 * 0.75) * 2 = 9.2 \text{ m.}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 h \mu_c f_{c28}}{\gamma_b} \mu_c$$

$$h \geq \frac{N_u}{(f_{c28}/\gamma_b)0.045 \mu_c} \geq \frac{2030.23 \cdot 10^{-3}}{0.045 \cdot 9.2 \cdot \left(\frac{25}{1.5}\right)} = 0.29 \text{ m} \longrightarrow h = 0.75 \text{ m} \geq 0.29 \text{ m}$$

$$h_r = 0.75 \text{ m} \geq 0.29 \text{ m}$$

L'épaisseur du radier **h_r = 0.75m**. Il est vérifié vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement

• Pour les poteaux

$$N_u = 1872.09 \text{KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_{\text{radier}}) = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 0.75) = 5.2 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow h \geq \frac{1872.09 \cdot 10^{-3}}{0.045 \times 5.2 \times (25/1.5)} = 0.48 \text{ m}$$

$$h_r = 0.75 \text{ m} \geq 0.48 \text{ m}$$

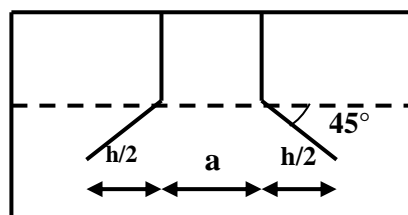


Figure VI.1 : Schéma de transmission des charges.

- **Conclusion**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement

- ❖ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$W = W_{\text{radié}} + W_{\text{bâtiment}} + W_{\text{remblai}}$

$W = 36545.08 \text{ KN}$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($Z = 3.06 + 0.75 = 3.81 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 360.56 \text{ m}^2$).

$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3.81 \times 360.56 = 20606.00 \text{ KN}$

Donc : $W \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S \longrightarrow$ Condition vérifiée

- ❖ **Vérification au cisaillement**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.5$; $d = 0.9 h_r = 0.675 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 4.40m.

$N_u = 51632.718 \text{ KN}$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \times d \\ v_u = \frac{q L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \end{cases}$$

Donc : $v_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b} \longrightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

$$h \geq \frac{51632.718 \times 4.4 \times 1.5 \cdot 10^{-3}}{0.9 \times 2 \times 324.06 \times 0.07 \times 25} = 0.33 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$V_{u \max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{51632.718}{324.06} \times \frac{4.4}{2} = 350.53 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{350.53 \times 10^{-3}}{1 \times 0.675} = 0.52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa} \quad \text{C V}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2 S_{\text{rad}} \times 0.06 f_{cj}}$$

Donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

❖ Vérification de la contrainte normale

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leurs diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.5 \sigma_{\text{adm}} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \quad ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

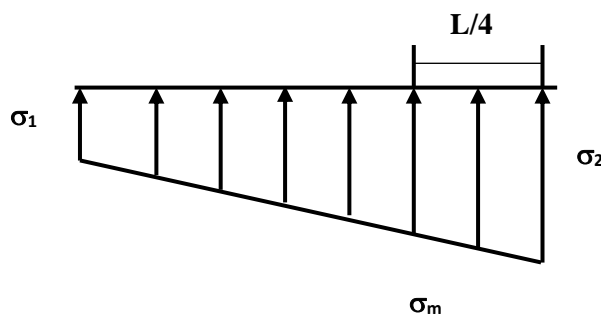


Figure .VI.2 : Diagrammes des contraintes.

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	51632.718	37609.14	51632.718	37609.14
e(m)	0.04	0.04	0.04	0.04
S (m²)	324.06	324.06	324.06	324.06
M (KN.m)	1977.14	1144.011	1977.140	1444.011
V (m)	10.625	7.625	10.625	7.625
I (m⁴)	12194.54	6280.40	12194.54	6280.40
σ₁(KN/m²)	161.05	117.45	161.05	117.45
σ₂ (KN/m²)	-157.61	-114.67	-157.61	-114.67
σ_{moy} (KN/m²)	81.39	59.42	81.39	59.42
σ_{adm} (MPa)	200	200	200	200
Vérification	C.V	C.V	C.V	7C.V

❖ La Vérification de Stabilité

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment reversant : $M=M_0+ T_0 \cdot h$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base de RDC.

T_0 : L'effort tranchant a la base de RDC.

h : profondeur de l'infrastructure $\longrightarrow h = 0.75m$

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- ✓ Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$
- ✓ Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison $G + Q +E$

- La vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E)

Tableau VI.3: Vérification de renversement.

	0.8G+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	25498.62	25498.62
S (m²)	324.06	324.06
M (KN.m)	46820.261	49022.905
V (m)	10.625	7.625
I (m⁴)	12194.54	6280.40
σ₁(KN/m²)	121.05	138.20
σ₂ (KN/m²)	-36.32	-19.16
σ_{moy}(KN/m²)	81.71	98.86
σ_{adm} (KN/m²)	200	200
Vérification	C.V	C.V

D'après le **RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5)** le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{1}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

M : moment dû au séisme. $\left\{ \begin{array}{l} M_x = 45650.447 \text{ KM.m} \\ M_y = 46403.594 \text{ KN.m} \end{array} \right.$

N : charge verticale permanente. $N = 36545.08 \text{ KN}$

- **Sens longitudinal**

$$e_x = 1.25 \text{ m} \leq \frac{L_{\max}}{4} = \frac{20.7}{4} = 5.17 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

- **Sens transversal**

$$e_y = 1.27 \text{ m} \leq \frac{L_{\max}}{4} = \frac{17.4}{4} = 4.35 \text{ m} \quad \text{C.V}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

- **Vérification de soulèvement (G+Q+ E)**

Tableau VI.4 : Vérification de soulèvement.

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	37609.14	34277.52
S (m²)	324 .06	324.06
M (KN.m)	46383.588	49118.375
V (m)	10.625	7.625
I (m⁴)	12194.54	6280.40
σ₁(KN/m²)	156.47	175.69
σ₂ (KN/m²)	-75.65	-56.43
σ_{moy}(KN/m²)	98.44	117.66
σ_{adm} (KN/m²)	200	200
Vérification	C.V	C.V

VI.7. Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93,

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

VI.7.1.Ferrailage de la dalle du radier

❖ Détermination des efforts

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas

➤ **1^{ere} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4 \longrightarrow$ la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $L_x \leq L_y$

$$M_x = \frac{q l_x}{8} ; M_y = 0$$

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

➤ **2^{ème} cas** : $0 \leq \rho \leq 0.4 \longrightarrow$ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x qL^2 ; M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

- **Pour les panneaux de rive**

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,85.M_x ; M_{ty} = 0,85.M_y)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,3.M_x ; M_{ay} = 0,3.M_y)$$

- **Pour les panneaux intermédiaires**

$$\text{Moment en travée : } (M_{tx} = 0,75.M_x ; M_{ty} = 0,75.M_x)$$

$$\text{Moment sur appuis : } (M_{ax} = 0,5.M_x ; M_{ay} = 0,5.M_x)$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

- ❖ **Les sollicitations**

- **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{51632.718}{324.06} = 159.33 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{N_s}{S} = \frac{37609.14}{324.06} = 116.06 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le Panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$$L_x = 3.9 \text{ m} ; L_y = 4.4 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow \alpha = \frac{390}{440} = 0.89$$

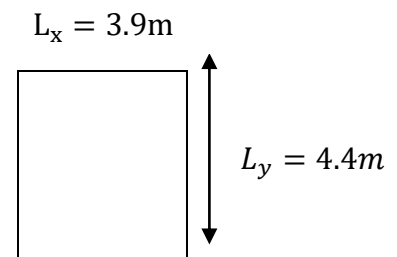


Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité.

- ❖ **Calcul des moments**

- **ELU : $v = 0$; $Q_u = 159.33 \text{ KN/m}^2$**

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.5 : Les moments à L'ELU.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	A	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
P	3.9	4.4	0.89	0.0466	0.7635	112.93	86.22

- **ELS:** $v = 0.2$; $Q_{ser} = 116.06 \text{KN/m}^2$

Tableau VI.6 : Les moments à L'ELS.

Panneaux	L _x (m)	L _y (m)	A	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
P	3.9	4.4	0.89	0.0537	0.8358	94.80	79.23

- **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.89 \text{cm}^2$

- **Section minimale**

✓ **Sens XX**

$$A_{y \min} = \begin{cases} 6h_0: \text{feE500} \\ 8h_0: \text{feE400 (en exprimant } h_0 \text{ mètre).} \\ 12h_0: (\text{ autre cas)} \end{cases}$$

✓ **Sens YY**

$$A_{x \min} = \frac{3-\rho}{2} A_{y \min}$$

- **Espacement maximal BAEL 91 Pages (360)**

$$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \longrightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \longrightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

❖ Calcul des armatures

Tableau VI.7 : Calcul des armatures à L'ELU.

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U(KN.m)	95.99	33.88	73.29	25.87
As' (cm²/ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
As (cm²/ml)	6.98	2.43	5.30	1.85
As_{min} (cm²/ml)	3.6	3.6	3.80	3.80
Choix des barres/ml	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
As_{corr} (cm²/ml)	7.7	7.7	7.7	7.7
Espacement (cm)	20	20	20	20

VI.7.2.Ferraillage de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0,55$ m. Le calcul du Ferraillage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$h=0,4 \text{ m}, \quad b=1\text{m}, \quad d=0,9h=40.5\text{cm}$$

Le ferraillage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

❖ Présentation schématique

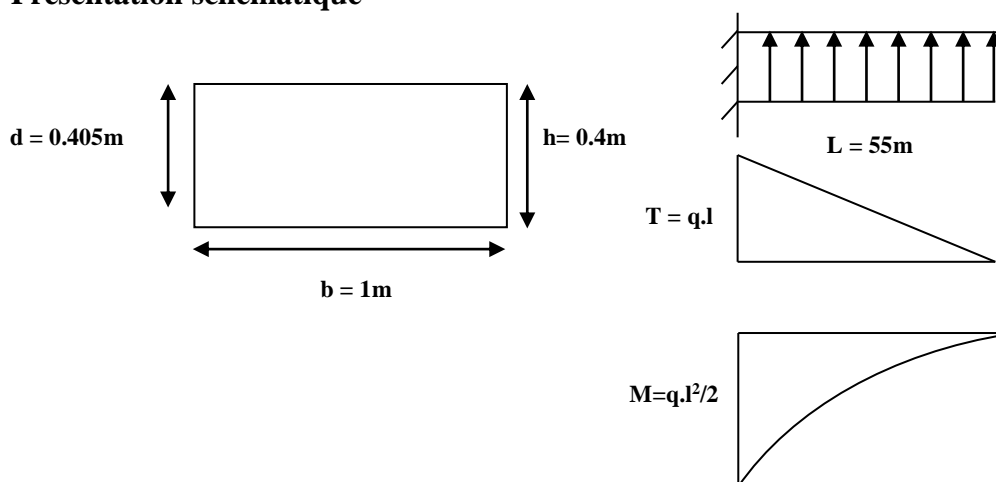


Figure VI.4 : Schéma statique du débord.

• L'ELU

$$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{159.33 \times 0.55}{2} = 24.10 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.8. Ferrailage de débord de radier a ELU.

Mu (KN.m)	D (m)	μ_{bu}	Z (m)	As (cm²)	As_{min} (cm²)	A_{adopté} (cm²)	Choix	St (cm)
24.10	0.405	0.01	0.403	1.72	4.89	7.7	5HA14	20

❖ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u \leq \tau_u = 0.05 f_{c28}$$

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

b = 1 m.

d = 0,9 h_r = 0.405 m.

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{159.33 \times 0.55}{2} = 43.82 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0.108 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0.108 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{C. V}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

❖ Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau VI.9. Les résultats de calcul à ELS.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obser
Travée sens XX	95.99	7.7	173426.57	9.64	55.35	5.34	15	C.V
Appuis sens XX	33.88	7.7	138735.65	8.59	24.42	2.10	15	C.V
Travée sens YY	73.29	7.7	138735.65	8.59	52.83	4.54	15	C.V
Appuis sens YY	25.87	7.7	138735.65	8.59	18.65	1.60	15	C.V

$$M_{ser} = \frac{q_{ser}^2}{2}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = K Y$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} ; A'_s = 0 ; A_s = 7.7\text{cm}^2$$

$$Y = 15 \frac{A_s}{b} \sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7.5(A_s)^2}} - 1$$

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

❖ Schéma de ferrailage du radier

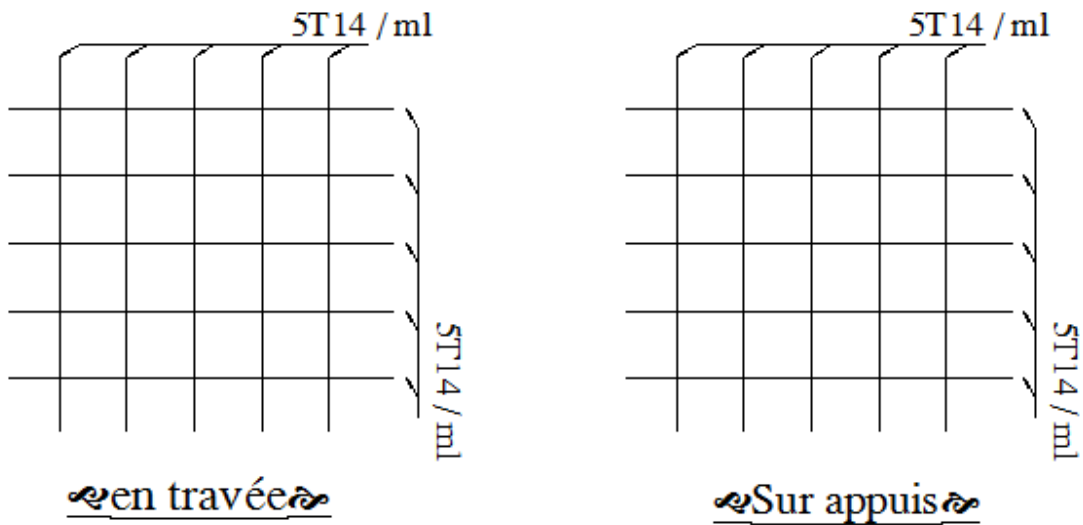


Figure VI.5. Schéma de ferrailage du radier.

VI.7.3. Ferrailage de la nervure

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$$

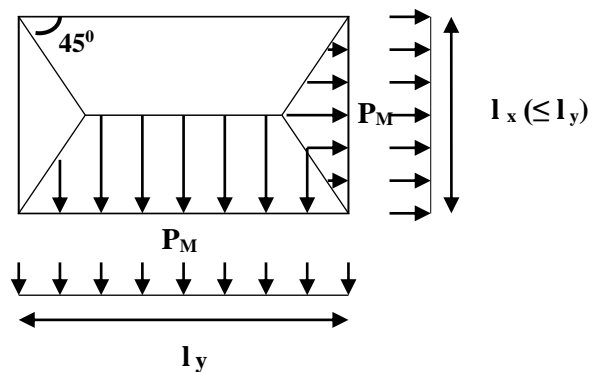
Tel que la largeur du poteau le plus large est de 55cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file **5** dans le sens **XX** et la file **D** dans le sens **YY**.

❖ Transmission des charges des dalles aux poutres

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- ✓ formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ✓ ou parallèles à son grand coté.



Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left[1 - \frac{\alpha^2}{3}\right] \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

- **Remarque:** Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

- **A l'ELU**

- **Sens Y-Y**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **D**

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.10. Les résultats de calcul des charges de la poutre la plus

Sollicitée sens Y-Y.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
3-4	0.68	0.68	159.33	202.158	233.684	435.842
4-5	0.89	0.89	159.33	228.660	207.129	435.789
5-8	0.89	0.89	159.33	228.660	207.129	435.789
8-9	0.89	0.89	159.33	228.660	207.129	435.789

- **Sens X-X**

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file **5**

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.11. Les résultats de calcul des charges de l poutre la plus

Sollicitée sens X-X.

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A-D	0.89	0.89	159.33	233.684	288.660	522.344
D-G	0.89	0.89	159.33	257.975	207.129	465.104
G-I	0.79	0.79	159.33	164.641	246.059	410.700
I-L	0.89	0.89	159.33	257.975	207.129	465.104
L-O	0.89	0.89	159.33	257.975	207.129	465.104

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

➤ **Sens Y-Y**

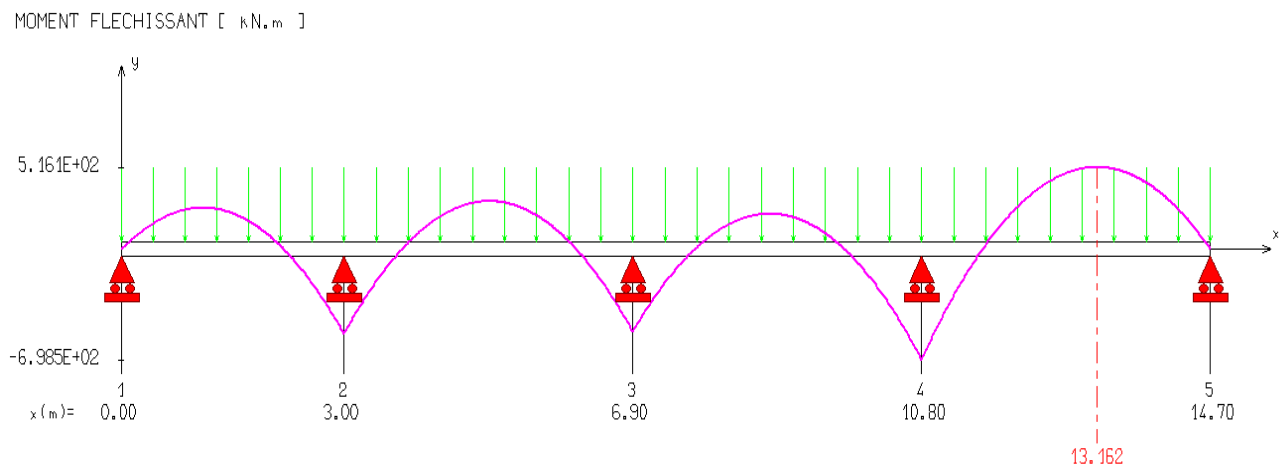


Figure VI.6. Diagramme des moments sur appuis et travée sens Y-Y.

➤ **Sens X-X**

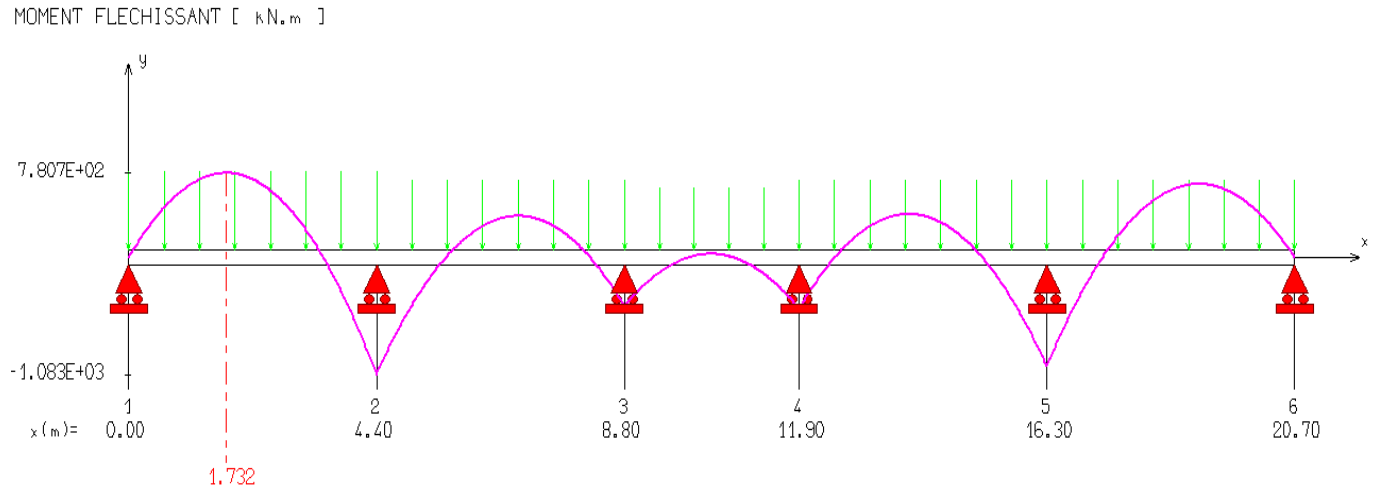


Figure VI.7. Diagramme des moments sur appuis et travée sens X-X.

❖ **Armatures longitudinales**

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple
On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

$$d = 0.9h = 81\text{cm}, C = 3\text{cm}, h = 90\text{cm},$$

➤ **Sens Y-Y**

Tableau VI.12. Ferrailage de la nervure sens Y-Y.

Zone	M (KN.m)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des barres	A adopté
Appuis	-698.5	25.06	9.78	5HA20+5HA20	31.4
Travée	516.1	18.21	9.78	5HA20+2HA16	19.72

➤ **Sens X-X**

Tableau VI.13. Ferrailage de la nervure sens X-X.

Zone	M (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté}
Appuis	-1083	40.35	9.78	6HA20+6HA20+4HA16	45.72
Travée	780.7	28.23	9.78	6HA20+6HA16	30.89

Remarque : on a augmenté la hauteur de la nervure **h = 90 cm** dans les deux sens.

❖ **Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} \geq \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \longrightarrow \text{On choisie 2cadre de } \phi 8$$

Espacement minimal

Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 : En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_t) = \min(22.5, 19.2) \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(22.5, 19.2) \text{ cm} = 18.75 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 45\text{cm}$

On prend :

- En zone nodale : $S_t = 15\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

VI.8.Vérification

• **A l'ELU**

1) **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = 9.78\text{cm}^2$$

2) **Vérification de l'effort tranchant**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

➤ **Sens Y-Y**

($T_{u \max} = 895.5\text{KN}$) donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \quad \text{=pour une fissuration prejudiciable } \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{895.5}{1.35 \times 0.81} = 818.93\text{KN/m}^2 = 0.82 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.82 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Sens X-X**

($T_{u \max} = 139.5 \text{KN}$) donc il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = \text{pour une fissuration préjudiciable } \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{139.5}{1.35 \times 0.81} = 127.57 \text{KN/m}^2 = 0.13 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.13 \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

• **A l'ELS**

1) **Contrainte de compressions dans le béton**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K Y$

➤ **Sens Y-Y**

Tableau VI.14. Les résultats de calcul des contraintes sens Y-Y (ELU).

	Mser (KN.m)	As (cm²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
Appuis	-539.1	19.06	2.23	15	C.V
Travée	399.1	13.94	2.76	15	C.V

➤ **Sens X-X**

Tableau VI.15. Les résultats de calcul des contraintes sens X-X (ELU).

	Mser (KN.m)	As (cm²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
Appuis	-734.1	26.43	1.77	15	C.V
Travée	493.9	17.4	2.38	15	C.V

2) **Etat limite d'ouverture des fissures**

Il faut vérifier : $\sigma_s \leq \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\text{Avec : } \sigma_s = 15 * K(d - y)$$

➤ **Sens Y-Y**

Tableau VI.16. Les résultats de calcul des contraintes sens Y-Y (ELS).

	Mser (KN.m)	As (cm²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	-539.1	19.06	378.37	400	C.V
Travée	399.1	13.94	383.98	400	C.V

➤ **Sens X-X**

Tableau VI.17. Les résultats de calcul des contraintes sens X-X (ELS).

	Mser (KN.m)	As (cm²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Appuis	-734.1	26.43	362.54	400	C.V
Travée	493.9	17.40	377.71	400	C.V

Schéma de ferrailage de la nervure

390

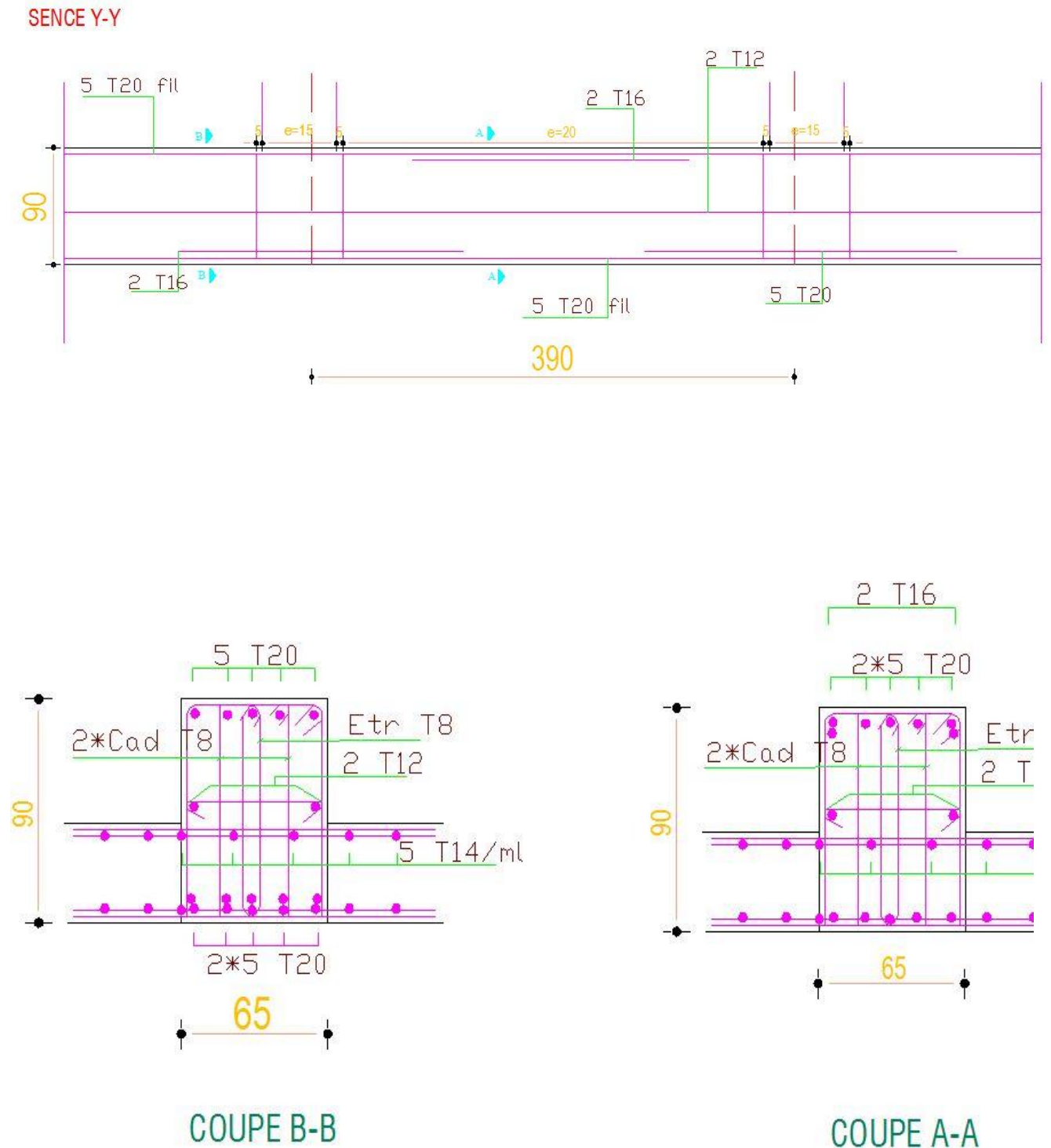
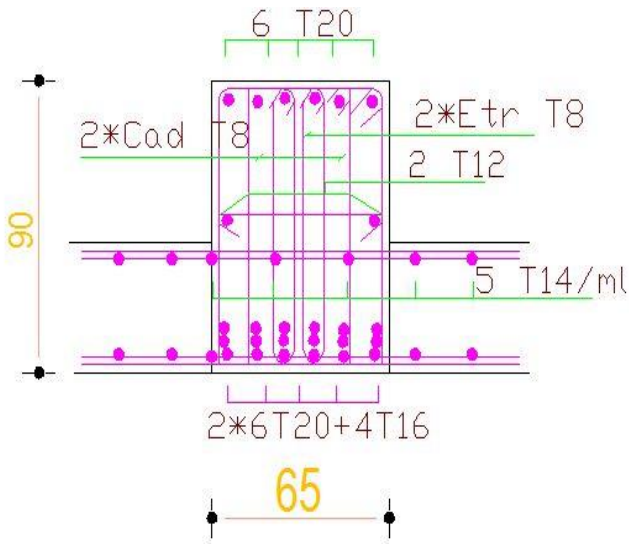
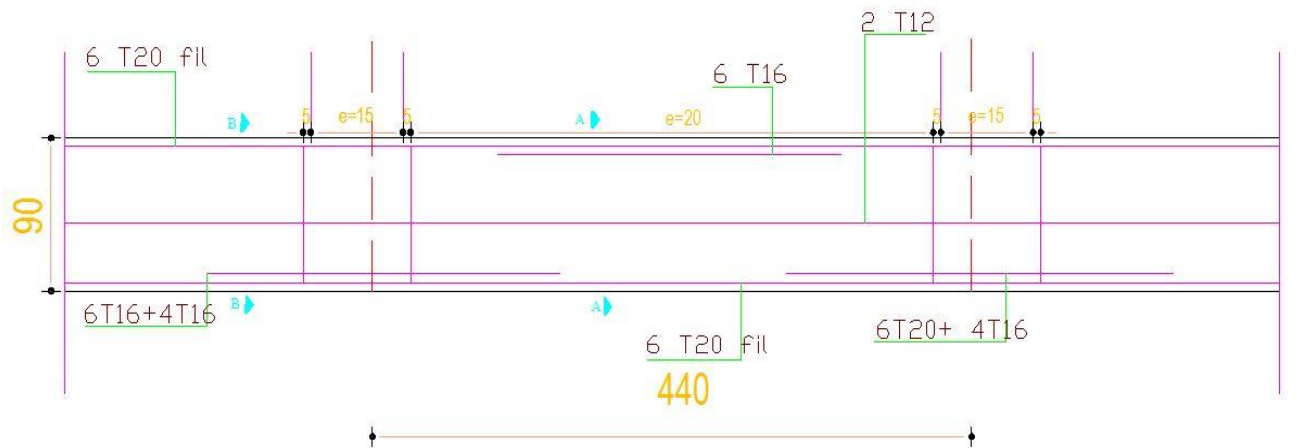


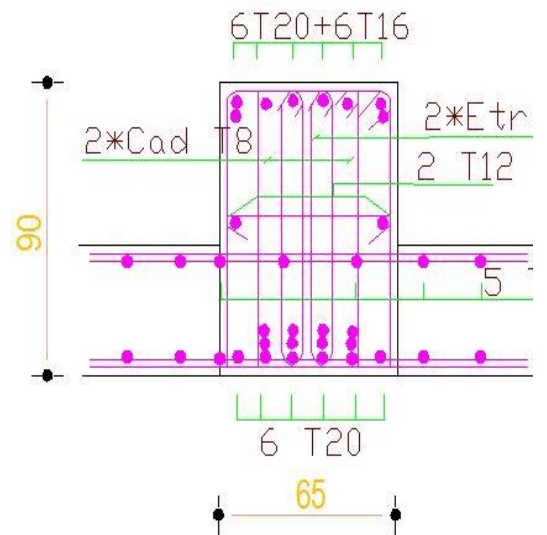
Figure VI.8: Le ferrailage de la poutre de la dalle sens Y-Y.

Chapitre VI. Etude de l'infrastructure.

SENCE X-X



COUPE B-B



COUPE A-A

Figure VI.9 : Le ferrailage de la poutre de la dalle sens X-X.

CONCLUSION GENERALE

Le travail d'analyse réalisé lors de ce projet de fin d'étude a porté sur un bâtiment à usage d'habitation de R+7+Sous sol, l'ensemble de l'ossature porteuse est réalisé en béton armé. Le fait d'étudier l'intégralité de la structure, aussi bien statiquement que dynamiquement, a permis d'aborder un grand nombre de problématiques différentes.

L'étude des éléments secondaires et principaux (ferraillage et prédimensionnement), nous a permis de bien comprendre leur rôle et les méthodes de calcul utilisées.

L'analyse dynamique a permis de montrer l'impact de séisme sur la structure, et la distribution de la force sismique et son effet sur la stabilité de la structure à l'aide d'un logiciel de calcul structurel ETABS. Ainsi de montrer l'influence de la configuration en plan régulière et irrégulière sur la stabilité sismique de la structure.

L'étude de l'effet de la variation de la configuration en plan a montré que la structure irrégulière est plus souple sous l'effet des actions sismiques ce qui conduit à des déformations en terme de déplacement très considérable par rapport à celles de structures régulières. Le critère de l'effort tranchant et sismique montre que les structures avec forme irrégulière ont des efforts très élevés par rapport aux structures avec une forme régulière et cela à cause de leur facteur de qualité est plus important.

Nous recommandons de bien vérifier la régularité en plan (de même en élévation) de la structure afin de bien évaluer la valeur du facteur de qualité, car l'évaluation de l'effort tranchant et sismique qui contribuent à la vérification de la stabilité sismique de la structure varie en fonction de la valeur du facteur de qualité.

Au terme de ce projet de fin d'études, le bilan des connaissances et des compétences acquises nous permet de conclure que cette expérience a été riche en enseignements.

Le métier d'ingénieur ne consiste pas seulement à appliquer des méthodes éprouvées, mais tend vers une constante remise en question de la technique et de nos connaissances.

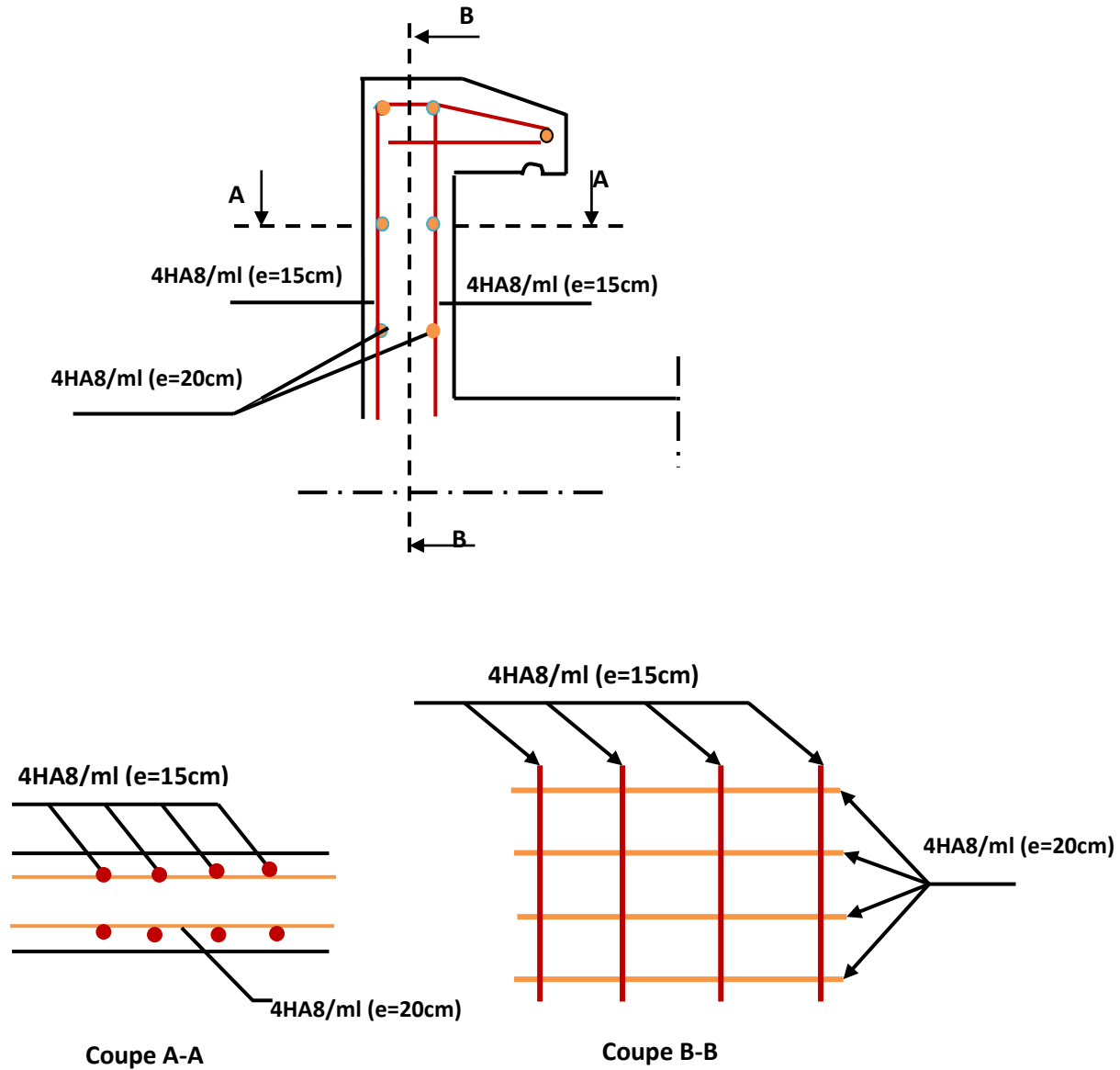
Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

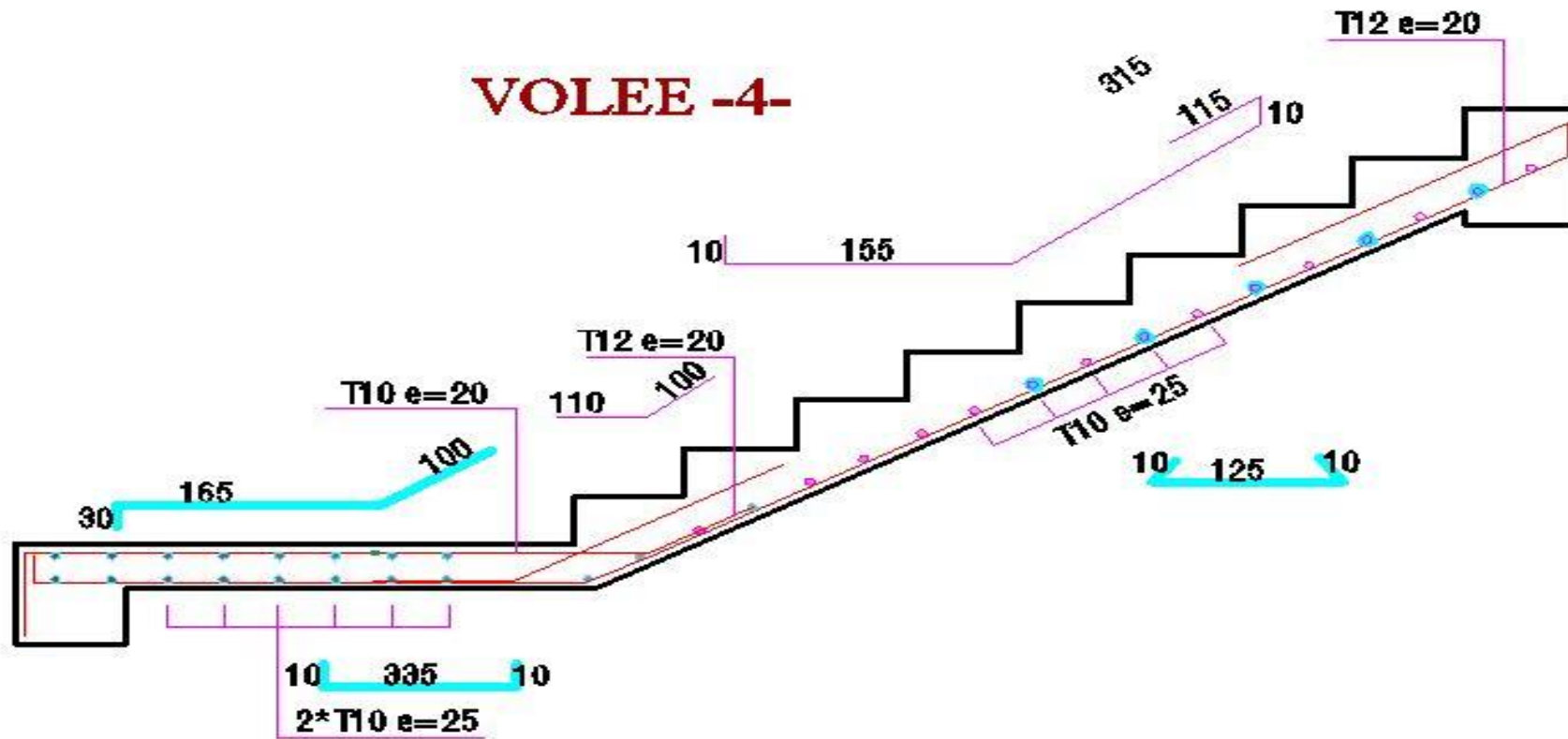
➤ **Règlements :**

- **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

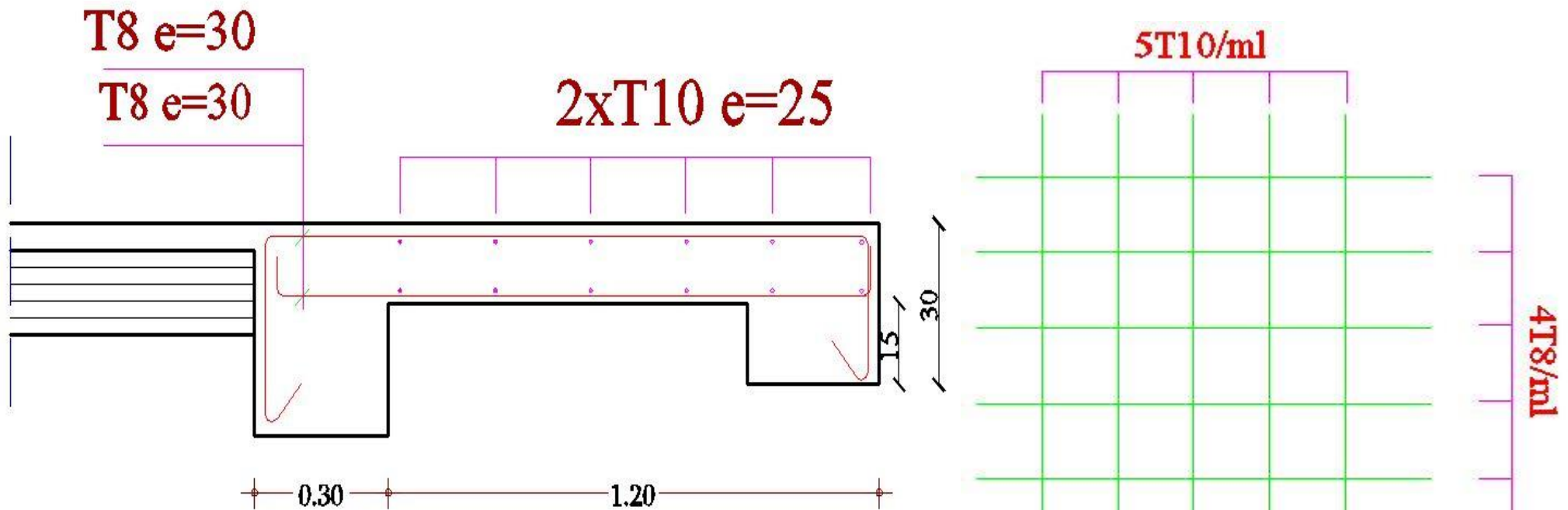
Schéma de ferrailage de l'acrotère



Ferrailage de l'escalier

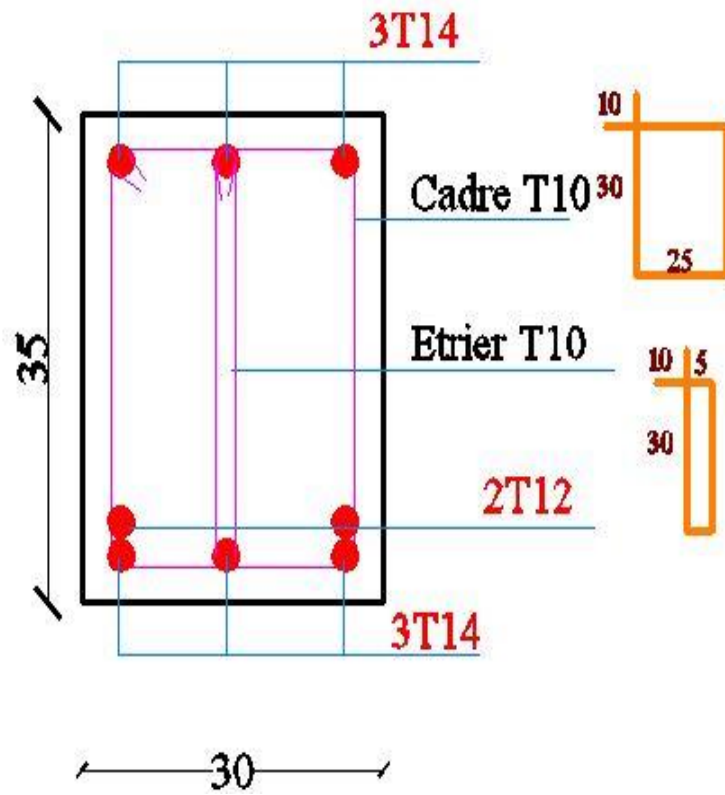


Ferrailage du balcon

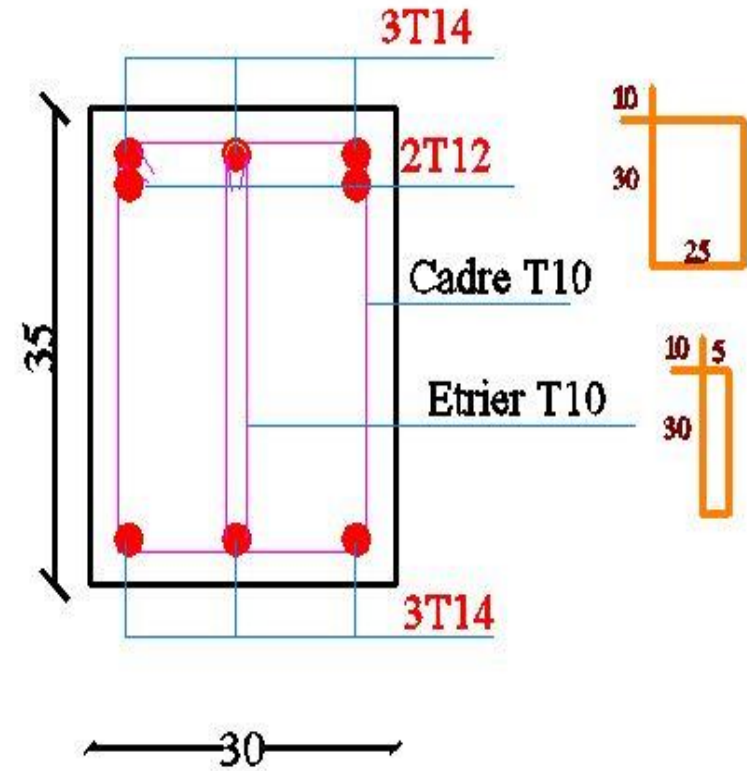


Ferrailage de la poutre palier

En travée

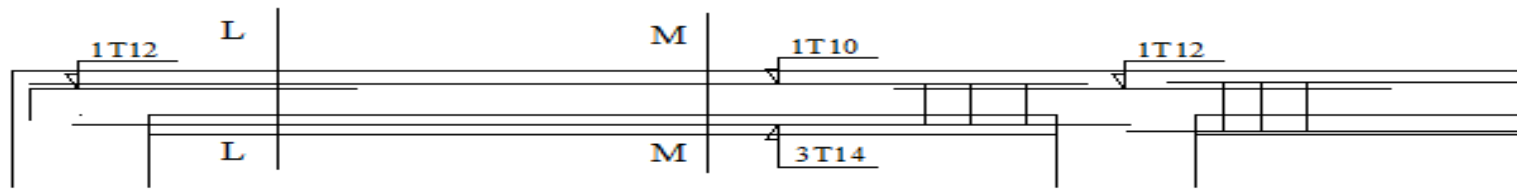


Sur appuis



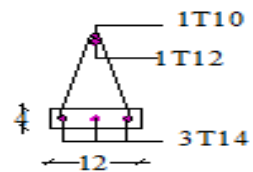
Ferrailage de planche

DETAIL POUTRELLE: semi-prefabriqué

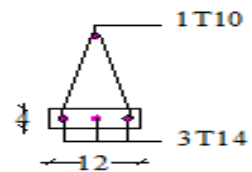


L

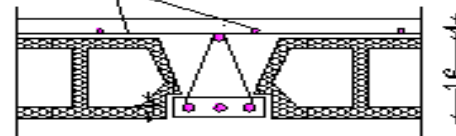
COUPE L-L



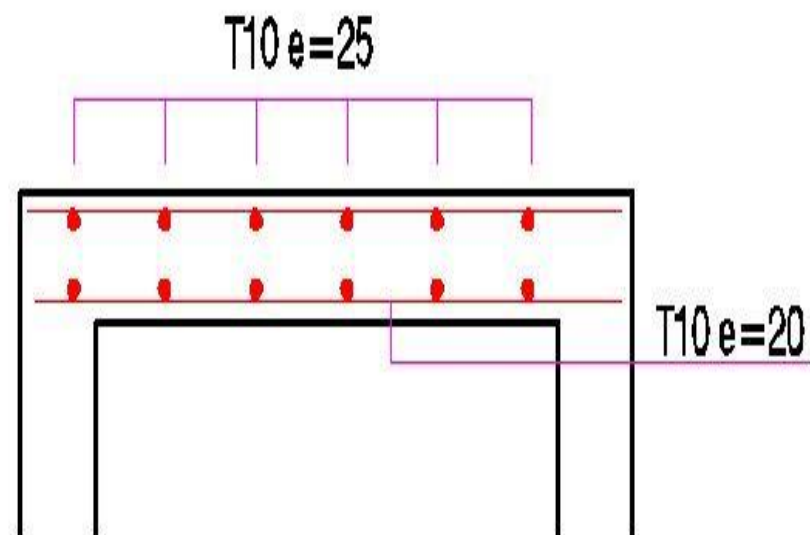
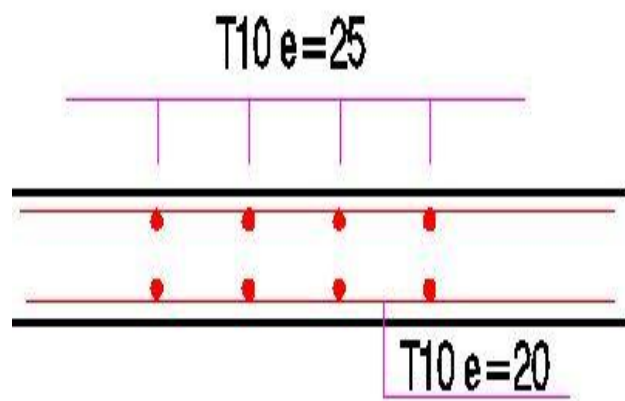
COUPE M-M



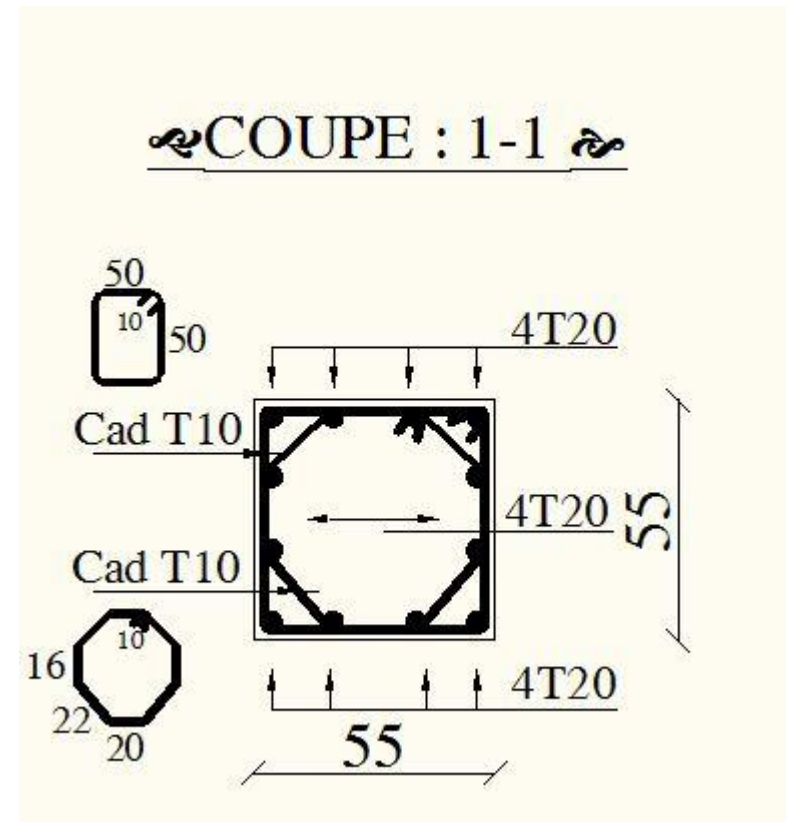
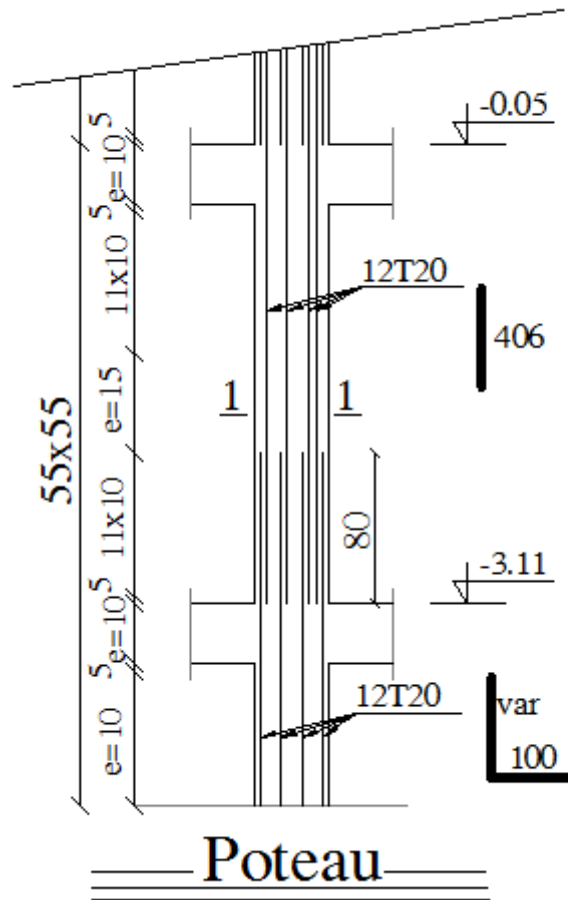
TREILLIS SOUDES Ø6



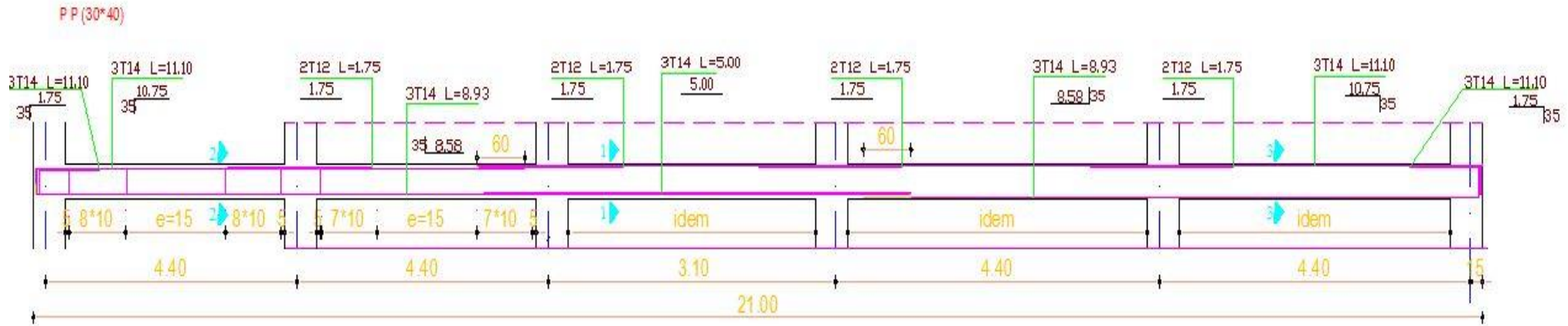
Ferrailage de la salle machine



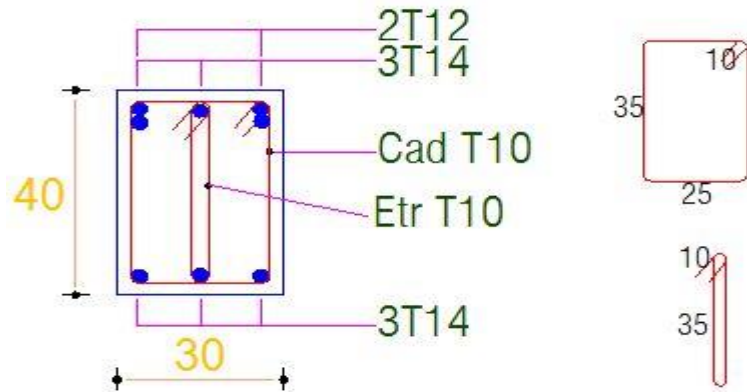
Ferrailage de poteau



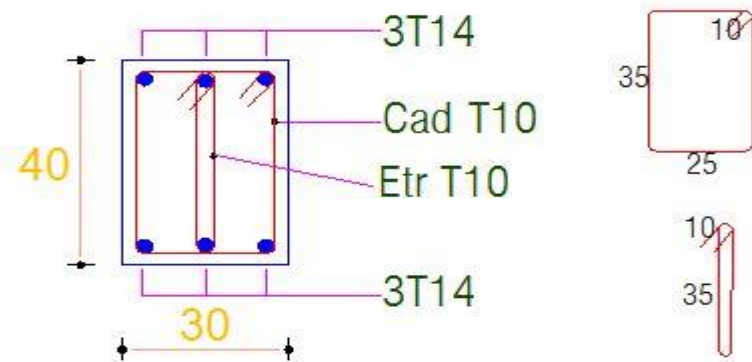
Ferrailage de la poutre principale



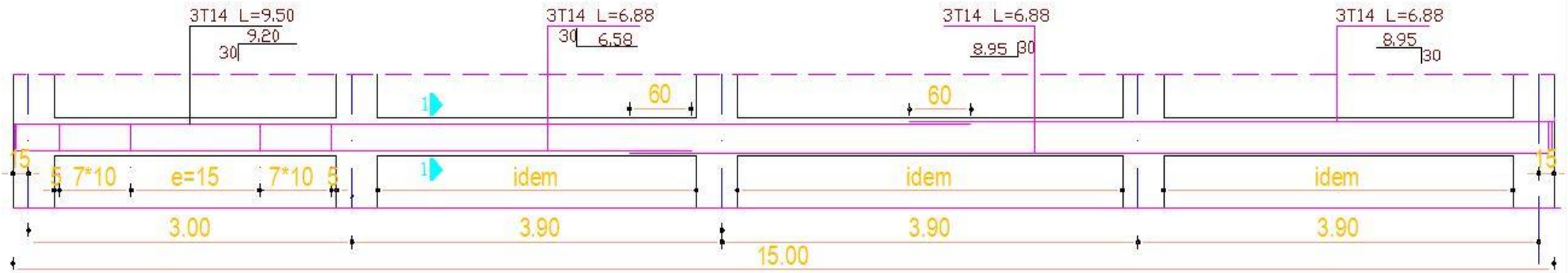
section 2-2



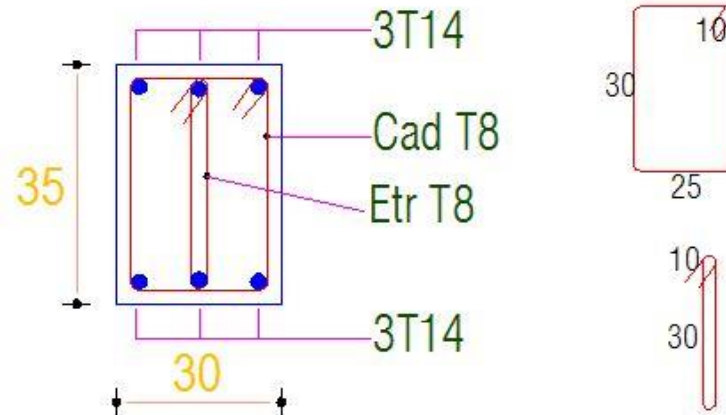
section 3-3



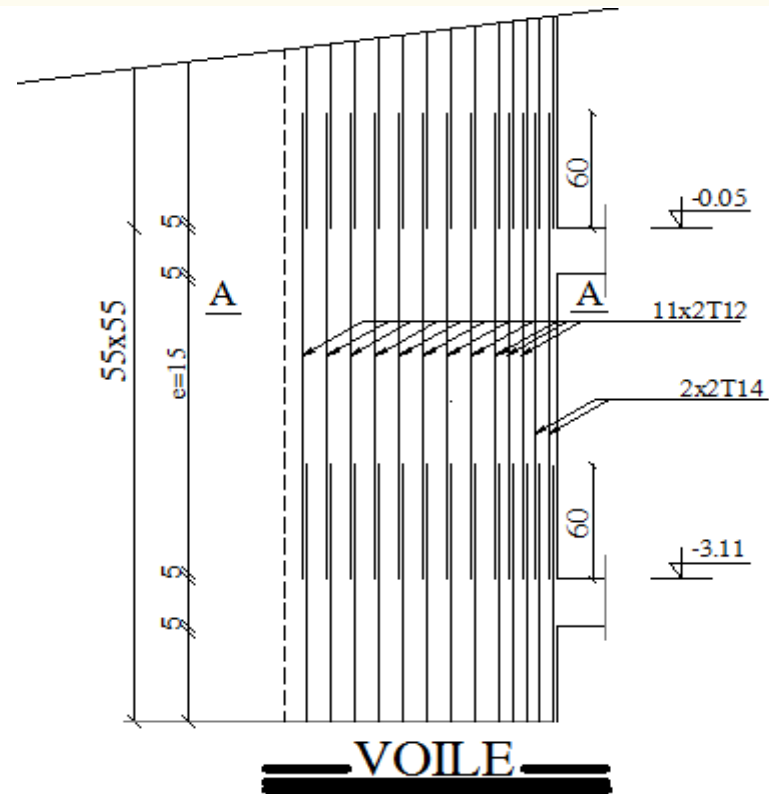
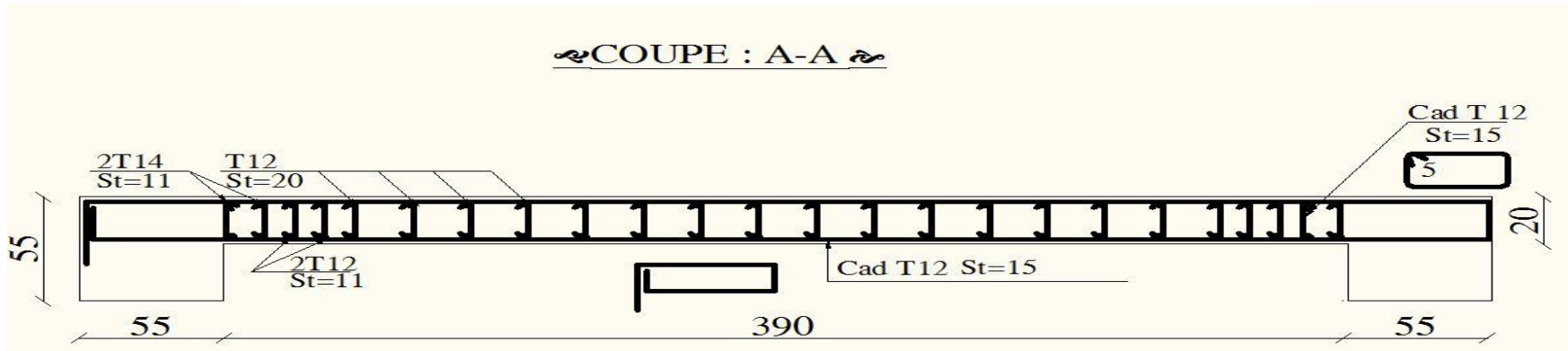
Ferrailage de la poutre secondaire



& COUPE 1-1 &

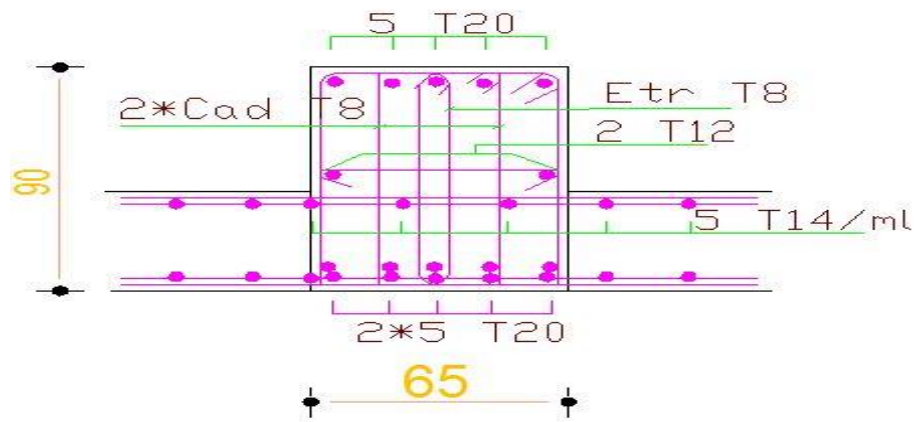
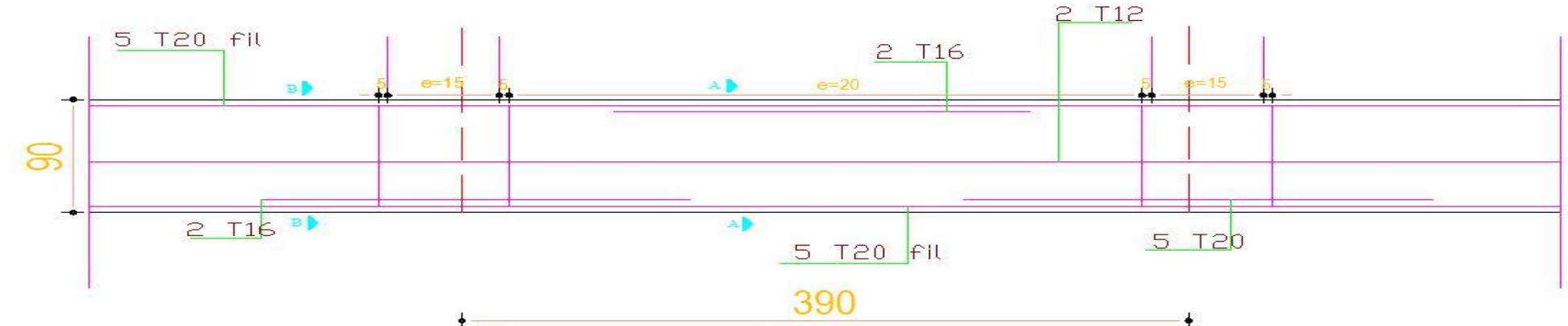


Ferrailage du voile

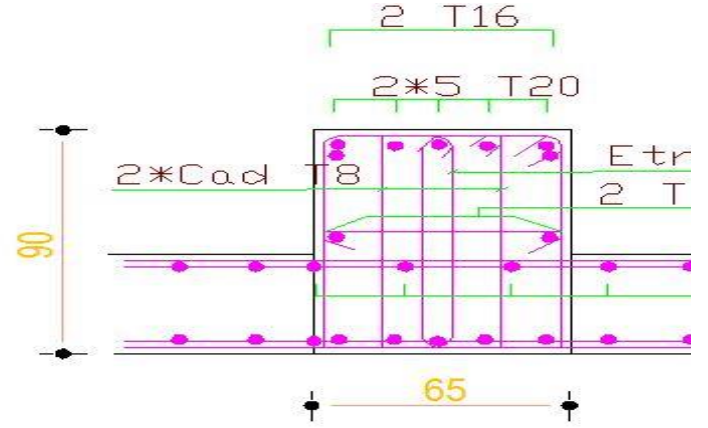


Ferrailage de la poutre de la dalle sens Y-Y

SENCE Y-Y



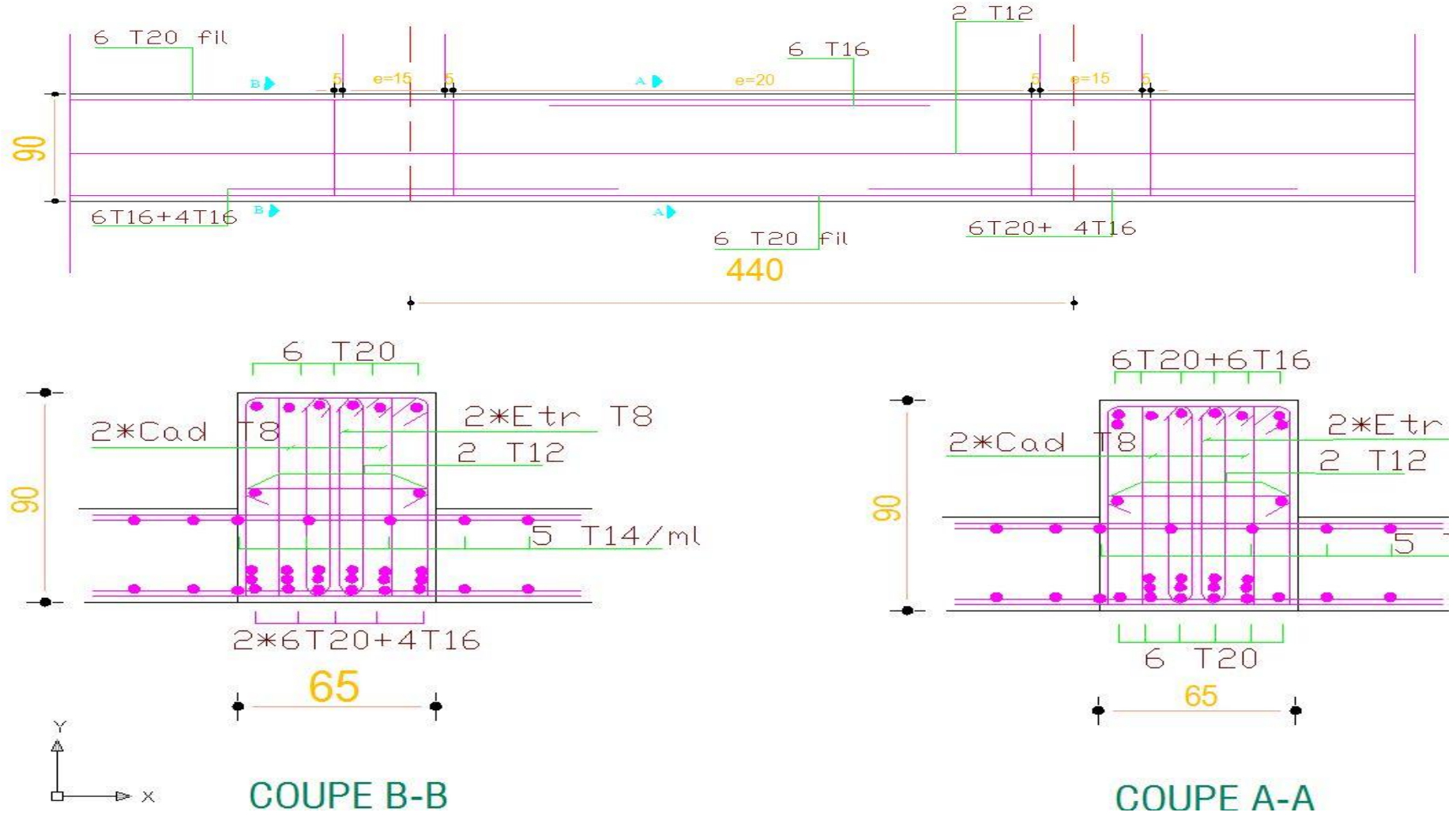
COUPE B-B

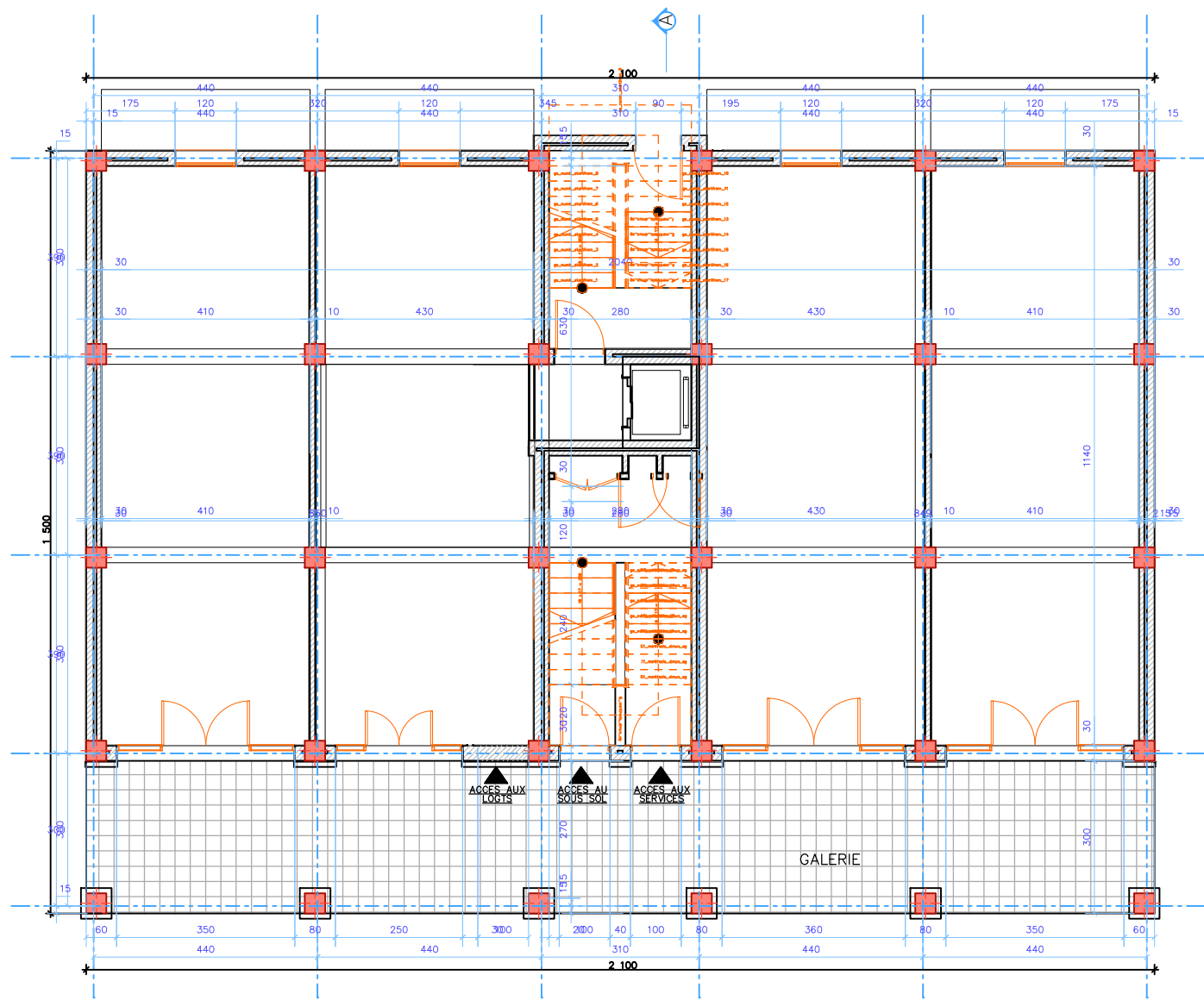


COUPE A-A

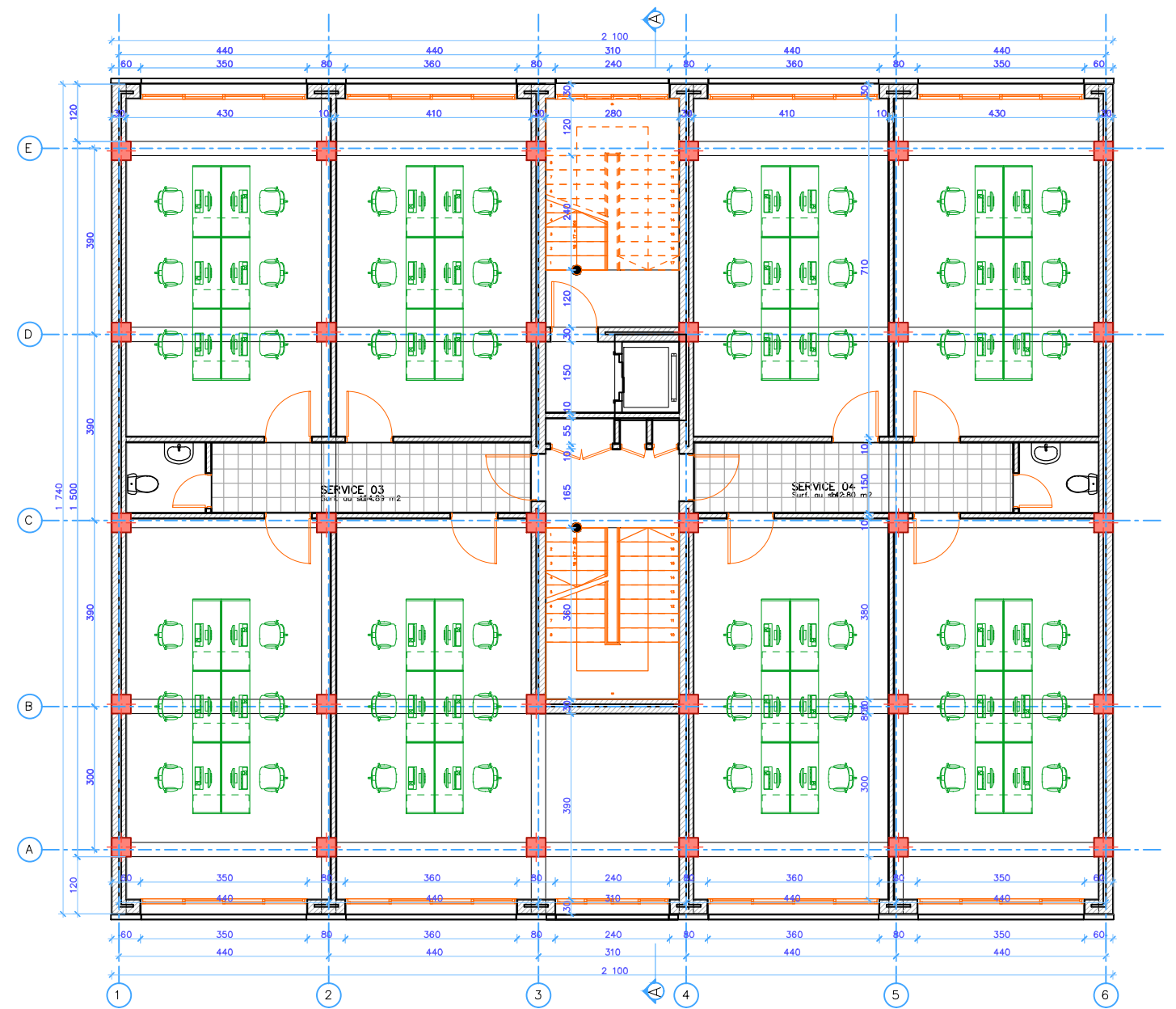
Ferrailage de la poutre de la dalle sens X-X

SENCE X-X

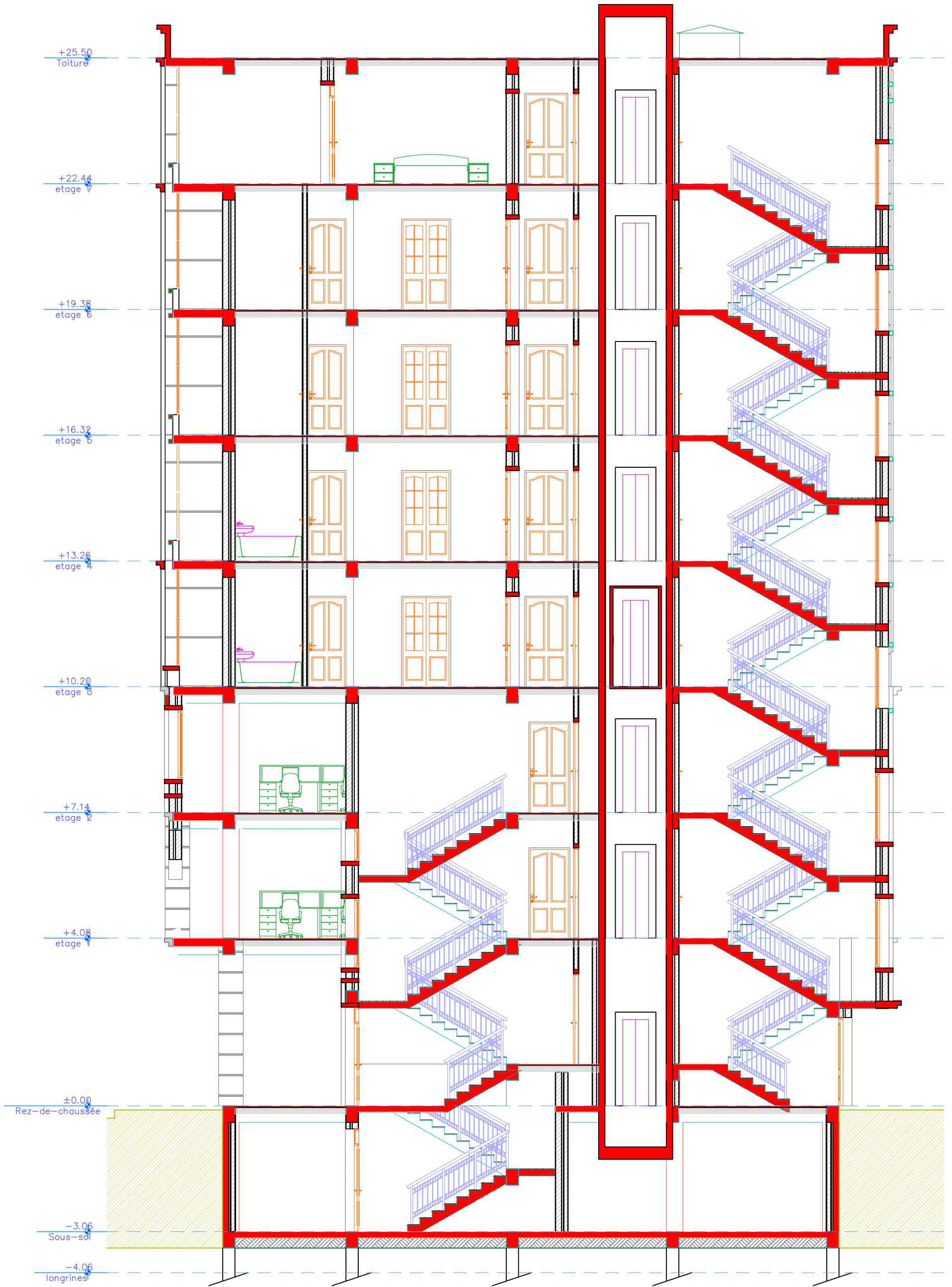




Vue en plan de RDC



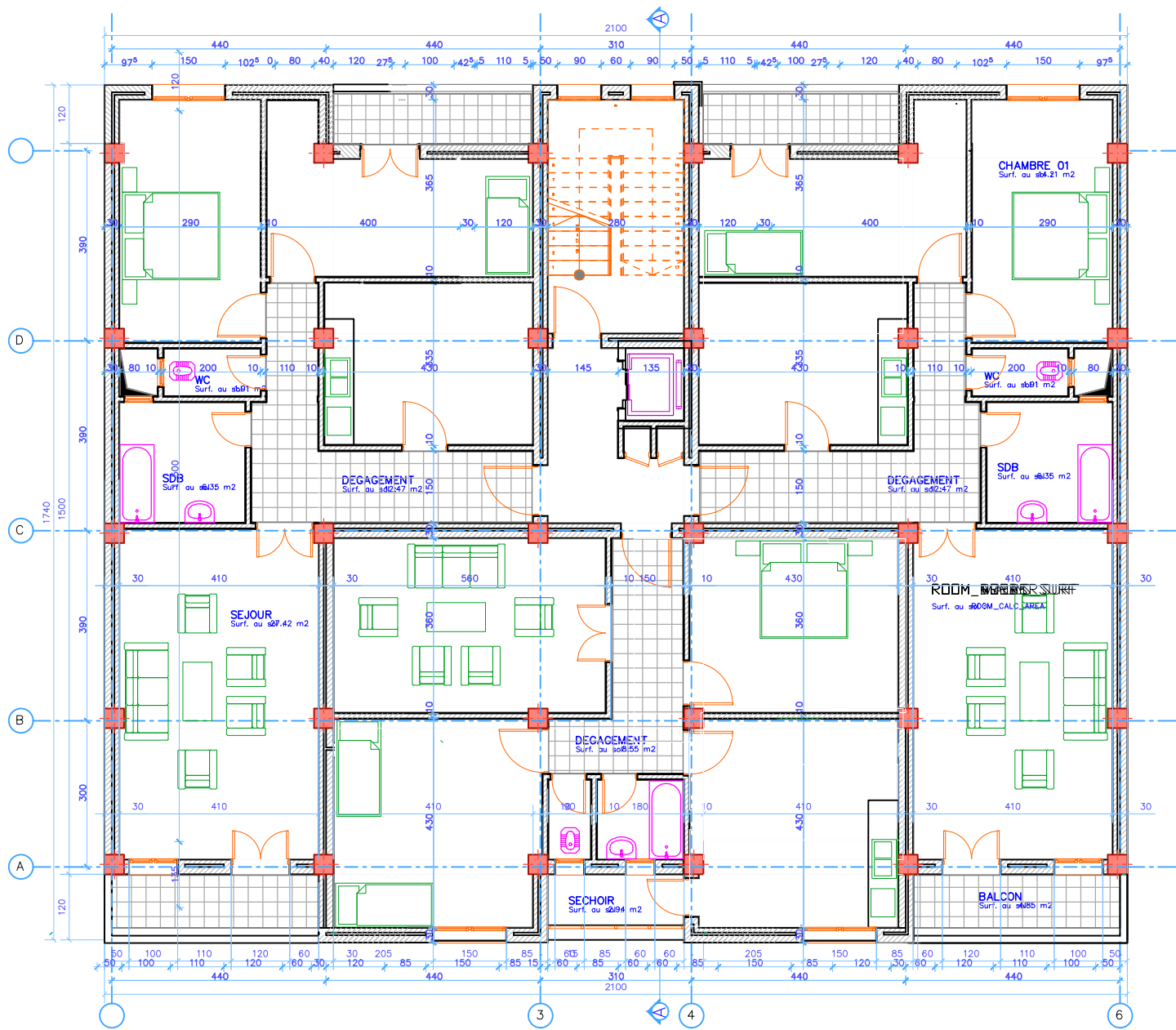
Vue en plan 1er et 2eme etages



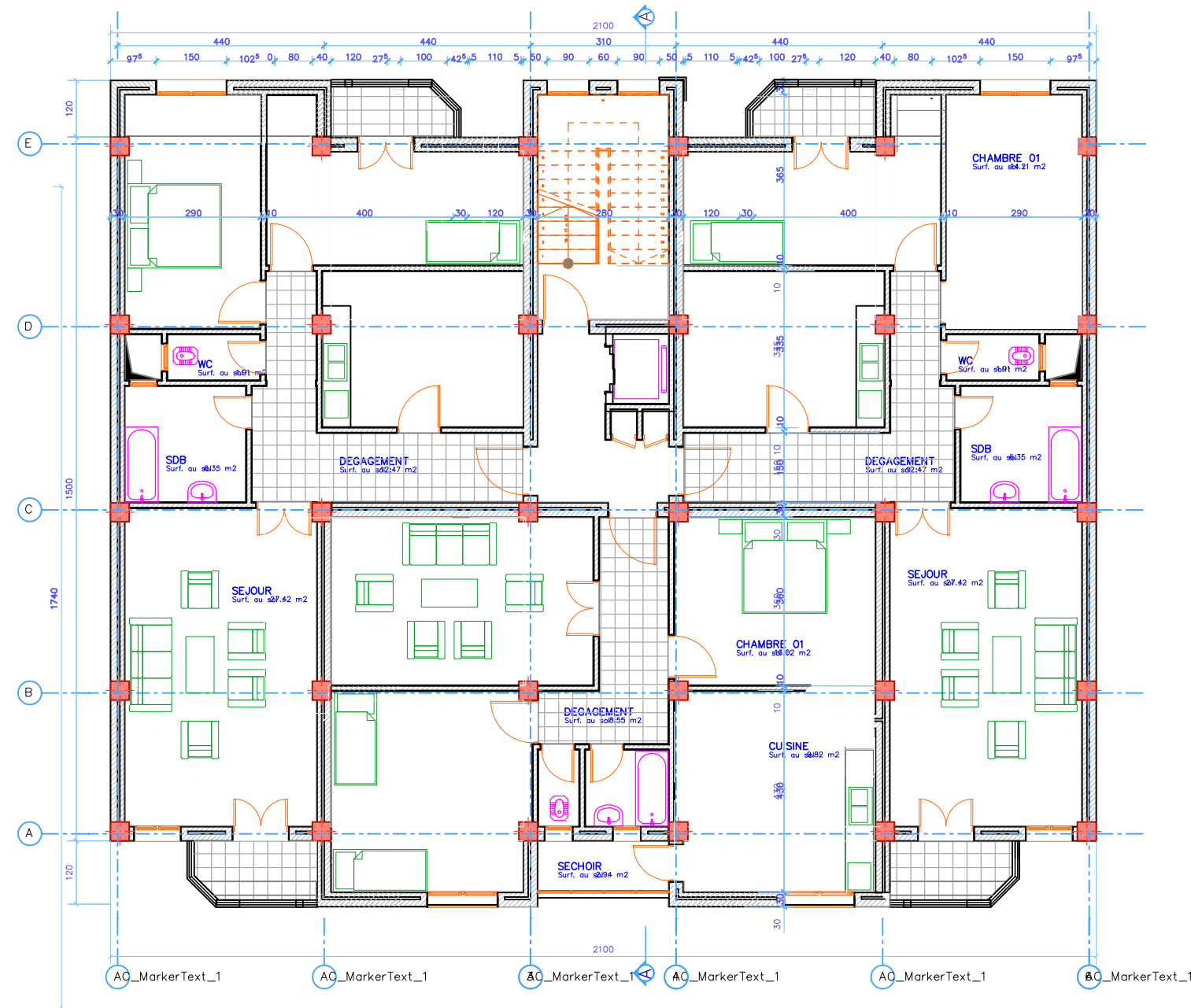
Vue en élévation



La façade de bâtiment



Vue en plan de 3eme etage



Vue en plan des autres etages