

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie de civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

MOKRAOUI Arezki
NEGGAZI Sofiane

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil

Option : Bâtiment

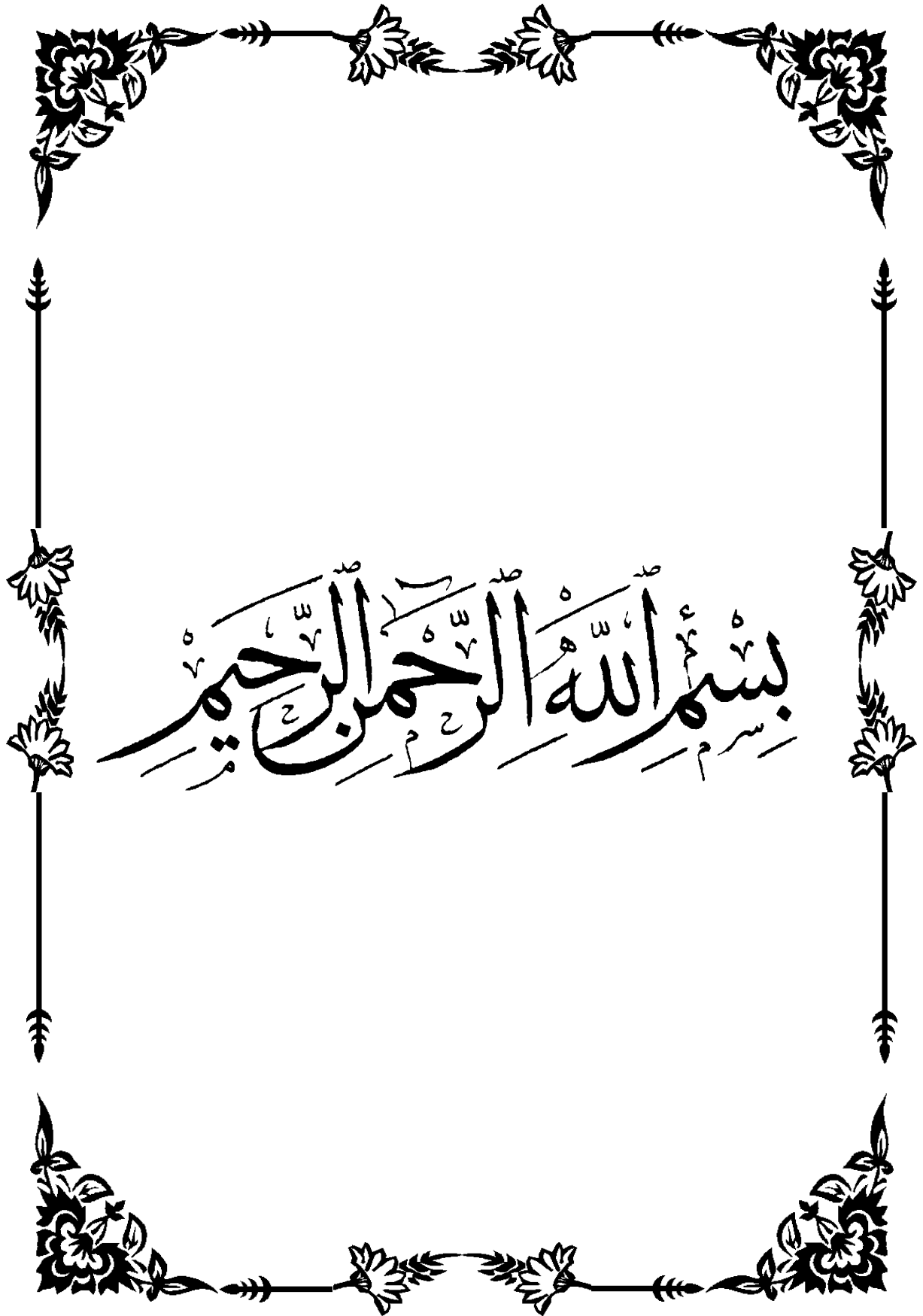
Thème :

**OPTIMISATION DU CHOIX DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT
D'UN BATIMENT IRREGULIER EN R+8+SOUS SOL IMPLANTE DANS
UNE ZONE DE FORTE SISMICITE (ZONE III).**

Devant le jury composé de :

Mr Ghernaout Redouane	MCA	UAMOB	Président
Mme Mohamadi Saddika	MAA	UAMOB	Encadreuse
Mr Bakhti Rachid	MAA	UAMOB	Examineur 1
Mme Ait Ahmed Fatiha	MAA	UAMOB	Examinatrice 2

Année Universitaire 2018/2019



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

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

*Ce travail a été réalisé grâce à la collaboration du bureau
d'études BET ABDELHAMID MOKRAOUI,*

L'UNIVERSITE AKLI

*MOHAND OULHADJ DE BOUIRA, faculté des Sciences
et sciences appliquées et le département de Génie civil.*

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

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

AREZKI SOFIANE

Dédicaces

C'est avec une immense joie que je dédie ce modeste travail à ceux qui m'aiment, m'encouragent et qui me sont très chers.

A ma fleure et chère mère, source d'affection, de courage et d'inspiration qui a autant sacrifié pour espérer me voir un jour atteindre cette étape cruciale.

A mon père, à qui je vauX un respect infini et que je remercie pour son aide acharnée et son soutien sans faille.

*A ma fratrie, mon cher frère **MAYAS**, mes adorables sœurs : **FADHMA**, **SIHAM**, **LYNA** ET **YASMINE**.*

Merci pour votre affection si sincère ainsi que pour votre inconditionnel soutien. Ce travail est le vôtre et vous avez tous mes vœux de bonheur, de santé et de sérénité.

*A mes chers allies et amis : **NOUFEL**, **SIDAHMED** et tous les autres sans exception.*

*A la meilleure des meilleures et mon adorable **SONIA GORRI** qui m'a beaucoup soutenu et encouragé.*

A toute ma famille.

*A mon binôme **SOFIANE**, pour ce long travail effectué à mes côtés et à tous ces moments partagés ensemble.*

A tous mes camarades de promotion Génie Civil.

*Arezki **MOKRAOUI***

Dédicaces

Avec une énorme joie, je dédie ce modeste travail à ceux que j'aime et ceux qui m'aiment et qui sont très chers à mon cœur.

A ma lune d'espoir qui n'a jamais quittée mon âme et, tu m'as donné la vie, t'es battue pour moi. Je t'aime ma plus belle fleur comme une rivière qui donne à boire à celui qui a soif et avec un amour qui crée les conditions pour les végétations et les fleurs poussent sur son passage.

A mon père le vrai guerrier et mon premier héros, tu es mon plus fort repère, un être unique et magnifique. Tu m'as enseigné la sagesse, merci pour tout mon grand homme. Aujourd'hui, mon héros je marche sur tes pas de miel

*A mes cher frère et mon symbole du courage et de la sagesse, **SAMIR, RABAH, TOUFIK** à mes adorables sœurs : **KARIMA, MILISSA.***

*Quand je pense à vous, les pleurs montent avec des souvenirs **MERCI.***

Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de sérénité.

*A mes chers amis : **KAMEL, MOUH, LYAS, SAMIR, GHANI, YACINE, RACHID, KOUCEYLA, WAHAB** et tous les autres sans exception.*

A toute ma famille.

*A mon cher binôme **AREZKI** le bon homme, pour ce long travail qu'il a effectué à mes côtés et les moments que nous avons partagés ensemble.
A tous mes collègues de promotion Génie Civil.*

NEGGAZI SOFIANE

Sommaire

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1 Présentation de l'ouvrage.....	3
I.2 Implantation de l'ouvrage et données du site	3
I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.3.1 Dimensions en élévation	3
I.3.2 Dimensions en plan.....	3
I.4 Système de contreventement.....	3
I.5 Les différents éléments de l'ouvrage :	4
I.5.1 Les planchers	4
I.5.1.a Les planchers à corps creux	4
I.5.1.b Les planchers à dalle pleine	4
I.5.2 Les balcons.....	4
I.5.4 Eléments non structuraux	4
I.5.4.a Maçonnerie :	4
I.5.4.b L'acrotère	5
I.5.4.c Terrasse	5
I.5.4.d Revêtement	5
I.5.4.e Escaliers	5
I.5.4.f Ascenseurs	5
I.6 Règlement et normes utilisés :	5
I.7 Etats limites de calculs :.....	6
I.7.1 Définition :	6
I.7.2 Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance :	6
I.7.3 Hypothèse de calcul à L'ELU :.....	6
I.7.4 Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation :.....	7
I.7.5 Actions et sollicitations de calcul :	7

I.7.5.a Les Actions :	7
I.7.6 Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :	8
I.8 La caractéristique mécanique des matériaux :	9
I.8.1 Le béton	9
I.8.2 Caractéristique du Béton :	9
I.8.3 ciment.....	9
I.8.4 Granulat.....	10
I.8.5 Les Adjuvants :	10
I.8.6 Dosage du béton.....	10
I.8.7 Notre composition courante de 1m ³ de béton est :	10
I.8.8 Béton armé.....	10
I.9 L'infrastructure :	10
I.10 Caractéristiques mécaniques :	11
I.10.1 Résistance à la compression :	11
I.10.2 Résistance à la traction :	11
I.10.3 Module de déformation longitudinale du béton :	11
I.10.4 Coefficient de poisson.....	12
I. 10.5 Le module de déformation transversale du béton :	12
I.10.6 Les contraintes limites du béton :	12
I.10.6.a à l'Etat Limite Ultime :	12
I.10.6.b à l'Etat Limite de Service (ELS) :	13
I.11 Les Aciers :	14
I.11.1 Définition :	14
I.11.2 Caractéristiques mécaniques des aciers :	15
I.11.2.a Nuances d'aciers utilisés :	15
I.11.2.b Contrainte de calcul aux états limites :	15
I.11.2.b Protection des Armatures :	18

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges :

II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charge	24
II.1 Introduction :	24
II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires :	24
II.2.1 Les planchers	24
II.2.1.a Planchers à corps creux :	24
II.2.1.b Pré dimensionnement des poutrelles :	24
II.2.3 L'acrotère:	25
II.2.4 Les balcons:	26
II.2.4.a Balcon (dalle pleine) :	26
II.2.5 Les escaliers (caractéristiques techniques) :	26
II.3 Pré dimensionnement des poutres :	29
II.3.1 Les poutres principales (porteuses):	30
II.3.1 Les poutres secondaires (non porteuses) :	30
II.3.2 Les voiles:	31
II.3.2.a Calcul de l'épaisseur :	31
II.3.3 Terrasse inaccessible	32
II.3.3.a Plancher des étages courants et le RDC :	32
II.3.3.b Acrotère :	33
II.3.3.c Escaliers:	33
II.3.4 Murs extérieurs :	36
II.3.4.a Murs intérieurs :	36
II.3.5 Balcons :	36
II.4 Pré- dimensionnement des poteaux :	37
II.4.1 Principe :	37
II.5 Loi de dégression (DTRBC 2.2 5) :	38
II.5 Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité :	41

II.5.1 Poteau central :	41
II.5.1.a Exemple de calcul :.....	41
II.6 Vérification des sections :.....	43
II.6.1 Vérification de l’RPA :.....	43
II.6.2 Vérification au flambement :.....	44
II.6.3 Dimensions à respecter pour les poutres :	45
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires :	
III.Calcul des éléments secondaires :	48
III.1 Etude de l’acrotère :	48
III.1.1 Introduction :	48
III.1.2 Vérification au séisme :.....	49
III.1.3 Ferrailage de l’acrotère :	50
III.1.3.a Calcul des armatures à L’ELU :	50
III.3.1.b Calcule en flexion simple:.....	51
III.3.1.c Calcul des armatures à L’ELA :	51
III.3.1.c Calcul des armatures à L’ELS :.....	52
III.3.1.d Vérification à L’ELU :.....	53
III.3.1.f Vérification de l’écartement des barres :	56
III.3.2 Schéma de ferrailage de l’acrotère :.....	57
III.2 Calcul du Balcon :.....	57
III.2.1 Détermination des efforts :.....	57
III.2.2 Combinaisons de charges :.....	57
III.2.3 Schéma statique de calcul :	58
III.3.3 Les moments et Les efforts tranchant :	58
III.3.4 Ferrailage de balcon :	59
III.3.4.a Armature principal:	59

III.3.4.b Armature de répartition	60
III.3.4 Vérifications :	60
III.3.4.a Vérification à l'ELU :	60
III.3.4.b Vérification à L'ELS :	61
III.3.5 Schéma de ferrailage de balcon :	62
III.4 CALCUL DES ESCALIERS :	62
III.4.1 Définition :	62
III.4.2 Terminologie :	63
III.4.2 Les différents types d'escaliers :	63
III.4.3 Escalier des étages courants :	64
III.4.3.a Combinaison des charges :	64
III.4.3.b Les schémas statiques :	64
III.4.3.c Les réactions aux appuis :	65
III.4.3.d Calcul des armatures :	66
III.4.3.e Vérification à L'ELU :	68
III.4.3.f Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :	68
III.4.3.g Etat limite d'ouverture des fissures :	69
III.4.4 Volée à 4 contres marches :	70
III.4.4.a Combinaisons de charges :	71
III.4.4.b Schéma statique de calcul :	71
III.4.4.c Ferrailage de la console :	71
III.4.4.d Vérifications :	72
III.4.4.g Etude de la poutre brisée :	74
III.4.5 Escalier type 2 : (escalier duplexe)	76
III.4.5.a Les schémas statiques :	76
III.4.5.b Les réactions aux appuis :	77
III.4.5.d Vérification à L'ELU:	79

III.4.5.f Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :	80
III.4.5.f Vérification à ELS :	80
III.5 Calcul du plancher :	81
III.5.1 Dalle de compression :	82
III.5.1.a Armatures perpendiculaires aux poutrelles :	82
III.5.1.b Armatures parallèles aux poutrelles :	82
III.5.2 Etude des poutrelles :	82
III.5.2.a. Pré dimensionnement des poutrelles :	83
III.5.3 1ere étape : avant le coulage de la dalle de compression :	83
III.5.3.a Charges et surcharges :	84
III.5.3.b Ferrailage à l'ELU :	84
III.5.4 2ème étape : Après coulage de la dalle de compression :	85
III.5.4.a Charge et surcharge et La combinaison de charge :	86
III.5.4.b Choix de la méthode de calcul :	86
III.5.5 schéma de ferrailage des poutrelles :	102
III.6 L'ascenseur :	102
III.6.1 Étude de la dalle d'ascenseur :	102
III.6.2 Dimensions	103
III.6.2.a Caractéristiques de l'ascenseur:	103
III.6.2.b Charge centrée:	103
III.6.2.c Évaluation des charges et surcharges	104
III.6.2.d Calcul des sollicitations :	104
III.6.2.e La composition des moments à l'ELU ; l'ELS :	105
III.6.2.f Calcul des armatures en flexion simple :	106
Chapitre IV : l'étude sismique et dynamique pour la structure :	
IV l'étude sismique et dynamique pour la structure	113

IV.1 etude sismique :.....	113
IV.1.1 Généralité :.....	113
IV.1.2 Introduction :.....	113
IV.1.3 Le choix de la méthode de calcul :.....	113
IV.1.4 Etude dynamique pour notre structure :.....	113
IV.1.4.a Objectif de l'étude dynamique :	114
IV.1.5 Modélisation :	114
IV.1.5.a Modélisation mathématique :	114
IV.1.5.b La modélisation de la structure :	114
IV.1.5.c Modélisation de la rigidité:	115
IV.1.5.d Modélisation de la masse :	116
IV.1.6 Méthode d'analyse modale spectrale	116
IV.1.6.a Principe :	116
IV.1.6.b Spectre de réponse de calcul :	116
IV.1.6.c Centres de masse et inerties des différents niveaux :	124
IV.1.6.d Calcul de l'excentricité :	124
IV.1.6.e Nombre de modes à considérer :	125
IV.1.6.f Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).....	126
IV.1.6.g Combinaisons des réponses modales :	127
IV.1.7 Méthode statique équivalente :	128
IV.1.7.a Principe :	128
IV.1.7.b Calcul de la force sismique totale :	129
IV.1.7.c Poids total de la structure (W) :.....	130
IV.1.7.d Vérification des exigences de RPA99/2003 :	131
IV.1.7.d.1 Résultante des forces sismiques de calcul: (RPA99/version2003	131
IV.1.7.d.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/-V 2003. Art5-9).....	133
IV.1.7.d.4 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.).....	135

IV.1.7.e Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	136
IV.2.1 La disposition des voiles :	142
IV.2.2 Modes de vibrations obtenus :	143
IV.2.3 Centres de masse et inerties des différents niveaux :	145
IV.2.4 Calcul de l'excentricité :	145
IV.2.5 Nombre de modes à considérer :	147
IV.2.6 Justification du système de contreventement « détermination du R » :	148
IV.2.7 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).	148
IV.2.8 Combinaisons des réponses modales :	150
IV.2.9 Méthode statique équivalente :	151
IV.2.9.a Principe :	151
IV.2.9.a Calcul de la force sismique totale :	152
IV.2.9.b Poids total de la structure (W) :	153
IV.2.9.c Vérification des exigences de RPA99/2003 :	153
IV.2.9.d Vérification des déplacements latéraux inter – étage :	154
IV.2.9.e Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)	156
IV.2.9.f Vérification au renversement :	158
IV.2.9.g Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	159
IV.3 Système de contreventement mixtes portiques/ voiles avec interactions :	163
IV.3.1 La disposition des voiles :	165
IV.3.3 Modes de vibrations obtenus :	166
IV.3.4 Centres de masse et inerties des différents niveaux :	168
IV.3.5 Calcul de l'excentricité :	168
IV.3.6 Nombre de modes à considérer :	169
IV.3.7 Justification du système de contreventement « détermination du R » :	171
IV.3.8 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).	171
IV.3.9 Combinaisons des réponses modales :	173

IV.3.10 Méthode statique équivalente :	174
IV.3.10.a Principe:	174
IV.3.10.b Calcul de la force sismique totale :	175
IV.3.10.b Vérification des exigences de RPA99/2003 :	177
IV.3.10.b.1 Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art4.3.6))	177
IV.3.10.b.2 Vérification des déplacements latéraux inter – étage :	177
IV.3.10.b.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9).....	179
IV.3.10.b.4 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.).....	181
IV.3.10.c Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	182

Chapitre V : Calcul des éléments principaux :

V. Calcul des éléments principaux :	188
V.1 Introduction :	188
V.2 Etude des poutres :	188
V.3.1 Les combinaisons de calcul :	188
V.3.2 Ferrailage des poutres :	189
V.3.2.a Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres :	189
V.3.2.a.1 Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1)	189
V.3.2.b Recommandation du BAEL 91 :	190
V.4 Exemple de calcul :	192
V.4.1 Calcul d'armatures longitudinales :	194
V.4.1.a Poutres principales (30x45) cm ² : 3 ^{ème} niveau :	194
V.4.1.b Poutres secondaires (30x40) cm ² : 7 ^{ème} niveau.....	195
V.4.2 Résultats des calculs de ferrailage des poutres :	196
V.4.2.a Poutres principales (30x45) cm ² :	196
V.4.2.b Poutres secondaires (30x40) cm ² :	198
V.4.3 Calcul d'armatures transversales :	200

V.4.3.a Vérifications :	202
V.3.5 Schéma de ferrailage des poutres :	208
V.5 Etude des poteaux du système autostables :	209
V.5.1 Introduction :	209
V.5.2 Ferrailage des poteaux :	209
V.5.2 Caractéristiques des matériaux :	209
V.5.3 Les combinaisons des charges :	209
V.5.4 Calcul des armatures :	210
V.5.4.a Calcul des armatures longitudinales :	210
V.5.5 Exemple de calcul :	212
V.5.5.a Ferrailage longitudinal :	212
V.5.5.b Ferrailage transversales :	216
V.5.6 Vérifications diverses :	219
V.5.6.a Vérification du poteau à l'effort tranchant :	219
V.5.6.a.1 Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux :	219
V.5.6.a.2 Vérification des contraintes :	220
V.5.6.a.3 Vérification du flambement :	221
V.6 Etude des voiles du système mixte :	223
V.6.1 Introduction :	223
V.6.1 Les combinaisons d'action :	223
V.6.2 Recommandations de RPA99/v.2003 :	224
V.6.2.a Armatures verticales :	224
V.6.2.b Armatures horizontales :	224
V.6.2.a.1 Règle communes :	224
V.6.2.c Armatures transversales :	225
V.6.2.d Armature de potelet :	225
V.6.2.e Armature de couture :	225

V.6.3 Ferrailage des voiles :.....	225
V.6.3.a Exposé de la méthode :.....	225
V.6.4 Vérification :.....	227
V.6.4.a Vérification à l'ELS :.....	227
V.6.4.b Vérification de la contrainte de cisaillement :.....	227
V.6.4.c Vérification des contraintes dans le béton :.....	230
V.7 Etude des poteaux du système mixte :.....	231
V.7.1 Exemple de calcul :.....	231
V.7.1.a Ferrailage longitudinal :.....	231
V.7.1.b Ferrailage transversales :.....	235
V.7.1.b.1 Calcul des armatures transversales :.....	235
I.7.2 Vérifications diverses :.....	238
V.7.2.a Vérification du poteau à l'effort tranchant :.....	238
V.7.3 Vérification des contraintes :.....	239
V.7.4.Vérification du flambement :.....	240
V.8 Etude des voiles du système voile porteur :.....	242
V.8.1 Exemple de calcul.....	242
V.8.1.a Détermination des sollicitations :.....	242
V.8.1.b Calcul des armatures verticales :.....	242
V.8.1.c Armature horizontale :.....	243
V.8.1.d Armature transversale :.....	243
V.8.2 Vérification de contrainte de cisaillement :.....	243
V.8.3 Détermination des sollicitations :.....	243
V.8.4 Résultats du calcul :.....	244
V.8.4.a Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage :.....	244
V.8.5 Vérification des contraintes dans le béton :.....	253
V.9 Etude des poteaux du voile porteur :.....	254

V.9.1 Exemple de calcul :	254
V.9.1.a Ferrailage longitudinal :	254
V.9.1.b Ferrailage transversales :.....	258
V.51.b.1 Calcul des armatures transversales :.....	258
V.9.2 Vérifications diverses :.....	262
V.9.2.a Vérification du poteau à l'effort tranchant :.....	262
V.9.3 Vérification des contraintes :.....	263
V.9.4 Vérification du flambement :	264

Chapitre VI : Comparaison et discussion des résultats

VI. INTRODUCTION :	267
VI.1 période :.....	267
VI.2 Le volume des poteaux :	268
VI.3 Volume des voiles :.....	269
VI.4 Le pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :	270
VI.5 Poids de la structure :	271
VI.6 L'effort tranchant à la base :	272
VI.7 La quantité des aciers dans les poteaux et les voiles :	272
VI.8 CONCLUSION :.....	274

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure (Fondations) :

VII. Etude de l'infrastructure (Fondations) :	267
VII.1 Introduction :	267
VII.1.2 Facteurs de choix du type de fondation :	268
VII.1.3 Choix de type de fondations :	268
VII.1.4 Etude des fondations :.....	268
VII.1.5 choix du type de fondation :	268

VII.2 Radier nervuré :	269
VII.2.1 Pré dimensionnement :	269
VII.2.1.a Condition forfaitaire :	269
VII.2.1.b Condition de rigidité (de la raideur):	270
VII.2.1.c Epaisseur de la dalle du radier :	270
VII.2.1.d Calcul de la surface minimale du radier :	270
VII.2.2 Détermination des efforts :	271
VII.2.2.a Détermination des charges et des surcharges :	271
VII.2.3 Caractéristiques géométrique du radier (A l'aide de l'AutoCad).....	271
VII.2.4 Vérifications nécessaires :	272
VII.2.4.a Vérification au poinçonnement :.....	272
VII.2.4.b Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :	272
VII.2.4.c Vérification au cisaillement :	273
VII.2.4.d Vérification de la contrainte normale :	273
VII.2.4.e Vérification de stabilité :.....	275
VII.2.4.f Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E):.....	275
VII.2.4.g Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :.....	276
VII.2.5 Ferrailage de la dalle du radier	276
VII.2.5.a Détermination des efforts :.....	276
VII.2.5.b Calcul des moments :.....	277
VII.2.5.c Pourcentage minimal :	278
VII.2.5.d Vérification :	280
VII.2.6 Étude de la nervure :	281
VII.2.6.a Calcul des charges revenant à la nervure :	281
VII.2.6.a Ferrailage de la nervure :	282
VII.3. Etude de voile périphérique :.....	283
VII.3.1 Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2):.....	283

VII.3.2 Dimensionnement des voiles :	283
VII.3.3.Ferraillage du mur de soutènement :	284
VII.3.3.a Caractéristiques du sol :.....	284
VII.3.3.b Evaluation des charges et surcharges :	284
VII.3.3.c Ferraillage de mur de soutènement :.....	284
VII.3.3.d Vérification à l'ELU :.....	286
VII.3.3.e Vérification à l'ELS :.....	287

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau I 1: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	15
Tableau I 2 L'enrobage des armatures.....	18

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II 1 Loi de dégression	39
Tableau II 2 Dimensions des poteaux (Poteaux centraux)	43
Tableau II 3 Vérification des conditions RPA (Poteaux)	44
Tableau II 4 Vérification du flambement des poteaux	44
Tableau II 5 Dimensions à respecter pour les poutres.....	45

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III 1 Sollicitations dans l'acrotère.....	48
Tableau III 2 Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS	53
Tableau III 3 Vérification des Contrainte de compression dans le béton.....	59
Tableau III 4 Calcul des combinaisons des charges (7 Contres marches).....	62
Tableau III 5 Valeurs des réactions aux appuis	63
Tableau III 6 Valeurs des moments fléchissant.....	63
Tableau III 7 Résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée	65
Tableau III 8 Résultats du calcul des Sections d'Armatures en appuis.....	65
Tableau III 9 Vérification des contraintes du béton	67
Tableau III 10 Vérification de la flèche.....	68
Tableau III 11 Vérification des Contrainte de compression dans le béton.....	71
Tableau III 12 Résultats de ferrailage de la poutre brisée	73
Tableau III 13 Vérification de contrainte de béton.....	74
Tableau III 14 Le chargement de la rampe	74
Tableau III 15 Valeurs des réactions aux appuis	75
Tableau III 16 Valeurs des moments fléchissant.....	75
Tableau III 17 Résultats du calcul des Sections d'armatures en Travée	76
Tableau III 18 Résultats du calcul des Sections d'armatures en appuis.....	77
Tableau III 19 Vérification des contraintes du béton	79
Tableau III 20 Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression.....	82
Tableau III 21 les moments en appuis	89
Tableau III 22 Évaluation des charges.....	102

Tableau III 23	Calcul de M1.....	103
Tableau III 24	Calcul de M2.....	103
Tableau III 25	Correction des moments	103
Tableau III 26	Le ferrailage dans les deux sens	104
Tableau III 27	Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS	105
Chapitre IV : Etude dynamique et sismique		
Tableau IV 1	Calcul de facteur de qualité Q	112
Tableau IV 2	Centre de masse et Centre de rigidité de la structure	119
Tableau IV 3	Pourcentage de la participation massique.....	120
Tableau IV 4	Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)	121
Tableau IV 5	Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)	121
Tableau IV 6	Combinaisons des réponses modales.....	122
Tableau IV 7	Résumé des résultats des paramètres calculés	124
Tableau IV 8	Résultante des forces sismiques à la base.....	125
Tableau IV 9	Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X	126
Tableau IV 10	Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y	127
Tableau IV 11	Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	128
Tableau IV 12	Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y	129
Tableau IV 13	Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X	131
Tableau IV 14	Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y	132
Tableau IV 15	Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y.....	133
Tableau IV 16	Vérification du renversement	134
Tableau IV 17	Centre de masse et Centre de rigidité de la structure	140
Tableau IV 18	Pourcentage de la participation massique.....	141
Tableau IV 19	Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques	142
Tableau IV 20	Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.....	142
Tableau IV 21	Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)	143
Tableau IV 22	Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)	144
Tableau IV 23	Combinaisons des réponses modales.....	145
Tableau IV 24	Résumé des résultats des paramètres calculés	147
Tableau IV 25	Résultante des forces sismiques à la base.....	148
Tableau IV 26	Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X	149
Tableau IV 27	Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y	149
Tableau IV 28	Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	151
Tableau IV 29	Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y	152

Tableau IV 30	Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X	154
Tableau IV 31	Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens Y-Y	155
Tableau IV 32	Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y.....	156
Tableau IV 33	Vérification du renversement	157
Tableau IV 34	Centre de masse et Centre de rigidité de la structure	163
Tableau IV 35	Pourcentage de la participation massique.....	164
Tableau IV 36	Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques	165
Tableau IV 37	Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques.....	165
Tableau IV 38	Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)	166
Tableau IV 39	Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)	167
Tableau IV 40	Combinaisons des réponses modales.....	168
Tableau IV 41	Résumé des résultats des paramètres calculés	170
Tableau IV 42	Résultante des forces sismiques à la base.....	171
Tableau IV 43	Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X	172
Tableau IV 44	Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y	173
Tableau IV 45	Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	174
Tableau IV 46	Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y	175
Tableau IV 47	Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X	177
Tableau IV 48	Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y	178
Tableau IV 49	Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y.....	179
Tableau IV 50	Vérification du renversement	180

Chapitre V: Calcul des éléments résistants

Tableau V 1	Caractéristiques des poutres.....	185
Tableau V 2	Caractéristiques des matériaux	185
Tableau V 3	Ferraillage des poutres secondaires (30x40) cm ²	191
Tableau V 4	Vérification de l'effort tranchant (PP)	196
Tableau V 5	Vérification de l'adhérence	197
Tableau V 6	Contraint de compression dans le béton (PP)	198
Tableau V 7	Contraint de compression dans le béton (PS)	199
Tableau V 8	Caractéristiques mécanique des matériaux	202
Tableau V 9	Calcul des armatures longitudinales des poteaux	208
Tableau V 10	Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux.....	209
Tableau V 11	Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).....	212
Tableau V 12	Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	212
Tableau V 13	Vérification des contraintes tangentielles	213

Tableau V 14	Vérification des contraintes dans le béton	214
Tableau V 15	Vérification vis-à-vis au flambement.....	216
Tableau V 16	Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 2m).221	
Tableau V 17	Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 2m)	222
Tableau V 18	Calcul des armatures longitudinales des poteaux	227
Tableau V 19	Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	227
Tableau V 20	Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).....	230
Tableau V 21	Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	231
Tableau V 22	Vérification des contraintes tangentielles	232
Tableau V 23	Vérification des contraintes dans le béton	232
Tableau V 24	Vérification vis-à-vis au flambement.....	234
Tableau V 25	Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 4.95m)238	
Tableau V 26	Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L 4.95m).....	239
Tableau V 27	Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 3.m)240	
Tableau V 28	Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 3m)	241
Tableau V 29	Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 2.5m)242	
Tableau V 30	Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 2.5m)	243
Tableau V 31	Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 2m).244	
Tableau V 32	Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 2m)	245
Tableau V 33	Calcul des armatures longitudinales des poteaux	250
Tableau V 34	Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux.....	251
Tableau V 35	Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante).....	254
Tableau V 36	Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	255
Tableau V 37	Vérification des contraintes tangentielles	256
Tableau V 38	Vérification des contraintes dans le béton	257
Tableau V 39	Vérification vis-à-vis au flambement.....	259

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Tableau VII 1	Vérification des contraintes (Radier)	275
Tableau VII 2	Vérification de la stabilité au renversement.....	276
Tableau VII 3	Vérification de soulèvement (Radier)	277

Tableau VII 4 Les moments à L'ELU et à l'ELS (Radier).....	278
Tableau VII 5 Les moments en travées et aux appuis à L'ELU et à l'ELS (Radier)	279
Tableau VII 6 Calcul des armatures à L'ELU (Radier).....	281
Tableau VII 7 Vérification des contraintes à l'ELS	282
Tableau VII 8 Ferrailage à l'ELU.....	283
Tableau VII 9 Ferrailage du mur de soutènement	287
Tableau VII 10 Vérification des contraintes (Mur de soutènement)	288

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Figure I 1 Diagramme des déformations limites de la section	7
Figure I 2: Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU	13
Figure I 3: Diagramme contrainte-déformation (droite)	14
Figure I 4 Diagramme contrainte déformation de l'acier	17
Figure I 5 Diagramme contrainte déformation de calcul	17
Figure I 6 Plan de situation	19
Figure I 7 Plan de coupe -AA-	20
Figure I 8 Plan de sous sol	21
Figure I 9 Plan d'étage courant	22
Figure I 10 Plan de terrasse	23

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II 1 Schéma d'une dalle à corps creux	24
Figure II 2 Schéma d'une poutrelle	25
Figure II 3 Schéma de l'acrotère	26
Figure II 4 Schéma de l'escalier type 01	26
Figure II 5 Schéma de la première et la troisième volée	27
Figure II 6 Schéma de la deuxième volée (Type 01)	27
Figure II 7 Schéma de l'escalier type 02	28
Figure II 8 Schéma de la première et la deuxième volée	28
Figure II 9 Dimensions à respecter pour les poutres	29
Figure II 10 Poutres PP (30x45 cm ²)	30
Figure II 11 Poutres PS (30x40 cm ²)	30
Figure II 12 Coupe de voile en élévation	31
Figure II 13 Coupe de voile en plan	31
Figure II 14 Choix du poteau le plus sollicité	41
Figure II 15 Dimensions à respecter pour les poutres	45

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III 1 Coupe verticale de l'acrotère	46
Figure III 2 Schéma statique de l'acrotère	46
Figure III 3 Schéma de ferrailage de l'acrotère	55
Figure III 4 Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et à l'ELS	56

Figure III 5 Diagramme des sollicitations à l'ELU	56
Figure III 6 Diagramme des sollicitations à l'ELS	57
Figure III 7 Schéma de ferrailage du balcon	60
Figure III 8 Schéma d'un escalier.....	61
Figure III 9 Les systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs	62
Figure III 10 Les systèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs.....	62
Figure III 11 Le schéma statique à L'ELS (escalier 01).....	63
Figure III 12 Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01) (escalier type 01.....	63
Figure III 13 Schéma statique pour le calcul de la 2 ^{ème} volée à l'ELU et à l'ELS	69
Figure III 14 Diagrammes des sollicitations.....	69
Figure III 15 Diagrammes des sollicitations.....	69
Figure III 16 Schéma Statique de la poutre brisée (escalier type 01).....	72
Figure III 17 Le schéma statique à L'ELS (escalier type 02).....	74
Figure III 18 Le schéma statique à L'ELU (escalier type 02)	74
Figure III 19 Schéma coupe verticale du plancher	79
Figure III 20 Treillis soudés (20x20) cm ²	80
Figure III 21 Schéma d'une poutrelle.....	81
Figure III 22 Schéma de la nervure	81
Figure III 23 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	87
Figure III 24 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	87
Figure III 25 Diagramme des moments en appuis et moment en travée dans L'ELU	92
Figure III 26 Diagramme des moments en appuis et moment en travée dans L'ELS	92
Figure III 27 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....	93
Figure III 28 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....	94
Figure III 29 Diagrammes des moments dans les deux sens	104
Figure III 30 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	106

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

Figure IV 1 Les paramètres RPA99.....	113
Figure IV 2 Présentation de la vue en 3D.....	114
Figure IV 3 Présentation de la vue en plan.....	115
Figure IV 4 1er mode de vibration	116
Figure IV 5 2ème mode de vibration.....	117
Figure IV 6 3 ^{ème} mode de vibration	118
Figure IV 7 Schémas représentatif des effets appliqués sur la structure	130
Figure IV 8 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X.....	132

Figure IV 9 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y	133
Figure IV 10 Les paramètres RPA99.....	135
Figure IV 11 La disposition des voiles	136
Figure IV 12 1 ^{er} mode de vibration	137
Figure IV 13 2 ^{ème} mode de vibration.....	138
Figure IV 14 3 ^{ème} mode de vibration	139
Figure IV 15 Schémas représentatif des effets appliqués sur la structure	153
Figure IV 16 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X.....	155
Figure IV 17 Répartition des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X.....	156
Figure IV 18 Les paramètres RPA99.....	158
Figure IV 19 La disposition des voiles (Mixtes portiques / voiles avec interaction)	159
Figure IV 20 1 ^{er} mode de vibration	160
Figure IV 21 2 ^{ème} mode de vibration	161
Figure IV 22 3 ^{ème} mode de vibration	162
Figure IV 23 Schémas représentatif des effets appliqués sur la structure	176
Figure IV 24 Répartition des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X.....	178
Figure IV 25 Répartition des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X.....	179

Chapitre V: Calcul des éléments principaux

Figure V 1 Zone nodale	204
Figure V 2 Détail des armatures transversales	211
Figure V 3 Disposition des armatures verticales dans le voile	217
Figure V 4 Diagramme des contraintes	219
Figure V 5 Détail des armatures transversales	230
Figure V 6 Détail des armatures transversales	254

Chapitre VI : Comparaison et discussion des résultats

Figure VI 1 Les périodes des trois premiers modes de la participation massique.....	261
Figure VI 2 Le volume des poteaux	262
Figure VI 3 Le volume des voiles.....	263
Figure VI 4 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques	264
Figure VI 5 Le poids de la structure	264
Figure VI 6 L'effort tranchant à la base	265
Figure VI 7 La quantité des aciers	266

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure

Figure VII 1	Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	273
Figure VII 2	Diagramme des contraintes.....	275
Figure VII 3	Schéma de ferrailage du radier	282
Figure VII 4	Schéma du voile périphérique	284
Figure VII 5	Répartition des contraintes sur le mur de soutènement	286
Figure VII 6	Ferrailage du mur de soutènement.....	289

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone,
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- P : Rayon moyen.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement œdométrique.
- S_c^T : Tassement total.
- S_c^{adm} : Tassement admissible.

-
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
 - Y : Position de l'axe neutre.
 - I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
 - γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 - γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 - σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 - σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 - $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 - $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 - τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 - τ : Contrainte tangentielle.
 - β : Coefficient de pondération.
 - σ_{sol} : Contrainte du sol.
 - σ_m : Contrainte moyenne.
 - G : Charge permanente.
 - ξ : Déformation relative.
 - V_0 : Effort tranchant a la base.
 - $E.L.U$: Etat limite ultime.
 - $E.L.S$: Etat limite service.
 - N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 - N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 - T_u : Effort tranchant ultime.
 - V_u : Effort tranchant ultime.
 - T : Effort tranchant, Période.
 - S_t : Espacement.
 - λ : Elancement.
 - e : Epaisseur, Indice des vides.
 - σ_c : Contrainte de consolidation.
 - C_c : Coefficient de compression.
 - C_s : Coefficient de sur consolidation.
 - K_t : Facteur de terrain.
 - D : Fiche d'ancrage.
 - L : Longueur ou portée.

-
- L_f : Longueur de flambement.
 - Z_0 : Paramètre de rugosité.
 - Z_{min} : Hauteur minimale.
 - C_r : Coefficient de rugosité.
 - C_t : Coefficient de topographie.
 - C_d : Coefficient dynamique.
 - C_e : Coefficient d'exposition.
 - C_{pe} : Coefficient de pression extérieure.
 - C_{pi} : Coefficient de pression intérieure.
 - C_p : Coefficient de pression nette.
 - q_{dyn} : Pression dynamique.
 - $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
 - q_j : Pression dû au vent.
 - F_{fr} : Force de frottement.
 - R : Force résultante.
 - N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
 - F : Force concentrée.
 - f : Flèche.
 - \bar{f} : Flèche admissible.
 - I_p : Indice de plasticité.
 - I_c : Indice de consistance.
 - W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
 - S_r : Degré de saturation.
 - γ_d : Poids volumique sèche.
 - γ_h : Poids volumique humide.
 - γ_{sat} : Poids volumique saturé.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لبناية سكنية و تجارية, من طابق ارضي + ثمانية طوابق, ذات استخدام سكني, محققة بواسطة الأعمدة و الجدران المسلحة و هذا المشروع متواجد البلدية المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (III) حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21 ماي 2003. قياس و تسليح العناصر الأساسية و الثانوية, تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها حسب مقياس BAEL 91, و مقياس الاسمنت المسلح CBA93, و مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري (RPA99/version2003), الدراسة الديناميكية للبناء تمت باستعمال برنامج الحساب بتقنيات العناصر المنتهية ETABS 9.7.4. كما تهدف هذه الدراسة إلى معرفة تأثير الجدران المسلحة و دورها في البناية.

Résumé :

Le présent mémoire est une étude d'une structure R+8 à usage d'habitation et commercial, contreventée par des poteaux et voiles porteurs, implantée à BLIDA. Cette région est classée en zone sismique (III) selon le RPA-99 / version 2003.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs et secondaires a été fait conformément au BAEL 91, CBA93 et RPA99/version2003. L'analyse dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis ETABS.9.7.4.

Une étude sur l'influence des voiles sur la stabilité du bâtiment et leurs rôles dans la structure a été aussi faite.

Abstract :

This memory is a study of a structure R + 8, for residential and commercial use, braced by structural columns and bearing walls, located in BLIDA. This region is classified as seismic zone (III) according to the RPA-99/2003 version.

Pre-design carriers and secondary elements was done in accordance with the BAEL 91, CBA93 and RPA99 / version2003. Dynamic analysis of the structure was performed out by calculating finite element software ETABS.9.7.4.

A study on the influence of bearing walls on the building's stability, and their roles in the structure was also made.

Introduction générale

Le souci majeur d'un ingénieur en Génie civil est de concevoir et réaliser un édifice qui est capable de résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre ce noble objectif, les experts de la construction ont mis en évidence des règles et des normes pour régler l'acte de bâtir et préserver la vie des usagers.

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture. Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté en 1939.

Par la suite, la notion d'états limites, se substituera progressivement au seul critère de rupture. Le premier règlement de construction adopté par les ingénieurs est le règlement CCBA 68 (approuvé en 1968), dit aussi règlement «aux contraintes admissibles ». Il constitue un prélude au règlement BAEL.

Les règles BAEL, depuis leur adoption n'ont cessé de subir de multiples modifications dont les plus importantes ont eu lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'EL Asnam en 1980 et de Boumerdès en 2003, ont contraint les professionnels de génie parasismique à revoir et à modifier ainsi le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Ce règlement est venu pour compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en béton armé) basé aussi sur la théorie des états limites.

Donc l'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir, cette étude vise à mettre en application toutes les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le projet qu'on va entamer est sur l'optimisation des systèmes de contreventement d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation et commercial implanté en zone de forte sismicité (zone III) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99V2003).

L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des règles du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91/99) et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003), il sera organisée en sept chapitres dont Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent, le choix des matériaux à utiliser ainsi que la déclaration des différentes hypothèses de calcul. Dans le deuxième chapitre, on va établir le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, balcon, escalier).

Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique et la détermination de l'action sismique du bâtiment des différents systèmes de contreventement tels que : Portiques autostables, système de

contreventement constitué des voiles porteurs et enfin le système de contreventement mixte portiques / voiles avec interactions. Cette étude sera faite par une analyse sur le logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Le calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) fera l'objet du cinquième chapitre de notre étude des différents systèmes , où nous allons nous baser sur les résultats donnés par le logiciel de calcul ETABS. Puis le sixième chapitre portera sur une comparaison et discussion des résultats entre les différents systèmes.

Enfin. Nous terminerons ce travail par l'étude de l'infrastructure.



**CHAPITRE I:
PRÉSENTAIN
DE
L'OUVRAGE**

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le travail faisant l'objet de notre projet de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour de forme irrégulière en plan (en forme de «T» elle est composée d'un : sous - sol (parking) et RDC à usage commerciale et (08) étages courants à usage d'habitation en béton armé contreventés par des voiles.

I.2 Implantation de l'ouvrage et données du site

- ❖ L'ouvrage est implanté à Blida qui est classée comme une zone sismique (ZONE III) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 VERSION 2003).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- ❖ Le sol est considéré comme site fermé (S2).
- ❖ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 1.7$ bars (donnée par LABORATOIRE FONDA SOLIE).
- ❖ Etudié par le maître d'œuvre (Bureau d'études technique d'architecture et d'urbanisme MOKRAOUI Abdelhamid).

I.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

I.3.1 Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment : 36 m.

Hauteur du sous-sol : 3.06 m.

Hauteur de RDC : 3.06 m.

Hauteur d'étage courant : 3.06 m.

I.3.2 Dimensions en plan

- ❖ Longueur totale (sens longitudinal) : $L = 31.5$ m.
- ❖ Largeur totale (sens transversal) : $L = 20.5$ m.

I.4 Système de contreventement

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11m, ainsi le Règlement Parasismique Algérien (RPA99) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, en plus des sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.

I.5 Les différents éléments de l'ouvrage :

On distingue deux éléments structuraux :

- **Eléments principaux :** C'est les éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres et voiles).
- **Eléments secondaires :** C'est les éléments porteurs ne faisant pas partie du système de contreventement (planchers, balcons et escaliers).

I.5.1 Les planchers

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure. Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

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

I.5.1.a Les planchers à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé. On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées et les charges d'exploitations de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

I.5.1.b Les planchers à dalle pleine

Actuellement une très large utilisation dans la construction immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées ce complexe de matériaux permet des réalisations économiques. Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

I.5.2 Les balcons : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

I.5.4 Eléments non structuraux : C'est les éléments n'ayant pas de fonction porteuse **ou** de contreventement (cloisons, murs extérieurs, acrotère, ascenseur).

I.5.4.a Maçonnerie : La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses de 10cm

- **Murs extérieurs** (double cloison) :

Deux cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, séparées par une lame d'air de 10 cm.

- **Murs intérieur** (simple cloison) : Ils seront constitués par des cloisons de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm

d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.5.4.b L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure composé essentiellement en béton armé, plus quelques types de revêtement (enduit en ciment,...), son rôle principal est la protection contre l'infiltration des eaux pluviales (empêcher leur ruissellement par le larmier) qui provoqueraient des fissures suivant la ligne de joncture entre l'acrotère et la forme de pente au niveau de la terrasse, La structure est entourée en terrasse d'un acrotère conçu en Voile de 60 cm de hauteur et 10 cm d'épaisseur.

I.5.4.c Terrasse

Il existe un seul type de terrasse qui est une terrasse inaccessible,

I.5.4.d Revêtement

- ❖ En carrelage pour les planchers courants.
- ❖ En mortier de ciment pour les murs extérieurs ; murs des salles d'eau et cage d'escalier.
- ❖ En plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

I.5.4.e Escaliers

La circulation entre les étages de notre bâtiment est assurée par un escalier droit à :
5 volées pour le s-sol et 3 volée pour le RDC et enfin deux volée pour les étage courant avec des paliers intermédiaires.

I.5.4.f Ascenseurs

Un ascenseur est un dispositif mobile ou semi-mobile assurant le déplacement des personnes en hauteur sur des niveaux définis d'une construction. Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

I.6 Règlement et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93.
- Le RPA 99 révisée 2003.
- Le BAEL 91.

I.7 Etats limites de calculs :**I.7.1 Définition :**

Un état limite est un état au-delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

I.7.2 Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on trouve trois états limites.

- ❖ L'équilibre statique
- ❖ De stabilité de forme (le flambement).
- ❖ La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

I.7.3 Hypothèse de calcul à L'ELU :

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à **3.5%** en flexion simple et **2%** en Compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à **10 %**.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

- **Pivot A** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.
- **Pivot B** : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.
- **Pivot C** : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

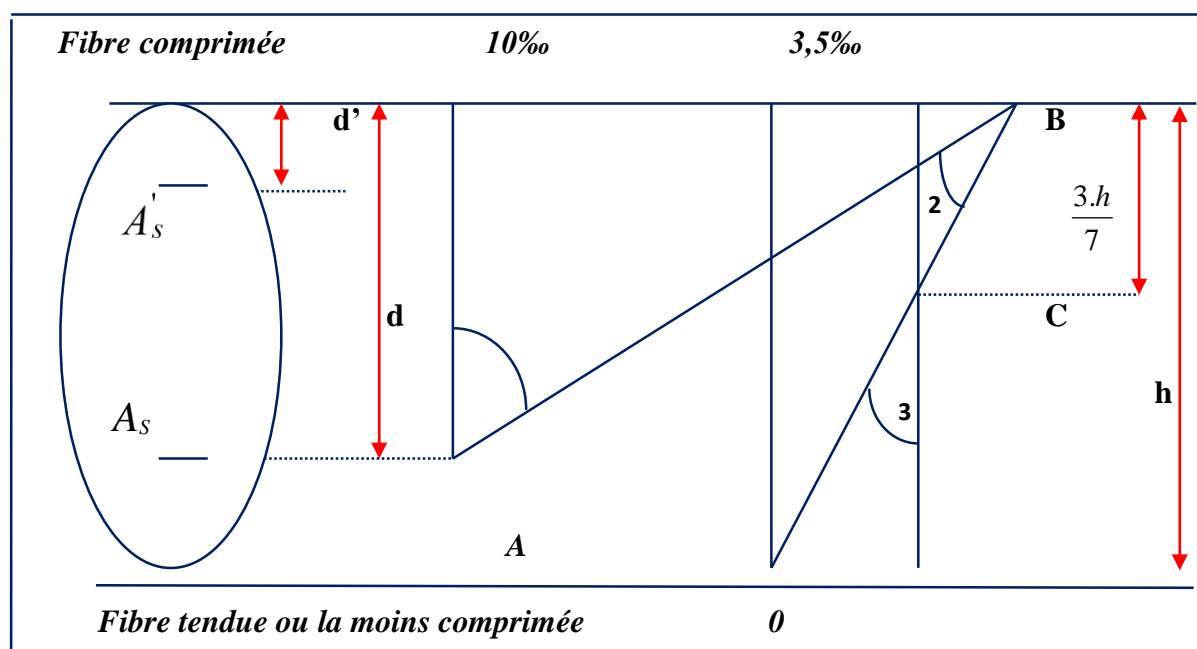


Figure I 1 Diagramme des déformations limites de la section

I.7.4 Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois états limites :

- ❖ Les déformations des éléments (flèche).
- ❖ Ouverture des fissures (acier).
- ❖ Valeurs de la compression du béton

I.7.5 Actions et sollicitations de calcul :

I.7.5.a Les Actions :

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

• Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- ❖ Le poids propre des éléments de la structure
- ❖ Le poids des revêtements et cloisons.
- ❖ Le poids de poussée des terres et des liquides.

• Les Actions Variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- ❖ Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.

- ❖ Effet de la température
- ❖ Charges climatiques (vent, neige).
- ❖ Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

• **Les Actions Accidentelles :**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.

Par exemple :

- ❖ Séismes
- ❖ Explosions
- ❖ Chocs

I.7.6 Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

• **Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU de Résistance :**

Soit : G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données à l'annexe C de **(CBA 93)**.

• **Combinaisons fondamentales : (Art.A.3.3.21 BAEL91)**

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

Expression dans laquelle γ_{Q1} vau 1.5 dans le cas général et 1.35 dans les cas suivants ;

- La température
- Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulier.
- Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

• **Situation accidentelles :**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

- **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :**

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i$$

- **Combinaisons d'actions données par le RPA 99 : [1]**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments ; on utilise les combinaisons suivantes :

- **Situations durables :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$

- ELS : $G + Q$

- **Situations accidentelles :**

- $G + Q \pm E$

- $0.8 G \pm E$

- $G + Q \pm 1.2 E$ (pour les structures auto- stables).

I.8 La caractéristique mécanique des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques applicables en Algérie (**RPA version 2003** et **CBA93**).

Pour notre bâtiment on a utilisé les matériaux suivants :

I.8.1 Le béton

Le béton est constitué par un mélange hétérogène des matériaux inertes appelés « granulats » (sable, gravier) et de l'eau.

I.8.2 Caractéristique du Béton :

- ❖ Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier. (une bonne ouvrabilité)
- ❖ bonne résistance aux actions climatiques
- ❖ bonne résistance à la compression de l'ordre de 25 à 40MPA
- ❖ faible résistance à la traction de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression

I.8.3 ciment

Le choix du dosage et la classe du ciment doivent être choisis en fonction de la nature et l'importance de l'ouvrage à construire, il doit tenir compte des exigences suivantes :

- ❖ Résistance mécanique.
- ❖ Imperméabilité à l'eau.

I.8.4 Granulat

Le béton est constitué de deux types de granulats.

- ❖ Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- ❖ Gravier de dimension inférieure à 25mm (8/15)

I.8.5 Les Adjuvants :

Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dont le but d'améliorer certaines propriétés, dont on peut citer : les fluidifiants, les plastifiants, les accélérateurs et retardateurs de prise.

I.8.6 Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

I.8.7 Notre composition courante de 1m³ de béton est :

- ❖ 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325.
- ❖ 175 L d'eau
- ❖ 500 kg de sables (dimension < 6 mm)
- ❖ 1100 kg de gravillons diamètre inférieur à 25mm (8/15)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- 1) une résistance mécanique élevée.
- 2) un retrait minimum.
- 3) une bonne tenue dans le temps (durabilité).

I.8.8 Béton armé

Le béton armé est un matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal (effort de traction) alors les deux matériaux (béton, acier) n'agissent pas l'un sur l'autre chimiquement, et ils ont le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence l'un à l'autre.

I.9 L'infrastructure :

Elle assure les fonctions suivantes :

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

I.10 Caractéristiques mécaniques :**I.10.1 Résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour : $j > 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour : $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j+1)$

D'après le CBA **93** on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours [3]

$f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa (**Art: A.2.1.1**)

$f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ Mpa (**Art: A.2.1.1**)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement. [3]

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350Kg/m^3 , la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 25 Mpa et 30 Mpa, On prendra $f_{c28} = 25$ Mpa

I.10.2 Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa (**Art : A.1.2.1.2**)

Pour notre cas : $f_{tj} = 2,1$ MPa

I.10.3 Module de déformation longitudinale du béton :**➤ A court terme : (Art.A.2.1.21)**

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 égale à

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21})$$

f_{cj} (Exprimé en Mpa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.195$ Mpa

➤ Along terme : (Art.A.2.1.22)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la

déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22})$$

Dans notre cas : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa

I.10.4 Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L}$$

- ❖ $\Delta l/l$: allongement relatif de la section transversale.
- ❖ $\Delta L/L$: allongement relatif de la section longitudinale

Avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

I. 10.5 Le module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$\text{À l'ELU } (\nu = 0) \Rightarrow G = 0,5 \times E_{ij}$$

$$\text{À l'ELS } (\nu = 0,2) \Rightarrow G = 0,42 \times E_{ij}$$

I.10.6 Les contraintes limites du béton :

I.10.6.a à l'Etat Limite Ultime :

- ❖ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime : [2]**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ [Mpa]} \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24heures d'où :

$$\sigma_{bc} = 14,2 \text{ Mpa ; situation durable.}$$

$$\sigma_{bc} = 18,5 \text{ Mpa ; situation accidentelle}$$

❖ **Diagramme contrainte – déformation :**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée (h = 32cm, Ø = 16cm) à un essai de compression

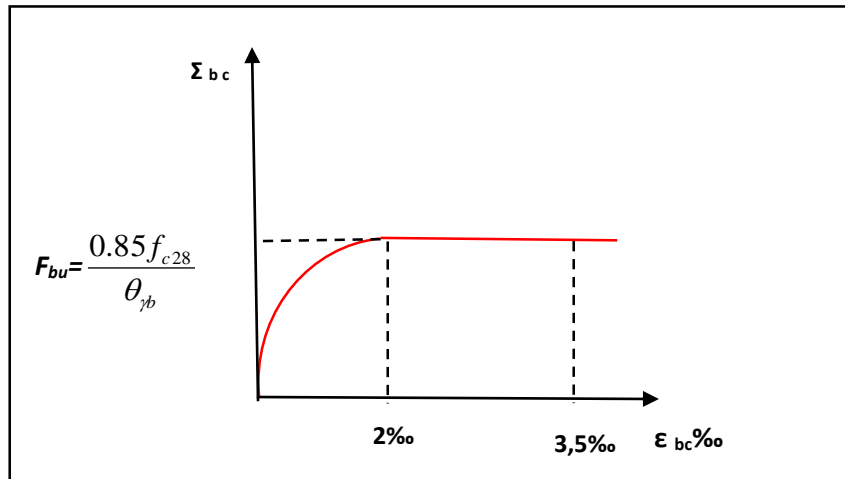


Figure I 2: Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELU

Le diagramme déformations (ε_{bc})-contraintes (σ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ε_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation ε_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet,

de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

Pour : $0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 - 10^3 \times \varepsilon_{bc})$

Pour : $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

I.10.6.b à l'Etat Limite de Service (ELS) :

❖ **La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) : [2]**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

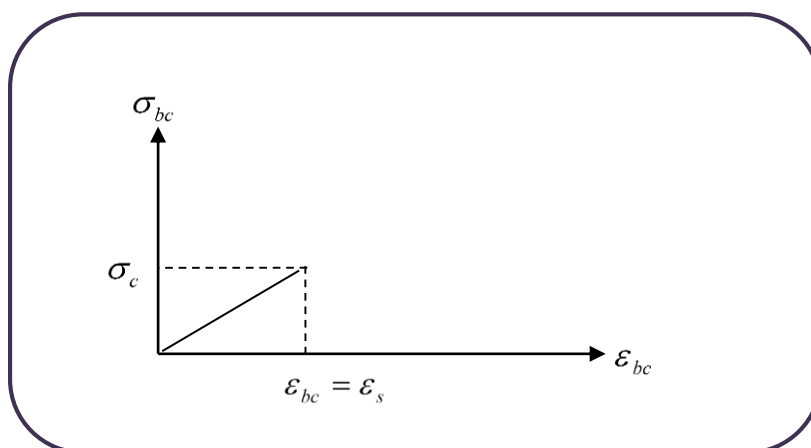


Figure I 3: Diagramme contrainte-déformation (droite)

❖ La contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsque elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

❖ Cas de fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

❖ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.11 Les Aciers :

I.11.1 Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

❖ Les treillis soudés :

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement

❖ Les ronds lisses :

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

❖ Les barres de haute adhérence :

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (Mpa)	Limite de rupture (Mpa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Tableau I 1: Caractéristiques mécaniques des aciers

I.11.2 Caractéristiques mécaniques des aciers :

Selon (l'Art 7.2.2 du RPA99), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ Mpa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.11.2.a Nuances d'aciers utilisés :

- ❖ **Longitudinalement** : On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400Mpa.
- ❖ **Transversalement** : On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 Mpa.
- ❖ **Les treillis soudés** : on adoptera la nuance FeE235 avec un diamètre de 6mm.

I.11.2.b Contrainte de calcul aux états limites :

➤ à l'Etat Limite Ultime :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} ;$$

γ_s : Coefficient de sécurité tel que :

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 Mpa

Pour notre cas :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ A L'Etat Limite de Service :

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

▪ **Fissuration peu nuisible :**

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposée par l'ELU.

▪ **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$$

Avec :

η: Coefficient de fissuration ayant pour valeur

η= 1,6 pour les armatures à haute adhérence (HA) de 6mm.

η= 1,3 pour les armatures à haute adhérence de 6mm.

η= 1,00 pour les aciers ronds lisses.

➤ **Diagramme contraintes - déformations :**

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante.

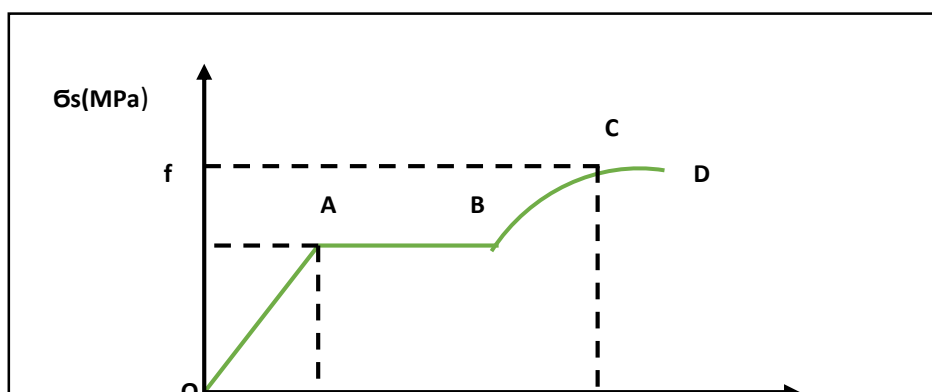


Figure I 4 Diagramme contrainte déformation de l'acier

Avec :

f_r : Résistance à la rupture

f_e : Limite d'élasticité

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

Zone 0A : Domaine élastique linéaire.

Zone AB : Domaine plastique.

Zone BC : Domaine de raffermissement.

Zone CD : Domaine de striction

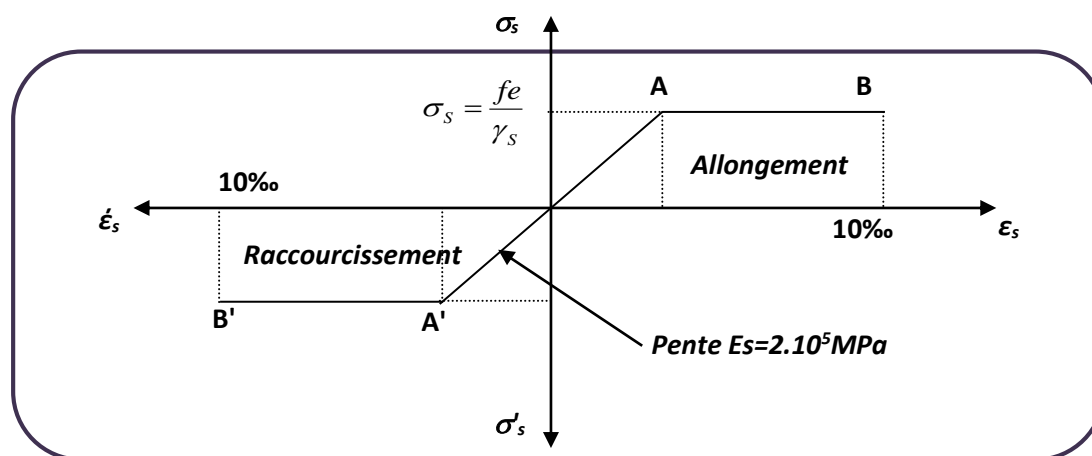


Figure I 5 Diagramme contrainte déformation de calcul

I.11.2.b Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C	
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm	(1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm	(2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm	

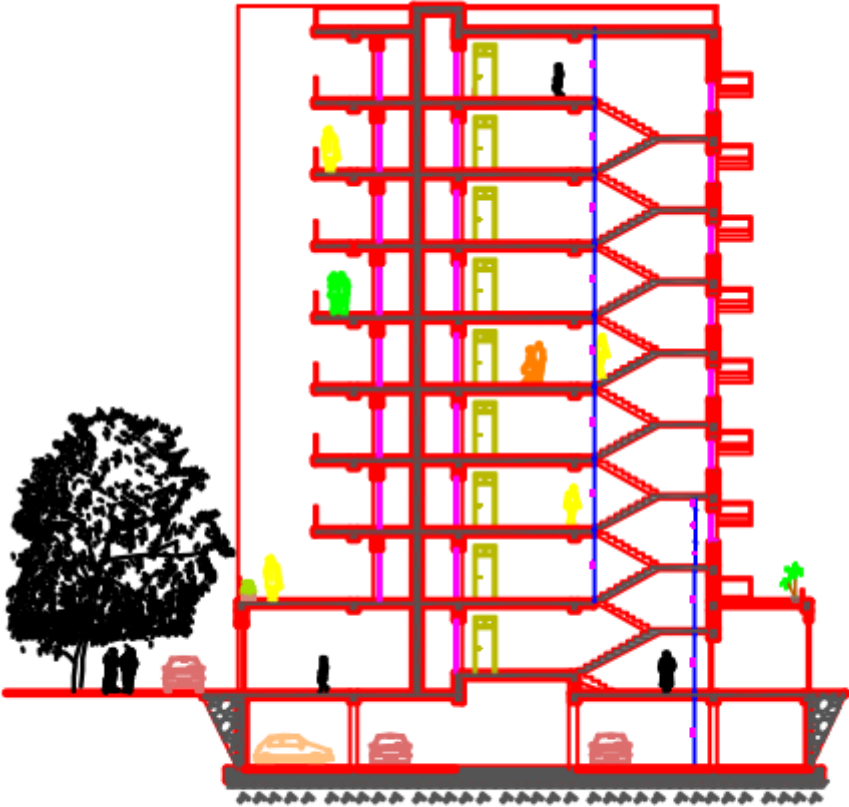
Tableau I 2 L'enrobage des armatures

(1) Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

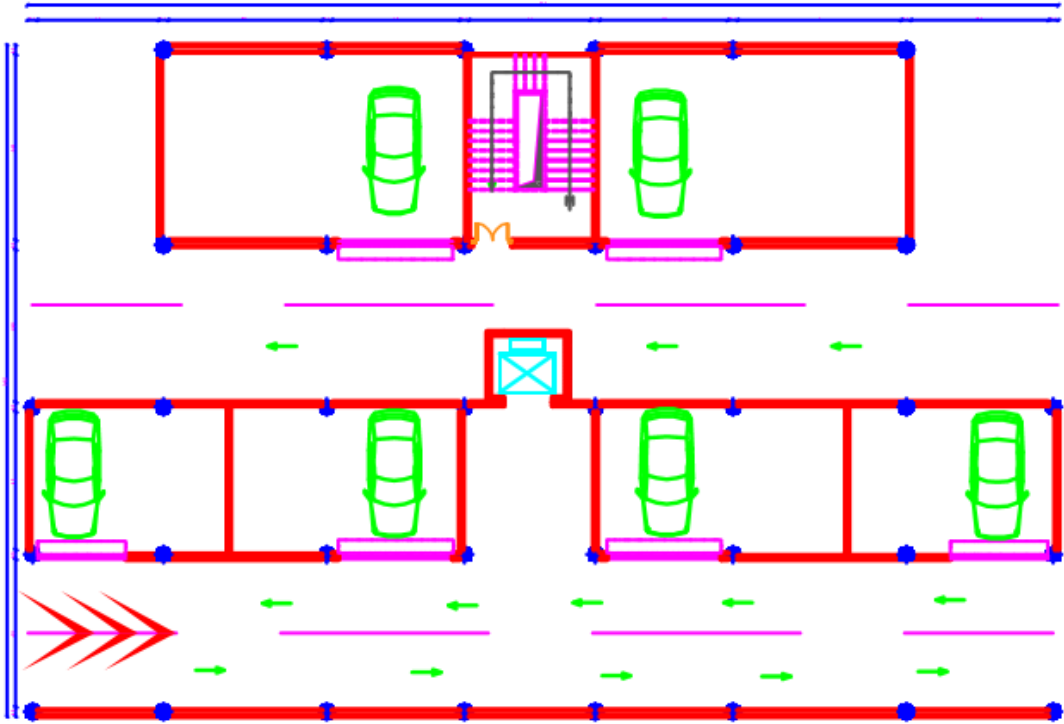


Figure I 6 Plan de situation



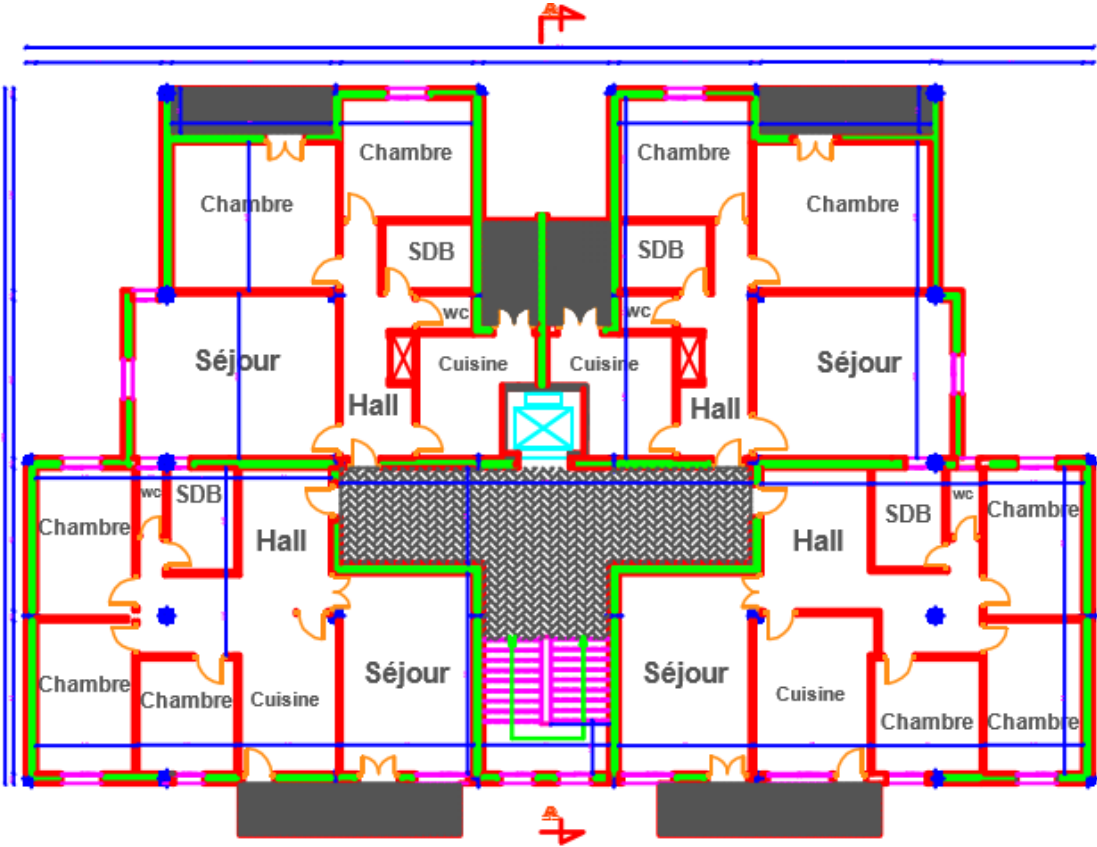
COUPE -AA-

Figure I 7 Plan de coupe -AA-



PLAN DE SOUS SOL

Figure I 8 Plan de sous sol



PLAN D'ETAGE COURANT

Figure I 9 Plan d'étage courant

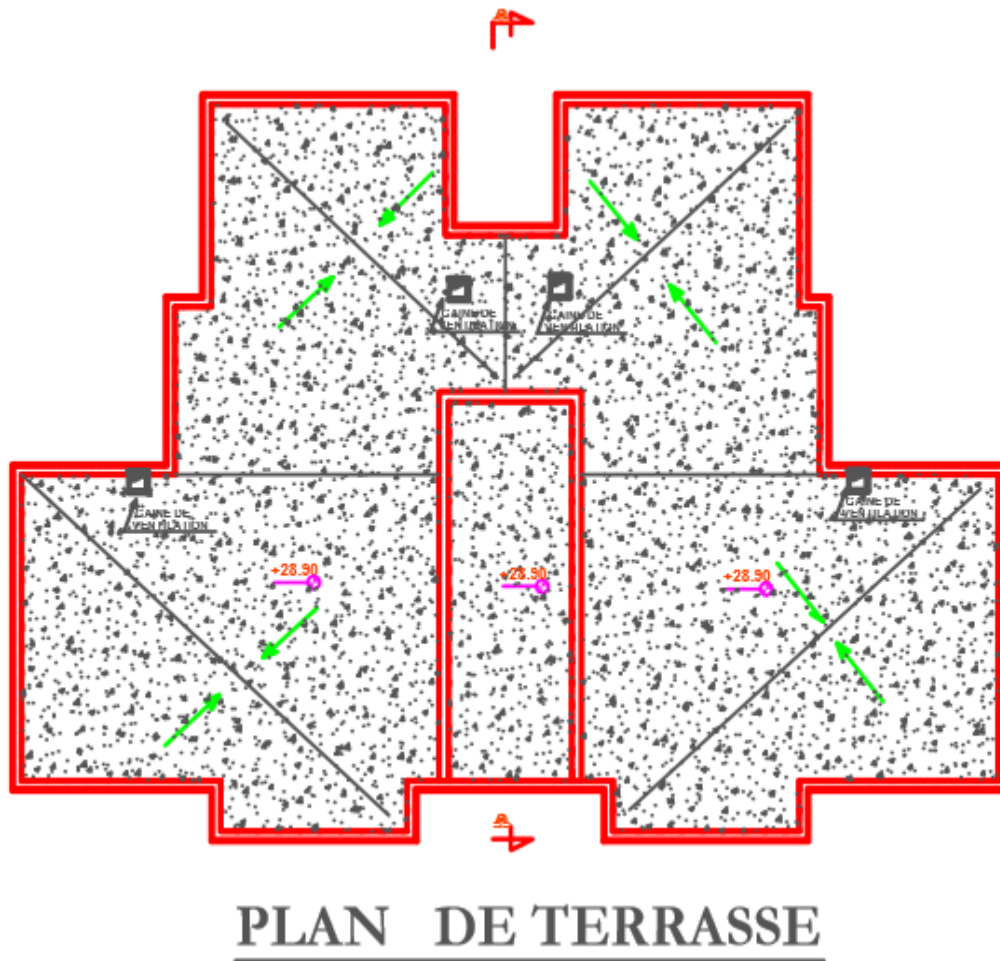



Figure I 10 Plan de terrasse



CHAPITRE II:
PRE
DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS ET
DESCENTE DE
CHARGE

II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charge

II.1 Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (**RPA99/Version 2003**), (**BAEL99 modifié 99**) et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2 Pré-dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Les planchers

II.2.1.a Planchers à corps creux :

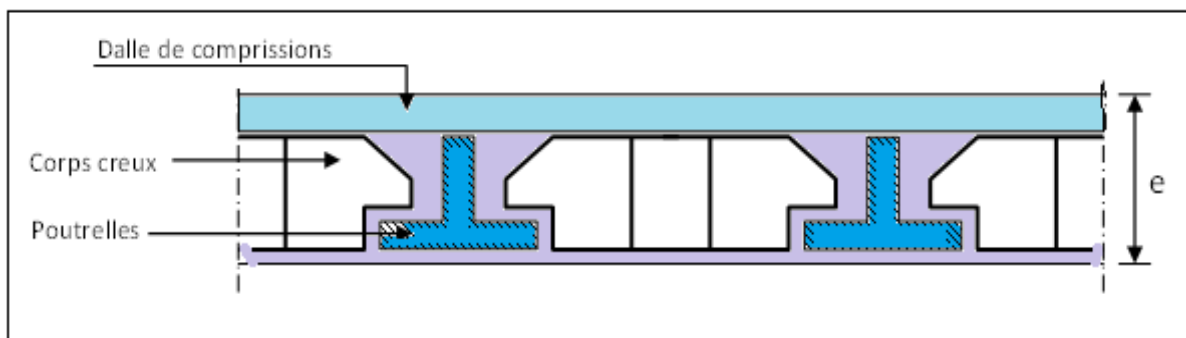


Figure II 1 Schéma d'une dalle à corps creux

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

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

Avec :

e : l'épaisseur du plancher.

l : distance maximum entre nus d'appuis

$$l : \min(L_{x \max} ; L_{y \max}) = (530 ; 595)$$

$$e \geq \frac{530}{22,5} = 23,56 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de 24cm = (20+4) cm ; e = 24 cm

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

II.2.1.b Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T dont nous devons déterminer la largeur **b** (largeur de la table de compression)

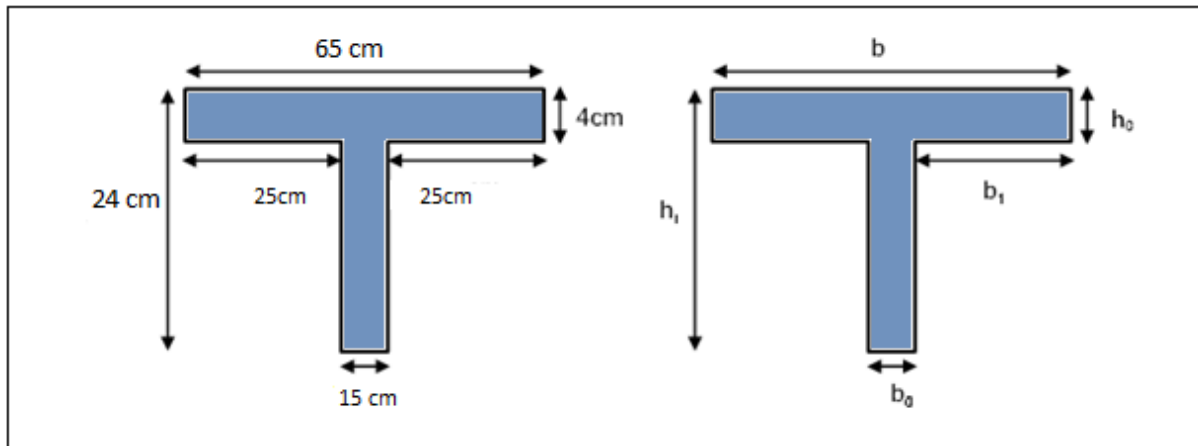


Figure II 2 Schéma d'une poutrelle

h_t : La hauteur de la nervure $h_t = 24 \text{ cm}$

h_0 : L'épaisseur de la dalle de compression

b_0 : Le largeur de la nervure

D'après le pré dimensionnement on a un plancher de $(20 + 4) \text{ cm}$

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

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

Pour dimensionner la poutrelle il faut que :

$$0,3.d \leq b_0 \leq 0,7.d$$

$$\text{Avec } : d = 0,9.h_t = 21.6 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } 6.48 \leq b_0 \leq 15.12$$

On prend $b_0 = 15 \text{ cm}$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_x}{10}; \frac{L_1}{2}\right)$$

$$L_1 = 65 - 15 = 50 \text{ cm}$$

$$L_x = 400 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{400}{10}; \frac{50}{2}\right) \rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } b = 65 \text{ cm}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

II.2.3 L'acrotère:

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé.

$$S = ((0.15 \times 0.08) / 2) + (0.07 \times 0.15) + (0.6 \times 0.1)$$

$$S = 0,0765 \text{ m}^2$$

II.2.4 Les balcons:

II.2.4.a Balcon (dalle pleine) :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine, il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

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

suivante :

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

On a trois types de balcons :

$$L = 120 \text{ cm}$$

$$e \geq 120 / 10 \quad \text{on adopte } e = 15 \text{ cm}$$

II.2.5 Les escaliers (caractéristiques techniques) :

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Dans notre structure on a :

- Des escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires au RDC et aux autres niveaux.
- Escalier à deux volées avec un palier de repos du niveau duplexe.
- **Le RDC :**

Hauteur : $H = 3.06 \text{ m}$.

Giron : $g = 30 \text{ cm}$. $25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

$$\text{On a: } 59 < 2h + g < 66 \quad \Rightarrow \quad 14.5 < h < 18$$

$$\text{Pour : } h = 17 \text{ cm} \quad N_c = H / h = 306 / 17 = 18$$

- **Escalier 01 :**

On aura 18 contre marches

Il y a 3 volées :

- ✓ Deux volées de 7 contre marches.
- ✓ Une volée de 4 contre marches.

- **Les volées de 7 contre marches :**

$$n = N_c - 1 = 6 \text{ marches}$$

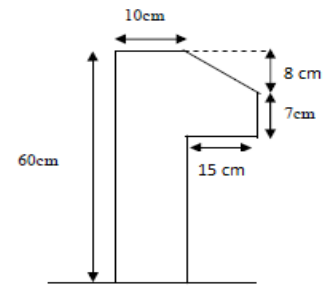


Figure II 3 Schéma de l'acrotère

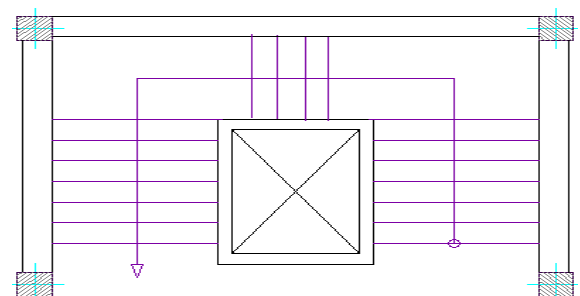


Figure II 4 Schéma de l'escalier type 01

$$H_1 = N_c \cdot h = 7 \times 17 = 1.19 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 6 \cdot 0.3 = 1.80 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1.19}{1.80} = 0.66 \Rightarrow \alpha_1 = 33.47^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{1.19}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 2.16 \text{ m}$$

$$L = L'_1 + l_2 = 2.16 + 1.20 = 3.36 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \rightarrow \frac{336}{30} < e < \frac{336}{20} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

Largeur de la paillasse est :

$$d = \frac{370 - 90}{2} = 1.4 \text{ m.}$$

Le vide entre les deux paillasses : $b = 90 \text{ cm}$.

- Les volées de 4 contre marches :

$$n = N_c - 1 = 3 \text{ marches}$$

$$H_1 = N_c \cdot h = 4 \times 17 = 0.68 \text{ m}$$

$$L_1 = (n - 1) \cdot g = 3 \times 0.3 = 0.90 \text{ m}$$

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{0.68}{0.90} = 0.76$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 37.07^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{0.68}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 1.13 \text{ m}$$

$$L = L'_1 + l_2 = 1.13 + 2.05 = 3.18 \text{ m}$$

L'épaisseur de la paillasse est :

est :

Largeur de la paillasse est :

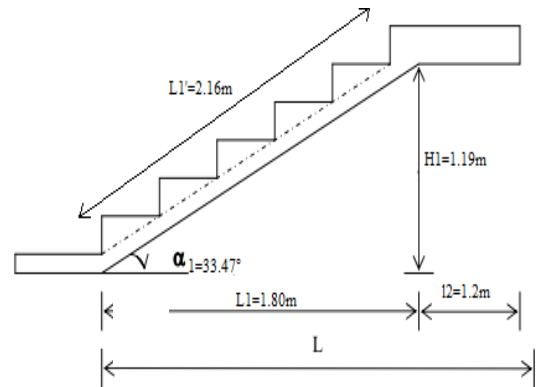


Figure II 5 Schéma de la première et la troisième volée (Type 01)

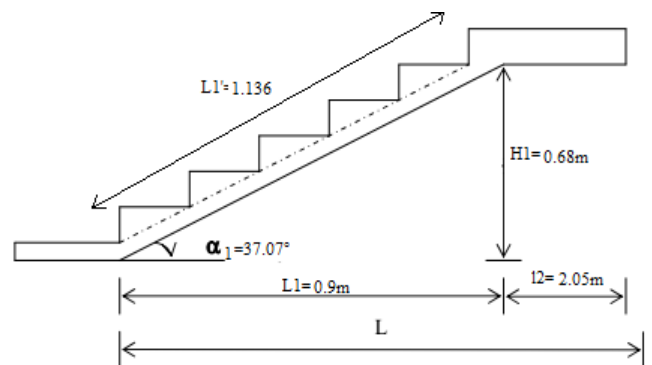


Figure II 6 Schéma de la deuxième volée (Type 01)

Largeur de la paillasse

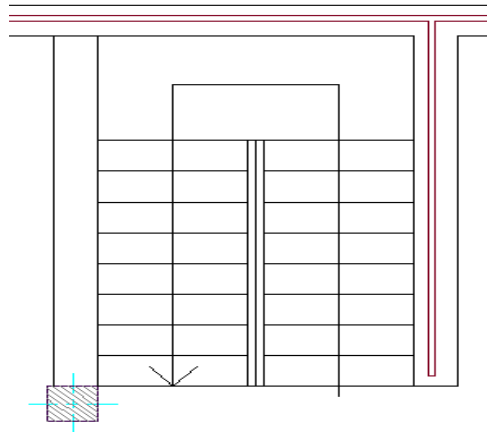


Figure II 7 Schéma de l'escalier type 02

$d = 1.20 \text{ m.}$

- **Escalier 02 :**

Hauteur : $H = 3.06 \text{ m.}$

Giron : $g = 30 \text{ cm. } 25 \text{ cm} < g < 32 \text{ cm.}$

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a: $59 < 2h + g < 66 \Rightarrow 14.5 < h < 18$

Pour: $h = 17 \text{ cm}$ $N_c = H / h = 306 / 17 = 18$

- **Les escaliers d'étage courant :**

On aura 18 contre marches

Il y a 2 volées :

✓ Deux volées de 9 contre marches.

- **Les volées de 9 contre marche :**

$n = N_c - 1 = 8 \text{ marches}$

$H_1 = N_c \cdot h = 9 \times 17 = 1.53 \text{ m}$

$L_1 = (n - 1) \cdot g = 8 \times 0.3 = 2.40 \text{ m}$

Inclinaison de la pailasse:

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.64$$

$$\Rightarrow \alpha_1 = 32.62^\circ$$

La longueur de volée est :

$$L'_1 = \frac{1.53}{\sin \alpha} \rightarrow L'_1 = 2.84 \text{ m}$$

Largeur du palier : $l_2 = 3.42 - 2.40 = 1.02 \text{ m}$

$L = L'_1 + l_2 = 2.84 + 1.02 = 3.86 \text{ m}$

L'épaisseur de la pailasse est :

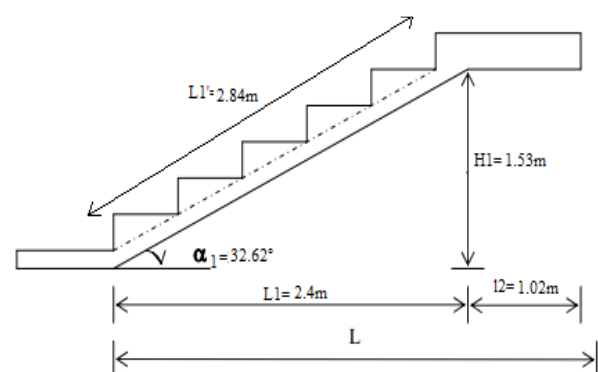


Figure II 8 Schéma de la première et la deuxième volée (Type 02)

$$\frac{386}{30} < e < \frac{386}{20}$$

$$12.87 < e < 19.3$$

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

Largeur de la paillasse est :

$$d = \frac{3.7}{2} = 1.85 \text{ m.}$$

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

En construction, il existe plusieurs types de poutres de point de vue section. Pour les bâtiments d'habitation on adopte des sections régulières (rectangulaire ; carrée)

Le pré dimensionnement de ces poutres est basé sur le critère suivant :

- **Critère de rigidité (flèche) Selon les règles de BAEL91 :**

Pour ne pas compliquer les calculs et rester dans le domaine de la théorie de la poutre on donne la recommandation suivante :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3 h \leq b \leq 0.7 h$$

L : portée libre de la poutre.

h : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

- **Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :**

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h/b \leq 4$$

$$b_{\max} = 1.5.h_1 + b_1$$

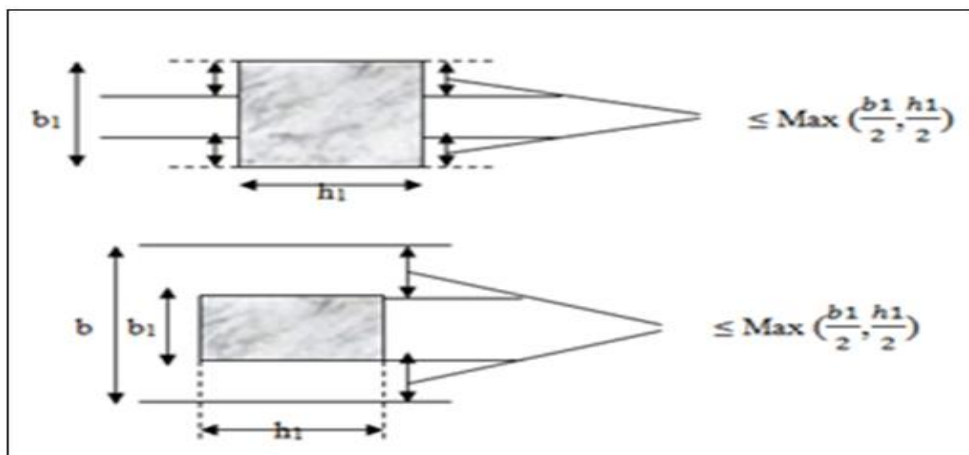


Figure II 9 Dimensions à respecter pour les poutres

- **Critère de rigidité :** $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

II.3.1 Les poutres principales (porteuses):

$$L = 5.95 \text{ m}$$

$$\frac{595}{15} \leq h \leq \frac{595}{10} \Rightarrow 39.67 \leq h \leq 59.5 \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $45 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.5 < 4$ (cv)

Vérifications critère de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{595} = 0.075 > 0.063 \dots \dots (cv)$$

II.3.1 Les poutres secondaires (non porteuses) :

Elles sont conçues pour le contreventement du bâtiment ; elles jouent un rôle de chaînage.

$$L = 5.30 \text{ m}$$

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.34 \leq h \leq 53 \quad \text{on prend } h = 40 \text{ cm}$$

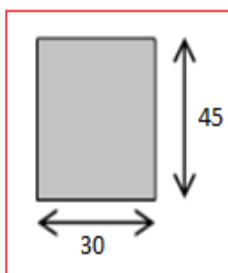
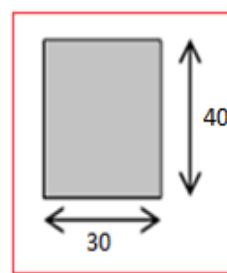
$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

• Vérifications relatives aux exigences du (Art 7-5-1 RPA 99) :

- $40 > 30 \text{ cm}$ (cv)
- $30 > 20 \text{ cm}$ (cv)
- $1.33 < 4$ (cv)

• Vérifications critère de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{530} = 0.075 > 0.063 \dots \dots (cv)$$

Figure II 10 Poutres PP (30x45 cm²)Figure II 11 Poutres PS (30x40 cm²)

II.3.2 Les voiles:

Les voiles sont des murs en béton armé leur pré-dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux et les transmettre aux fondations. D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. ». Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique les figures ci-après :

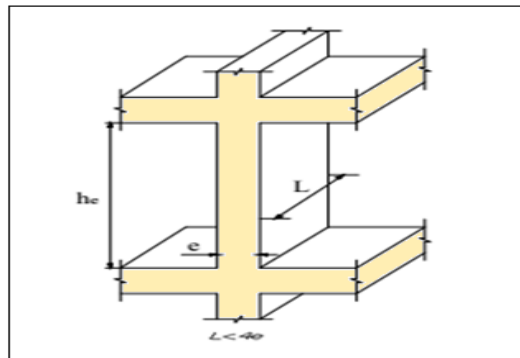


Figure II 12 Coupe de voile en élévation

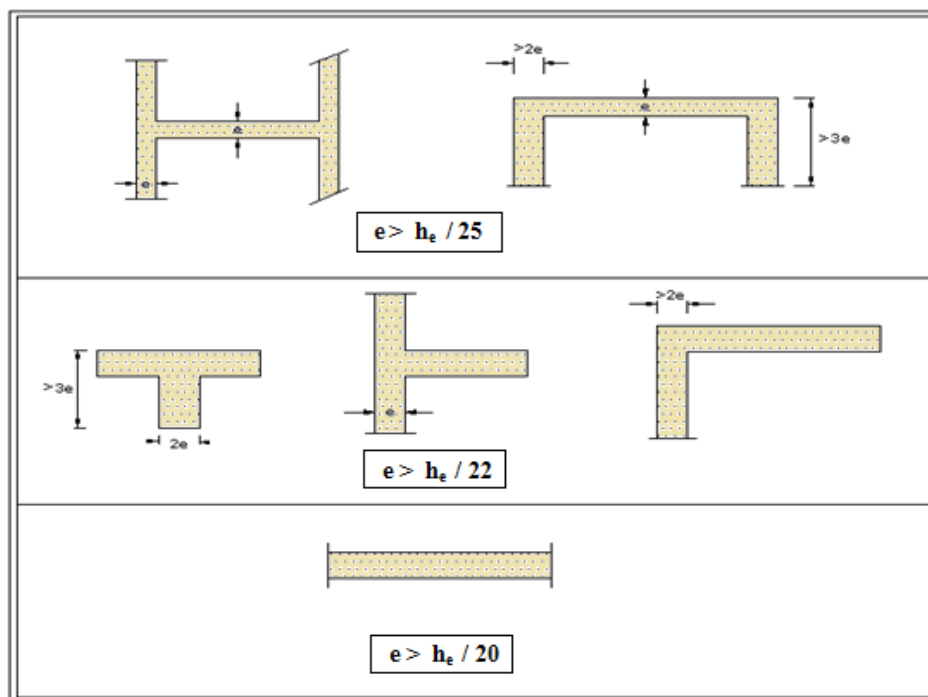


Figure II 13 Coupe de voile en plan.

II.3.2.a Calcul de l'épaisseur :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99)

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

Pour les étages courants :

$$h_e = 3.06 - 0.45 = 2.61 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left(e_{\min}, \frac{h_e}{20} \right)$$

$$e \geq \max (15, 13.05) \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur l'évaluation des charges et des surcharges :

Résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.3 Terrasse inaccessible

➤ Charges d'exploitation Q :

- $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

➤ Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon	16	0.05	0.8
Étanchéité multicouche	12	0.01	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.2
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle de compression + corps	14	0.20 + 0.04	3.2
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
Papier kraft		2 feuilles	0.2x2 = 0.4
		Total	G = 7.08 KN/m²

II.3.3.a Plancher des étages courants et le RDC :

Charges d'exploitation Q :

➤ $Q = 1.5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

(pour les étages courants Habitation)

Charges permanentes G :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable.	18	0.02	0.36
Plancher en corps creux	14	0.24	3.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons de répartition			1
		Total	G = 5.6 KN/m²

II.3.3.b Acrotère :

Charges	Surface	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
G	0.0765	25	1.9125
Q	/	/	1

II.3.3.c Escaliers:

- Escaliers 01 :

h= 17 cm e =15 cm

➤ 2 volées à 7 contres marches : $\alpha = 33.47^\circ$

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.17/0.3)	0.25
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.17/0.3)	0.23
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
Poids propre de paille	25	0.15/cos (33.47°)	4.5
		G	8.59 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

➤ Volée à 4 contres marches : $\alpha = 33.07^\circ$

Désignation	P. Volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	0.02*(0.17/0.3)	0.25
Mortier de pose vertical	20	0.02*(0.17/0.3)	0.23
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	0.17/2	1.87
Poids propre de la pailleasse	25	0.15/cos (33.07°)	4.47
		G	8.56 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

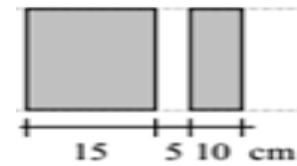
- Escaliers d'étage courant : $h = 17 \text{ cm}$; $e = 15 \text{ cm}$
- 2 volées à 9 contres marches : $\alpha = 33^\circ$

Désignation	P. Volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Carrelage de contre marche	22	$0.02 * (0.17/0.3)$	0.25
Mortier de pose vertical	20	$0.02 * (0.17/0.3)$	0.23
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
Poids propre des marches	22	$0.17/2$	1.87
Poids propre de la pailleasse	25	$0.15/\cos(33^\circ)$	4.47
		G	8.56 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

NB: La charge du palier est identique dans tous les escaliers:

PALIER			
Désignation	P volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en béton armée	25	0.15	3.75
Enduit en ciment	18	0.03	0.54
		G	5.49 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

II.3.4 Murs extérieurs :



Désignation	P volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
		Total	2.85 KN/m²

II.3.4.a Murs intérieurs :

Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
		Total	1.46N/m²

II.3.5 Balcons :

➤ $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ Charges d'exploitation Q :

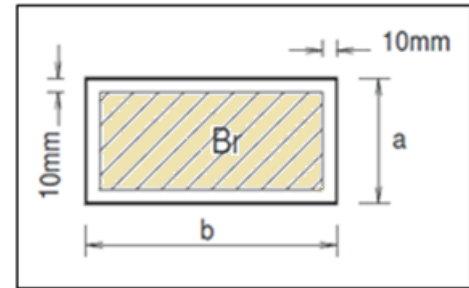
Charges permanentes G : (Balcon en dalle pleine)

Désignation	P. volumique (KN/m ³)	e (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Garde-corps métallique	/	/	0.15
		Total	G = 5.5 KN/m²

II.4 Pré- dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre

la section réduite. En enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.



II.4.1 Principe :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges, et les étapes de calcul sont comme suite :

- On considère les 3 différents poteaux (central, de rive et d'angle) les plus sollicités.
- On cherche les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.

Le calcul sera fait à L'ELU (**Pratique du BAEL 91**) et la vérification sera faite selon le (**RPA99/V2003**).

- **La formule générale :**

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \times \frac{A}{Br} f_{ed}}$$

Avec : $\frac{A}{Br} = 1 \%$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1.10 \\ k = 1.20 \\ f_{c28} \text{ est remplacé par } f_{cj} \\ k = 1 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ \text{Si plus de la majeure partie des charges est} \\ \text{appliquée avant 28 jours} \end{array}$$

Br : section réduite du poteau en (cm²)

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

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- $\gamma_b = 1,5$;

- $\gamma_s = 1,15$;
- θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 & : 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 & : T < 1 \text{ h} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots si \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} \dots\dots si 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

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 :

$$\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1 \cdot 1.2 \cdot Nu \cdot 10^3}{1 \cdot \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.8 \times 0.85}{100} \cdot 348} \cdot 10^{-2} = 0.66 \cdot Nu$$

On adopte un poteau carré :

$$Br = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 2 \text{ cm} .$$

II.5 Loi de dégression (DTRBC 2.2 5) :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique, pour leur détermination, la loi de dégression. Cette loi consiste à réduire les charges identiques à chaque étages de 10 % par étage jusqu'à $0.5 \times Q$ sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

$$\text{Ce qui donne : } Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots\dots + Q_n) \text{ . « BAEL 91 modifié 99 »}$$

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les charges d'exploitation des planchers pour les autres étages.

Tableau II 1 Loi de dégression

Niveau	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation
+27.54	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$
+24.48	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
+21.42	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
+18.36	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
+15.36	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
+12.24	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
+9.18	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
+6.12	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$
+3.06	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$
+0.00	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)$

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

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

- On doit majorer la surface de 10%.
- Charge Permanente : $N_G = G \times S$

G: charge Permanente.

S: surface offerte majorée.

- Charge d'exploitation $N_Q = Q \times S$

Q : Charge d'exploitation (avec dégression de charge)

- Calcul de la charge limite ultime : $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$
- Calcul de la section réduite : $Br = 0,66 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$
- Calcul de la section adoptée : $a = \sqrt{Br} + 2\text{cm}$

II.1.1. Le minimum requis par (RPA99/V2003) :

Pour une zone sismique (III) on doit avoir au minimum:

- $\text{Min (a, b)} \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min (a, b)} \geq h_e / 20$

- $1/4 < a / b < 4$

avec : (a ; b) : dimension de la section de poteau.

he : la hauteur d'étage.

II.1.2. Vérification à l'ELS :

Vérification de la section a l'ELS selon la formule suivante :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal a l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$)

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 0.9 \% B$)

η : Coefficient d'équivalence ($\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$).

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

En remplant les déférents termes par leur valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.12B} \leq 15MPa$$

II.1.3. Vérification (sollicitation normale) :

L'art (7.4.3.1) du RPA 99 outre les vérifications prescrit par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcule est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B : c'est l'aire (section brute) de cette dernière.
- f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

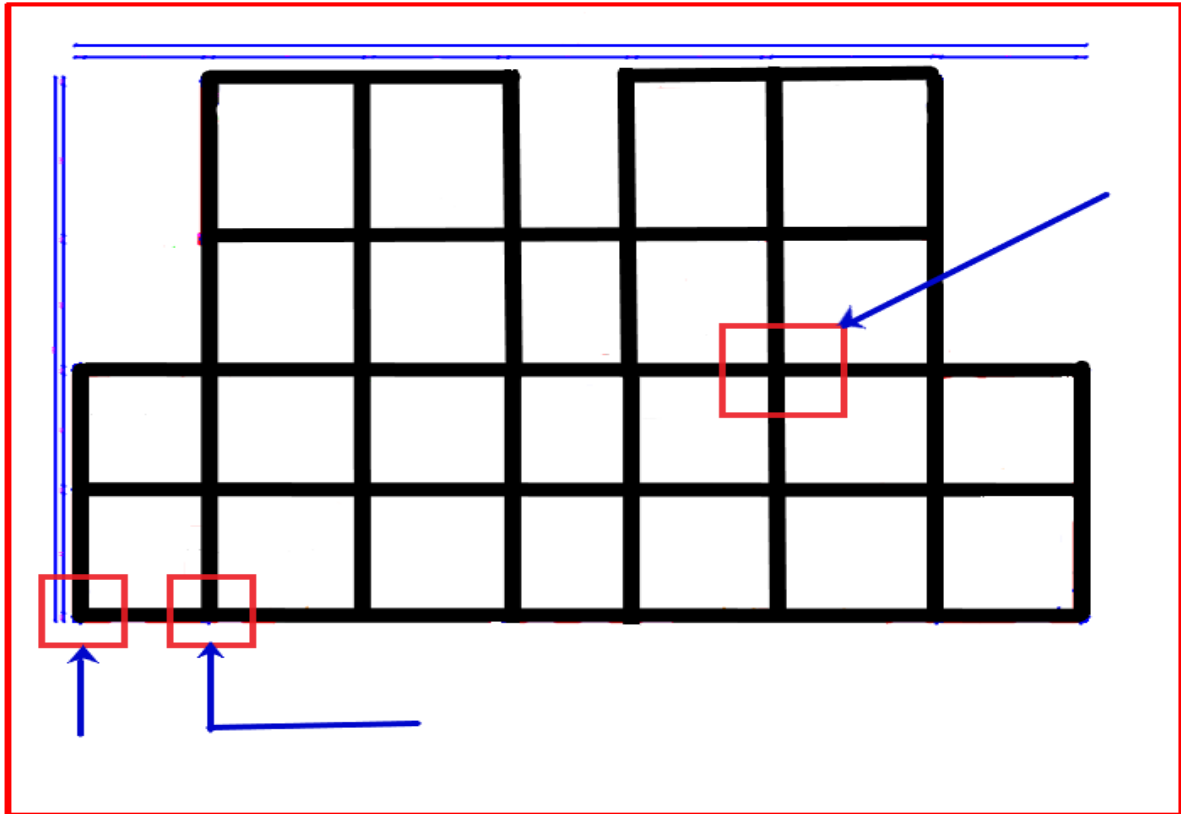


Figure II 14 Choix du poteau le plus sollicité

II.5 Calcul de la surface d'influence pour le poteau le plus sollicité :

II.5.1 Poteau central :

$$S = (2.975 + 2.475) \times (2.65 + 2.1) = 25.89 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (10%) est : $S' = S \times 1.1$

$$S' = 28.48 \text{ m}^2$$

II.5.1.a Exemple de calcul :

Niveau 8^{ème} étage :

Terrasse inaccessible :

$$\begin{cases} G_{\text{terrasse}} = 7,08 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$N_{u \text{ terrasse}} = (1,35 \times G_{\text{terrasse}}) + (1,5 \times Q_{\text{terrasse}}) = (1,35 \times 7,08) + (1,5 \times 1) = 10,52 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ terrasse}} = 11,06 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} G_{\text{p. principale}} = 0,45 \times 0,3 \times 5,45 \times 25 = 18,40 \text{ KN} \\ G_{\text{p. secondaire}} = 0,4 \times 0,3 \times 4,75 \times 25 = 14,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$N_{u \text{ p. p}} = 1,35 \times G_{\text{p. p}} = 1,35 \times 18,40 = 24,84 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ p. p}} = 24,84 \text{ KN}$$

$$N_{u \text{ p. s}} = 1,35 \times G_{\text{p. s}} = 1,35 \times 14,25 = 19,24 \text{ KN}$$

$$N_{u\ p.\ s} = 19,24 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau: } G_{\text{ poteau}} = (a \times b) \times h_{\text{ poteau}} \times 25$$

$$N_{u\ \text{ poteau}} = 1,35 \times G_{\text{ poteau}}$$

$$\text{.Pour le 8}^{\text{ème}} \text{ étage : } N_{u\ \text{ poteau}} = 0 \text{ KN}$$

$$\Sigma N_u = (N_{u\ \text{ terrasse}} \times S') + N_{u\ p.\ p} + N_{u\ p.\ s} + N_{u\ \text{ poteau.cum}}$$

$$\Sigma N_u = (11,06 \times 28,48) + 24,84 + 19,24 = 359,07 \text{ KN}$$

$$\Sigma N_u = 359,07 \text{ KN}$$

$$1,10 \Sigma N_u = 395 \text{ KN}$$

$$B_r = 0,66 \times 1,10 \Sigma N_u = 0,66 \times 395 = 261 \text{ KN}$$

$$a = \sqrt{B_r} + 2 \text{ cm} = \sqrt{261} + 2 = 18,16 \text{ cm}$$

On adopte un poteau de section : **(40x 40) cm²**

Tableau II 2 Dimensions des poteaux (Poteaux centraux)

Niveau	G_{cum} (KN/m ²)	Q_{cum} (KN/m ²)	$S'(m^2)$	$1,1\Sigma Nu$ (KN)	$Br =$ $(0,66)1,1\Sigma Nu$ (KN)	$a = \sqrt{Br} + 2cm$ (cm)	Section (cm ²)
8	7.08	1	28.48	395	261	18.16	40 x 40
7	12.68	2,5	28.48	749.2	494.5	24.4	40 x 40
6	18.28	4	28.48	1103.4	728.25	29	40 x 40
5	23.88	5.5	28.48	1457.5	962	33	40 x 40
4	29.48	7	28.48	1811.7	1196	36.58	45 x 45
3	35.08	8.5	28.48	2166	1430	40	50 x 50
2	40.68	10	28.48	2520	1663	42,8	55 x 55
1	46.28	11.5	28.48	2874.4	1897	47,6	60 x 60
RDC	51.88	13	28.48	3228.6	2131	48,16	65 x 65
S/Sol	57.48	14.5	28.48	3582.8	2365	50,63	70 x 70

II.6 Vérification des sections :

II.6.1 Vérification de l'RPA :

L'article 7.4.1 du RPA 99 exige que les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

Pour la zone III on a : (b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

D'après l'article 7.4.1 de RPA 99, il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celle de poteaux centraux; pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques.

Tableau II 3 Vérification des conditions RPA (Poteaux)

Conditions	70x70 cm ²	65x65 cm ²	60x60 cm ²	55x55 cm ²	50x50 cm ²	45x45 cm ²	40x40 cm ²	observations
Min (b ₁ , h ₁)	70	65	60	55	50	45	40	cv
h _e /20	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	cv
b ₁ /h ₁	1	1	1	1	1	1	1	cv

II.6.2 Vérification au flambement :

On vérifie que $\lambda = \frac{L_f}{i} < 35$

Pour un palier de bâtiment à étages multiples on a : $L_f = 0,7 L$

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \cdot h}} \text{ Avec } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{h^4}{12} \Rightarrow i = \frac{h}{\sqrt{12}} \text{ donc } \lambda = \frac{L_f}{h} \sqrt{12}$$

Tableau II 4 Vérification du flambement des poteaux

Section (cm ²)	L _f	i	λ	Vérification
70x70	214.2	20.21	10.6	cv
65x65	214.2	18.76	11.42	cv
60x60	214.2	17.32	12.38	cv
55x55	214.2	15.88	13.49	cv
50x50	214.2	14.43	14.84	cv
45x45	214.2	13	16.48	cv
40x40	214.2	11.55	18.55	cv

II.6.3 Dimensions à respecter pour les poutres :

Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :

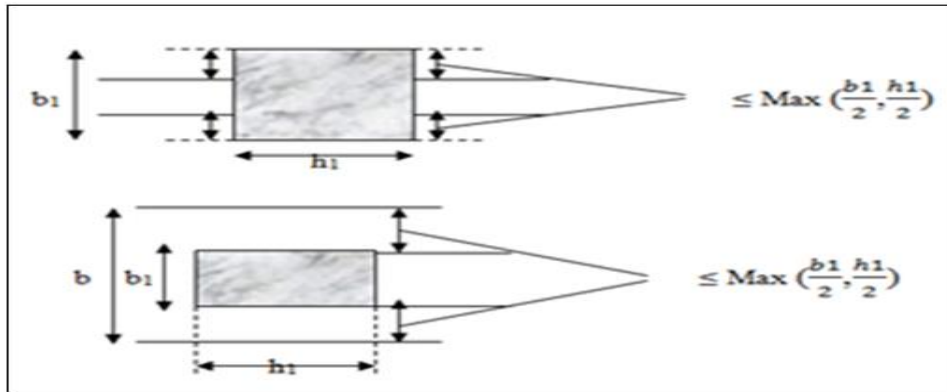



Figure II 15 Dimensions à respecter pour les poutres

Tableau II 5 Dimensions à respecter pour les poutres

Section	40x40	45x45	50x50	55x55	60x60	65x65	70x70
$b_1=h_1$	40	45	50	55	60	65	70
$\text{Max}(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2})$	20	22.5	25	27.5	30	32.5	35
a	10	15	20	25	30	35	40
Observation	Cv	Cv	Cv	Cv	Cv	Cnv	Cnv
Choix (PP)	45x30	45x30	45x30	45x30	45x30	45x35	45x35
Choix (PS)	40x30	40x30	40x30	40x30	40x30	40x35	40x35

Remarque : La section des poutres principales et secondaires ne change pas sauf que pour les deux premiers niveau (+0.00 et +3.06) , on aura une section de (45 x35) cm² pour les poutres principales et une section de (40x35) cm² pour les poutres secondaires.



**CHAPITRE III:
CALCUL DES
ELEMENTS
SECONDAIRES**

III. Calcul des éléments secondaires :

III.1 Etude de l'acrotère :

III.1.1 Introduction :

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 encastree à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de **1 ml**.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'**P.E.L.U** et à **E.L.S**.

• **Dimension de l'acrotère :**

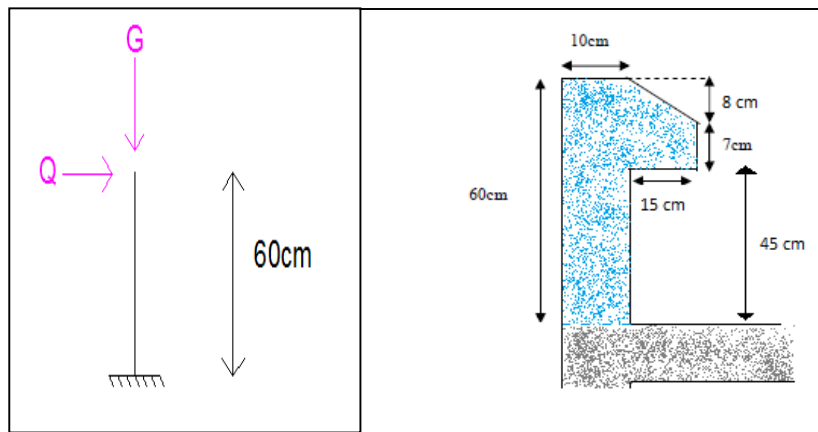


Figure III 1 Coupe verticale de l'acrotère

• **Schéma statique :**

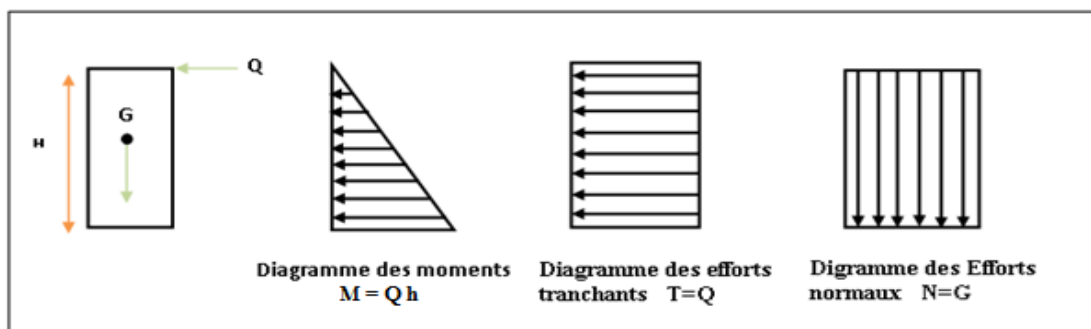
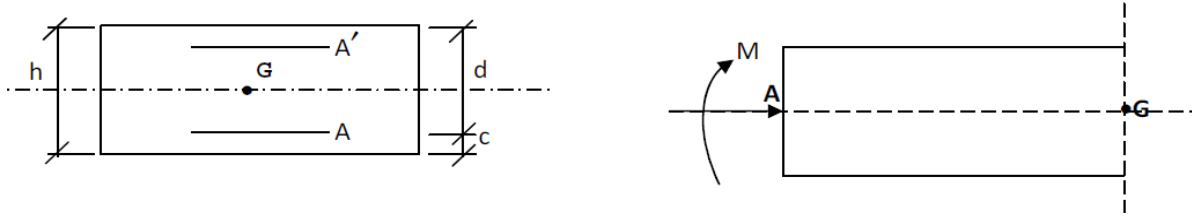


Figure III 2 Schéma statique de l'acrotère

III.1.2 Vérification au séisme :



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 :

$$F_p = 4 A C_P W_P$$

- **A**: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **tableau (4.1) du RPA** suivant la zone sismique (zone III) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.25$
- **C_P**: facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8 (tableau (6.1) du RPA)**
- **C_P = 0,80** (élément en console)
- **W_P**: poids de l'acrotère **W_P = 1.9125 KN/ml**

D'où $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.9125$

Donc : **$F_p = 1.53 \text{ KN/ml}$**

1) Les charges :

Poids propre de l'acrotère : **$G = 1.9125 \text{ KN/ml}$**

$Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p)$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Force sismique : $F_p = 1.53 \text{ KN/ml}$

$Q = \max\{1 ; 1.53\} \text{ KN/m}$ **$Q = 1.53 \text{ KN/ml}$** .

2) Sollicitations :

➤ **G** : Créé un effort normal : $N_G = G \times 1 = 1.9125 \text{ KN}$

Créé un Moment : $M_G = 0 \text{ KN m}$

➤ **Q** : Créé un effort normal : $N_Q = 0 \text{ KN}$

Créé un Moment : $M_Q = Q \times h = 1.53 \times 0.6 = 0.918 \text{ KNm}$

➤ **F_p** : Créé un effort normal : $N_{F_p} = 0 \text{ KN}$

Créé un Moment : $M_{F_p} = F_p \times 2.h/3 = 0.612 \text{ KNm}$

3) Combinaison des sollicitations :

• **ELU** :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q$$

• **ELS** :

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q$$

Combinaison accidentelle : $G + 0.75 Q + F_p$

• **ELA :**

$$N_A = N_G + 0.75 N_Q + N_{Fp}$$

$$M_A = M_G + 0.75 M_Q + M_{Fp}$$

Tableau III 1 Sollicitations dans l'acrotère

Cas	Combinaisons	M (KNm)	N (KN)
ELU	1.35G+1.5Q	1.377	2.581
ELS	G+Q	0.918	1.9125
ELA	G + 0.75Q + F_p	1.3	1.9125

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section (**b x h**) **cm²** soumise à la flexion composée.

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

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

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

d = h - c : Hauteur utile **d = 8 cm**

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité (**CDG**) des armatures tendues.

III.1.3.a Calcul des armatures à L'ELU :

➤ **Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.377 \times 10^2}{2.581} = 53.35 \text{ cm} \approx \mathbf{54 \text{ cm}}$$

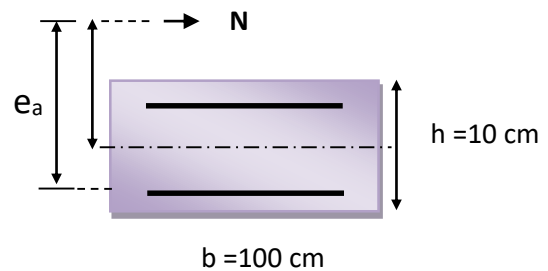
$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2 = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - C = \mathbf{3 \text{ cm}} < e_u = \mathbf{54 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - C = \mathbf{3 \text{ cm}} < e_u = \mathbf{54 \text{ cm}}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple à l'état limite ultime, sous l'effet du moment fictif (**M**), puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



III.3.1.b Calcule en flexion simple:

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u e_f$$

$$e_f = \frac{h}{2} - C + e_u = \frac{10}{2} - 2 + 54 = \mathbf{59 \text{ cm}}$$

$$M_f = N_u e_f = 2.581 \times 0.59 = \mathbf{1.522 \text{ KN m}}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.522 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = \mathbf{0.0167}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = \mathbf{14.2 \text{ MPa}}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \text{ (Tableau des moments réduits -2.3.1 BAEL91)}$$

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{1.522}{0.918} = \mathbf{1.657}$$

$$\mu_{lim} = ((3440 \times 1.657) + (49 \times 25) - 3050) \times 10^{-4} = \mathbf{0.387}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.0167} < \mu_{lim} = \mathbf{0.387} \rightarrow \text{La section est simplement armée,}$$

Donc :

$$A'_s = \mathbf{0} \text{ (pas d'armature comprimé).}$$

- **Armatures fictives :**

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

$$z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$\text{Tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0167)}) = \mathbf{0.021}$$

$$\text{Donc : } z = 8 (1 - (0.4 \times 0.021)) = \mathbf{7.328 \text{ cm}}$$

$$\varepsilon_s = \mathbf{10 \text{ ‰}} > \varepsilon_1 = \mathbf{1.739 \text{ ‰}} \Rightarrow \sigma_s = \overline{\sigma_s}$$

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

$$A_f = \frac{1.522 \times 10^5}{7.328 \times 348 \times 10^2} = \mathbf{0.596 \text{ cm}^2}$$

➤ **Les armatures en flexion composée :** La section réelle des armatures

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.596 - \frac{2.581 \times 10^3}{348 \times 10^2} = \mathbf{0.521 \text{ cm}^2}$$

III.3.1.c Calcul des armatures à L'ELA :

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_a}{N_a} = \frac{1.3}{1.9125} = 0.679 \text{ m} = \mathbf{68 \text{ cm}}$$

$$h/2 - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 = \mathbf{68 \text{ cm}} > h/2 - c' = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

D'où Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ($N_u > 0$), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

• **Calcul en flexion simple :**

$$e_A = e_0 + (h/2 - c') = 0.68 + (0.1/2 - 0.02) = \mathbf{0.71 \text{ m}}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 1.9125 \times 0.71 = \mathbf{1.357 \text{ KN.m}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{0.85 \times 1.15} = 21.7 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.522 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 21.7} = \mathbf{0.0109}$$

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{1.522}{0.918} = \mathbf{1.657}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.657 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = \mathbf{0.387}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimée)}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.0109} < \mathbf{0.387} \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$\text{Tel que : } Z_b = d(1 - 0.6 \times \mu_{bu})$$

$$Z_b = 0.08 \times (1 - 0.6 \times 0.0109) = \mathbf{0.079 \text{ m}}$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}} = \frac{1.522 \times 10}{0.079 \times 400} = \mathbf{0.481 \text{ cm}^2}$$

➤ **Les armatures en flexion composée :**

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.481 - \frac{2.581}{400} = \mathbf{0.474 \text{ cm}}$$

III.3.1.c Calcul des armatures à L'ELS :

$$\text{On a : } N_{ser} = \mathbf{1.9125 \text{ KN .m}}$$

$$M_{ser} = \mathbf{0.918 \text{ KN.m}}$$

$$M_{br} = \frac{1}{2} \alpha_1 \left(1 - \frac{\alpha_1}{3} \right) \times b_0 \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right) = \min(266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\alpha_1 = 15(15) / (15 \times 15 + 201.63) = 0.53$$

$$M_{rb} = \left\{ \frac{1}{2} (0.53) \left(1 - \frac{0.53}{3} \right) \right\} 1 \times 0.08^2 \times 15 \times 10^3 = \mathbf{20.94 \text{ KNm}}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow \mathbf{A' = 0}$$

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.918 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = \mathbf{0.00071}$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00071) + 1}{(54 \times 0.00071) + 1} = \mathbf{7.428 \text{ cm}}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.918 \times 10^3}{7.428 \times 201.63} = \mathbf{0.612 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.612 \text{ cm}^2}$$

III.3.1.d Vérification à L'ELU :

III.3.1.d.1 Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91)

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} \frac{e_s - 0.45 d}{e_s - 0.185 d}$$

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.918 \times 10^2}{1.9125} = \mathbf{48 \text{ cm}}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 (25) = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \times \frac{48 - (0.45 \times 8)}{48 - (0.185 \times 8)} = \mathbf{0.921 \text{ cm}^2}$$

On remarque que :

$$A_{calcul} = A_s = \mathbf{0.612 \text{ cm}^2} < A_{min} = \mathbf{0.921 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{min} = \mathbf{0.921 \text{ cm}^2}$$

• Conclusion de ferrailage :

$$A_s = \text{Max} (A_{ser}; A_u, A_a, A_{min}) = \text{Max}(0.612; 0.521, 0.481, 0.921) = \mathbf{0.921 \text{ cm}^2}$$

Soit : $A_s = \mathbf{5 \text{ HA8 /ml}} = \mathbf{2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$, avec un espacement de :

$$S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm.}}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = \mathbf{0.628 \text{ cm}^2}$$

Soit : **4HA8 = 2.01cm²** répartie sur **60 cm** de hauteur, avec un espacement

$$St = \frac{60}{3} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

III.1.3.d.2 Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = \mathbf{0.0187 \text{ MPa}}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$V_u = 1,5 Q = 1.5 \times 1.53 = 2.295 \text{ KN}$$

On a aussi pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u = \mathbf{0.0187 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2.5 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.3.d.3 Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} \quad \text{avec} : \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres.

ϕ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{2.295 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = \mathbf{0.317 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 2.295 \times 2.1 = \mathbf{4.819 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.317 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{4.819 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

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

III.3.1.e Vérification des contraintes à L'ELS :

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

III.3.1.e.1 Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

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

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y : \text{position de l'axe neutre} \\ I_y = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}) \end{array} \right.$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 1.91 \text{ cm}$$

- **Calcul de Moment d'inertie I :**

$$I_y = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] = 1350.46 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$K = \frac{0.918 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 67.976 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.0191 \times 67.976 = 1.298 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 1.298 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

Tableau III 2 Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
appuis	0.6	2.01	1.35 10 ³	1.91	44.43	1.298	15	C.V

III.3.1.e.2 Dans l'acier:

On doit vérifier que : $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

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

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm

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

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

$$\overline{\sigma}_s = \left\{ \min \quad 226.6 \text{ MPa} ; \max (200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa}) \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \mathbf{201.6 \text{ MPa.}}$$

$$\sigma_s = nK(d - y) \quad \text{Tel que : } n = 15.$$

$$\sigma_s = 62.096 \text{ MPa} \leq 201.6 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

III.3.1.f Vérification de l'écartement des barres :

III.3.1.f.1 Armatures verticales:

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \min\{3h, 33\text{cm}\} = 30 \text{ cm.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

III.3.1.f.2 Armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \quad \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{ C.V}$$

III.3.1.f.2 Vérification au flambement :

III.3.1.f.2.1 Calcul de l'élancement :

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

Avec :

λ : Élancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : rayon de giration.

I : moment d'inertie de la section.

A : section de l'élément.

Donc :

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

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

$$L_f = 2 L_0 = 2 H = \mathbf{1.2 \text{ m}} \quad \lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = \mathbf{41.58}$$

III.3.1.f.2.2 Vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{67 e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (381.9 ; 100)]$$

$$\lambda = \mathbf{41.58}$$

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

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment

III.3.2 Schéma de ferrailage de l'acrotère :

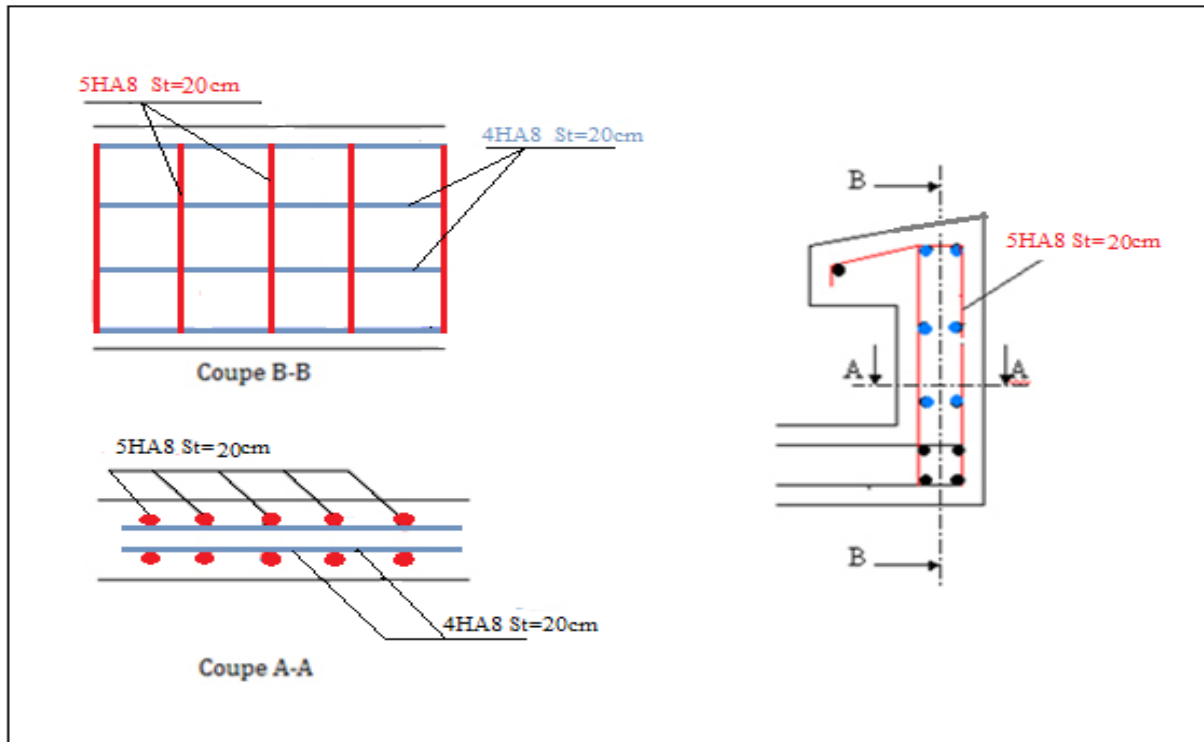


Figure III 3 Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2 Calcul du Balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastree au niveau du plancher).

III.2.1 Détermination des efforts :

- Charges permanentes : $G_1 = 5,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges sur le balcon : $Q_1 = 3,5 \text{ KN/ m}^2$
- Surcharges dus à la main courante : $Q_2 = 1 \text{ KN/ m}^2$
- Charges de garde-corps (métallique) : $G_2 = 0,15 \text{ KN/ m}^2$

III.2.2 Combinaisons de charges :

➤ L'état limite ultime(ELU) :

$$P_u = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 1,35 \times 5,5 + 1,5 \times 3,5 = 12,675 \text{ KN/ml}$$

$$P = 1,35 \times G_2 = 1,35 \times 0,15 = 0,2 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,5 \times Q_2 = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

L'état limite de service (ELS) :

$$P_s = 5,5 + 3,5 = 9 \text{ KN/ml}$$

$$P' = 1 \times G_2 = 0,15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 1 \times Q_2 = 1 \text{ KN/ml}$$

III.2.3 Schéma statique de calcul :

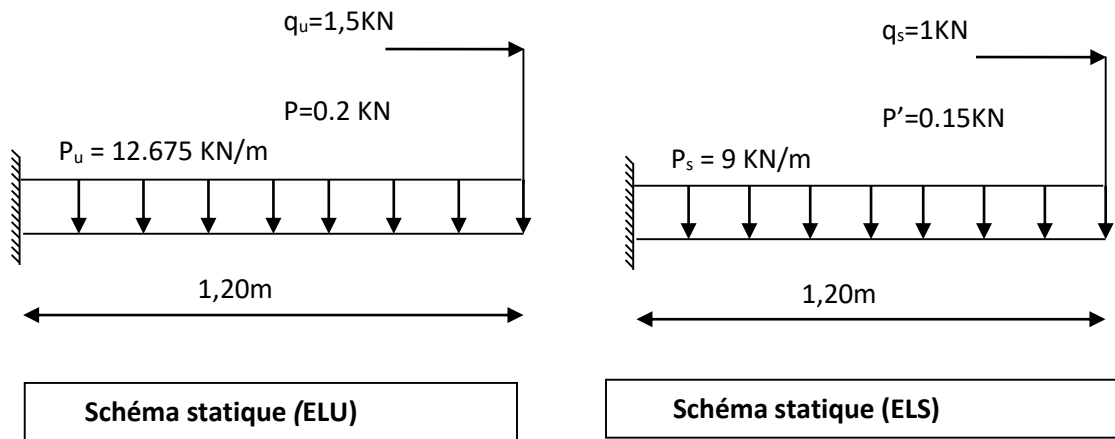


Figure III 4 Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et à l'ELS

III.3.3 Les moments et Les efforts tranchant :

- L'ELU :

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + p \times l + q_u = 10.87 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u l + P = 15.41 \text{ KN}$$

- L'ELS :

$$M_s = \frac{P_s l^2}{2} + P' l + q_s = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$V_s = P_s l + P' = 10.95 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des sollicitations :

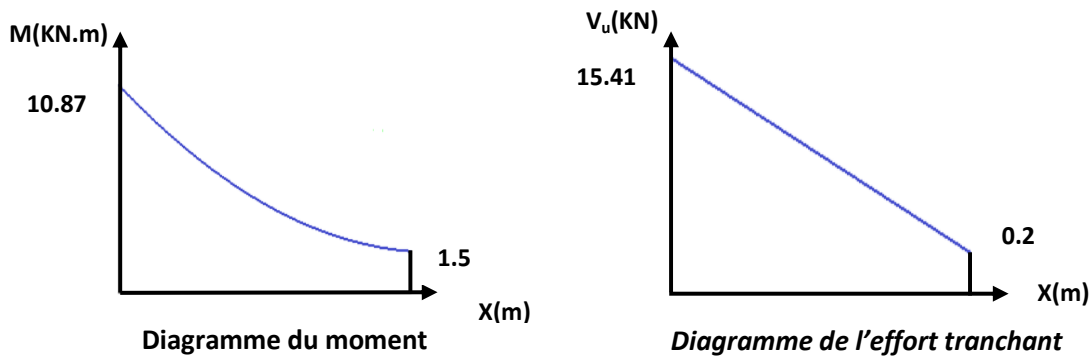


Figure III 5 Diagramme des sollicitations à l'ELU

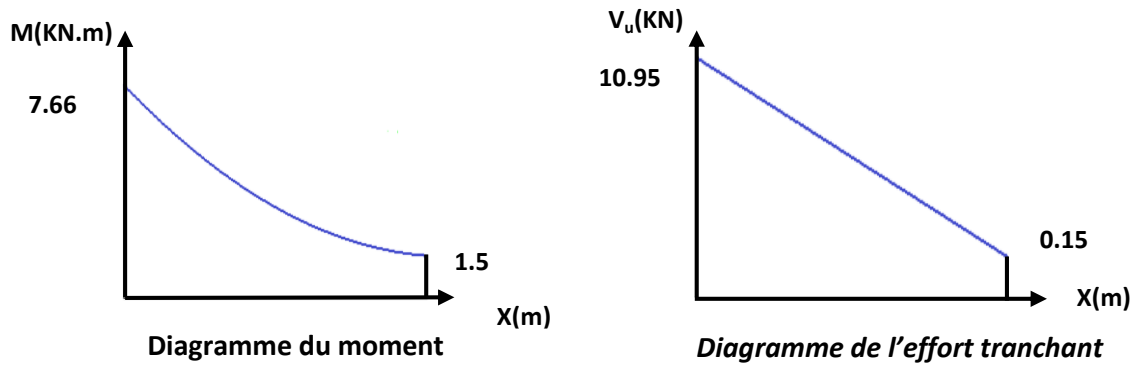


Figure III 6 Diagramme des sollicitations à l'ELS

III.3.4 Ferrailage de balcon :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable

En considérant une section de **1.00 m** de largeur et de **15 cm** d'épaisseur

III.3.4.a Armature principal:

$$b = 1\text{m,}$$

$$h = 15\text{ cm,}$$

$$d = 0.9 h = 13.5\text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10.87 \cdot 10^6}{1000 (135)^2 \cdot 14.2} = 0.042$$

$$\text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.87}{7.66} = 1.41$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

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

$$\mu_{lu} = [3440(1.41) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.302$$

$$\mu_{bu} = 0.042 < \mu_{lu} = 0.302 \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.047 < 0.27 \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.042)]$$

$$Z_b = 131.598\text{ mm}$$

- **Calcul de A_l :**

$$A_l = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{10.87 \times 10^6}{131.598 \times 348} = 237.36\text{ mm}^2 = 2.37\text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12 = 5.65\text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20\text{ cm}$$

III.3.4.b Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_l}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit: $6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.3.4 Vérifications :

III.3.4.a Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

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

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies (cv) \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \implies (cv) \end{cases} A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

2) Vérification de disposition des armatures :

• Armatures longitudinales :

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

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \implies (cv)$$

• Armature de répartition :

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

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \implies (cv)$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad V_u = 15.41 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{15.41 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \implies (cv)$$

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

$$V_u^{\max} = 15.41 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{15.41 \times 10^3}{0.9 \times 135 \times 188.5} = 0.67 \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 1.2 = 18.85 \text{ cm}$$

$\sum U_i$ =: Somme des périmètres utiles des barres

$$\tau_{se} = 0.67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow (cv) \text{ (Pas de risque d'entraînement des barres.)}$$

III.3.4.b Vérification à L'ELS :

- **Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

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

$K = \frac{M_{ser}}{I}$ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III 3 Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
8.55	5.65	9.782 10 ³	4.01	78.307	3.14	15	C.V

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{su}$ On doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$\eta = 1.6$ (Coefficient de fissuration pour les armatures à haute adhérence).

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min}\{266.67 ; \text{Max}(200 ; 202)\} \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = \mathbf{202 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = n K (d - y) = 15 \times 78.307 \times (0.135 - 0.0401) = \mathbf{111.47 \text{ MPa}}$$

Tel que: $n = 15$

$$\sigma_s = \mathbf{111.47 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{su} = \mathbf{202 \text{ MPa}} \Rightarrow (c.v)$$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 3) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{10} \frac{2.282}{2.282} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 4.185 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(c v)}$$

Conclusion :

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

III.3.5 Schéma de ferrailage de balcon :

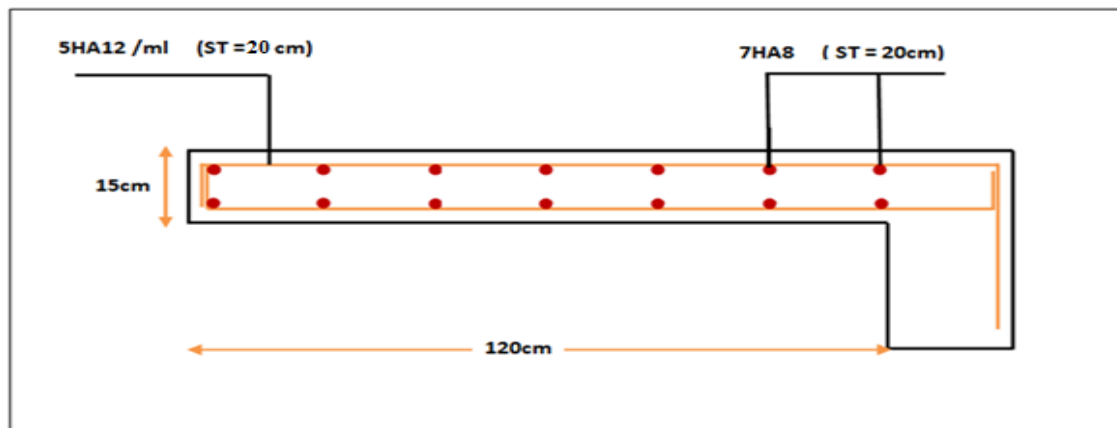


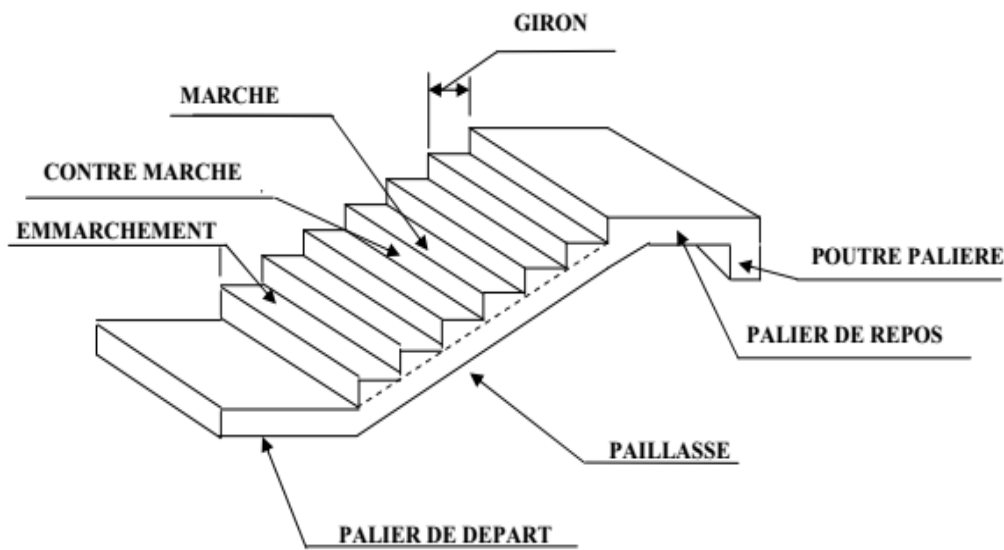
Figure III 7 Schéma de ferrailage du balcon

III.4 CALCUL DES ESCALIERS :

III.4.1 Définition :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

III.4.2 Terminologie :



- Giron : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

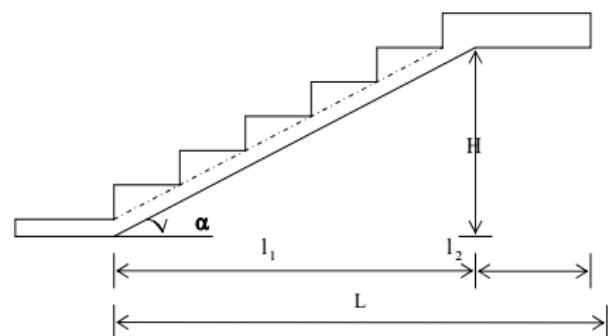


Figure III 8 Schéma d'un escalier

III.4.2 Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement et à condition que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe qu'elle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants ;
- à palier intermédiaire ;
- à la Française (limon apparent sur le côté ;
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La figure(III.10),donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées. La figure(b) donne quelques exemples.

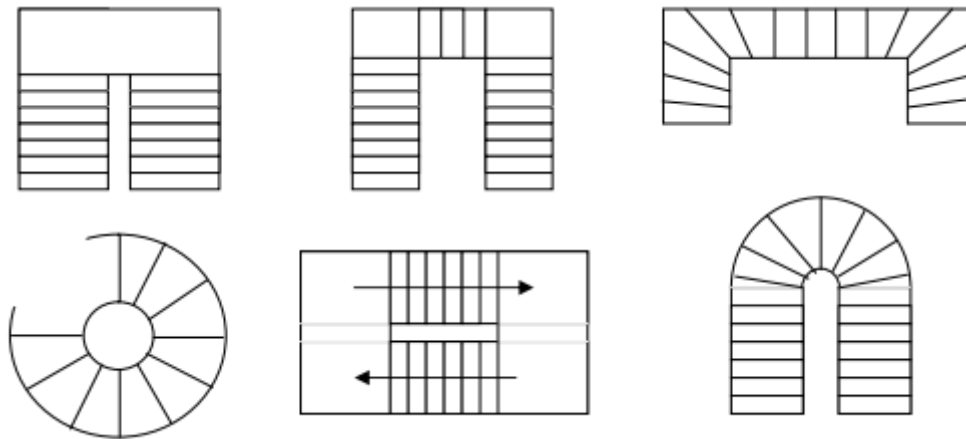


Figure III 9 Les systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs

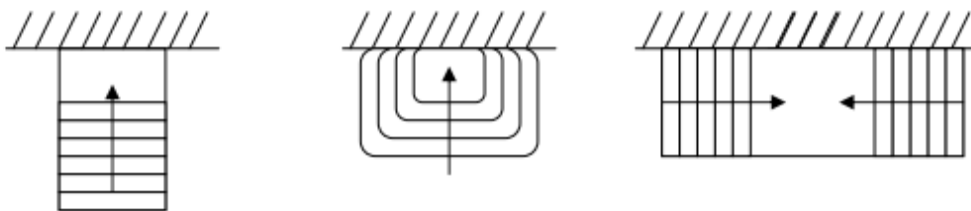


Figure III 10 Les systèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs

III.4.3 Escalier des étages courants :

III.4.3.a Combinaison des charges :

Tableau III 4 Calcul des combinaisons des charges (7 Contres marches)

Elément	ELU			ELS		
	1.35G (KN/m ²)	1.5Q (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pser (KN/m ²)
Volée	11.6	3.75	15.35	8.59	2.5	11.09
Palier de repos	7.41	3.75	11.16	5.49	2.5	7.99

III.4.3.b Les schémas statiques :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

*A L'ELU :

*L'ELS :

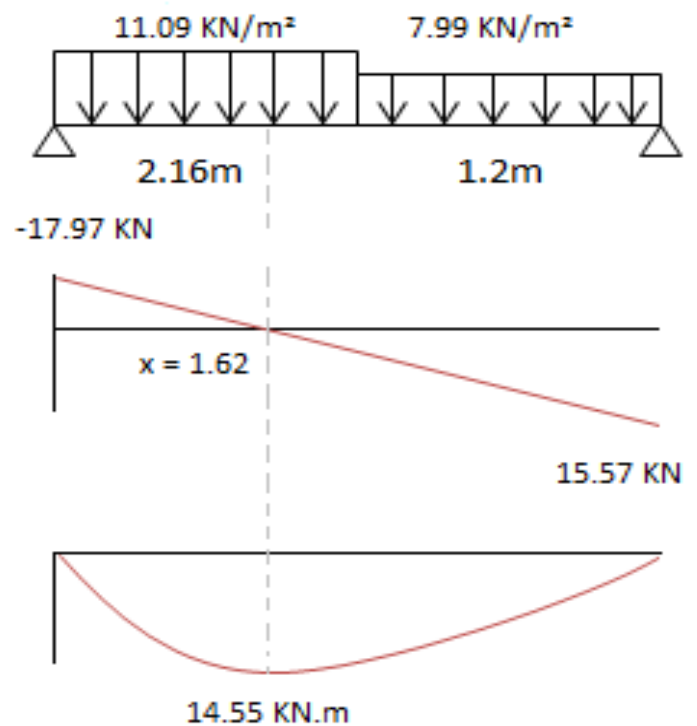
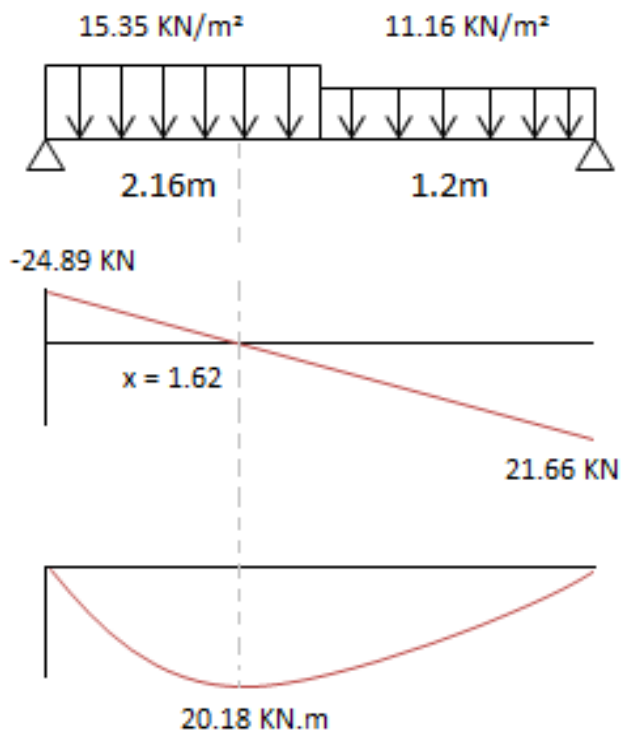


Figure III 12 Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01) (escalier type 01)

Figure III 11 Le schéma statique à L'ELS

Tableau III 5 Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
R _a (KN)	24.89	17.96
R _b (KN)	21.66	15.58

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Z_{max}}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M_{Z_{max}}$

Tableau III 6 Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
M _{Z_{max}} (KN .m)	20.18	14.55
M _a (KN.m)	- 6.054	- 4.365
M _t (KN.m)	17.153	12.37

III.4.3.d Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 13.5 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$$

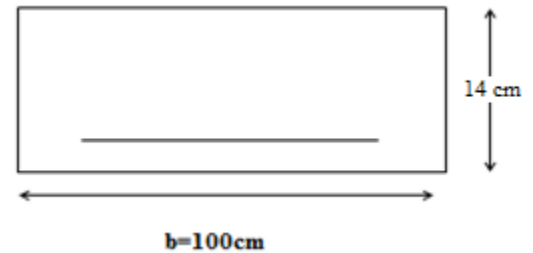
$$h = 15 \text{ cm} \quad \text{FeE400 MPa}, \quad F_{ed} = 348 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad F_{bu} = 14.2$$

MPa.

III.4.3.d.1 Armature principale:

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

**1) En travée :**

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{17.153 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.066$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{17.153}{12.37} = 1.39$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} \quad \mu_{lu} = 0.296$$

$$\mu_{bu} = 0.065 < \mu_{lu} = 0.296 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0\text{).}$$

On utilise la méthode simplifiée.

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.135 \times [1 - 0.6 \times (0.066)] = 0.13 \text{ m}$$

\Rightarrow **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{17.153 \times 10}{0.13 \times 348} = 3.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau III 7 Résultats du calcul des Sections d'Armatures en Travée

	$M_u^{(max)}$ [KN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	17.153	0.066	13	3.79	5HA12	20	5.65

2) En appuis :

- Calcul de μ_{bu} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{6.054 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.023$$

- $\mu_{lu} = 0.269$ Calcul de μ_{lu} :

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{5.952}{4.29} = 1.39$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < \mu_{lu} = 0.269 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.023 < 0.285 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- Calcul de Z_b :

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.133 \text{ m}$$

Calcul de A_{st} :

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{6.054 \times 10}{0.133 \times 348} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA10 = 3.93 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau III 8 Résultats du calcul des Sections d'Armatures en appuis

	$M_u^{(max)}$ [KN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	6.054	0.023	13.3	1.31	5HA10	20	3.93

III.4.3.d.2 Armatures de répartition :

*En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

*En appuis : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$

$\Rightarrow A_r = 3.14 cm^2 \rightarrow 4HA 10$ avec $S_t = 25 cm$

III.4.3.e Vérification à L'ELU :

III.4.3.e.1 Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99).

$A_{min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 cm^2$

$A_s^t = 5.65 cm^2 > A_{min} = 1.63cm^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

$A_s^a = 3.93cm^2 > A_{min} = 1.63 cm^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

III.4.3.e.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa\right) \end{cases}$$

$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5MPa\right) = 3.33$

$V_u^{max} = 24.89 KN \implies \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0d} = \frac{24.89 \times 10^{-3}}{1000 \times 135} = 0.18 MPa$

$\tau_u = 0.18 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots$ **CV**

III.4.3.e.3 Vérification de l'adhérence aux appuis :

$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{24.48 \times 10^3}{(0.9 \times 135 \times 5 \times 3.14 \times 10)} = 1.28$

On a:

$\tau_{se} = 1.28 MPa < \bar{\tau}_s = 3.15 MPa \dots \dots \dots$ **cv**

• **Armatures longitudinales :**

$S_t < \min \{3h ; 33cm\} = \min\{45 ; 33cm\} = 33cm$

$S_t = \{20 ; 20cm\} < 33cm \implies$ **condition vérifiée.**

• **Armatures de répartition :**

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

$S_t = \{25 ; 25cm\} < 45cm \implies$ **condition vérifiée.**

III.4.3.f Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

• **Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.13)**

$\frac{2V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ avec $a = 0.9 d$

$$V_u \leq 0.4 * b * 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u = 24.89 \text{ KN} \leq 81 \text{ KN} \dots \dots \dots cv$$

• **Influence sur les armatures longitudinales inférieures : (BAEL 91 Art A 5-1.3.12)**

Si $M_u < 0.9 V_u$ donc $V_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 d}$ appuis intermédiaires

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \rightarrow A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.22 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

III.4.3.g Etat limite d’ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n’est nécessaire pour les aciers.

III.4.3.g.1 Vérification à ELS :

Position de l’axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

Moment d’inertie : $I = \frac{b}{3} . Y^3 + n . A'_s . (Y - c')^2 + n . A_s . (d - Y)^2$

III.4.3.g.2 Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{Ser} . Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Tableau III 9 Vérification des contraintes du béton

Positon	Ms [kN.m]	As(cm ²)	I [cm ⁴]	Y [cm]	σ _b (MPa)	Obs.
En travée	12.37	5.65	10152.93	4.86	5.92	CV
Sur appui	-4.365	3.93	7468.38	4.03	2.35	CV

III.4.3.g.3 Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier d’après le BAEL91. : On a trois inégalités à vérifier

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \quad 3) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e}$$

h : hauteur totale : h =14 cm ; L : porté entre nue d’appuis ;

Mt : moment max en travée ; A : section des armatures ;

d : hauteur utile de la section droite. b₀ : largeur de la nervure ;

M₀ : moment max de la travée isostatique ;

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,03 < 0,063. \quad \text{----- non vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,045 < 0,085. \quad \text{----- non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,20}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0,004 \leq 0,011 \dots \dots \dots \text{verifié}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche :

$$\Delta f = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} \dots \dots \dots L < 5,00 \text{ m}$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{336}{500} = 0.672 \text{ cm}$$

$$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

• **Moment d’inertie de la section rectangulaire :**

$$b y^2 + 30 A'(y - d')^2 - 30 A (d - y) = 0$$

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

• **Moment d’inertie fictive d’après BAEL 91.**

$$I_{Fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} \qquad I_{Fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_i \cdot \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \qquad \rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} \quad \text{: Coefficient pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i \quad \text{: Coefficient pour la déformation différée}$$

$$\sigma_s = n \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \quad \text{: Contrainte de traction des armatures tendues.}$$

Tableau III 10 Vérification de la flèche

<i>Mser</i> (kN.m)	<i>As</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>σs</i> (MPa)	<i>λi</i>	<i>λv</i>	<i>I₀</i> cm ⁴	<i>I_{FI}</i> cm ⁴	<i>IFv</i> cm ⁴	<i>f_{max}</i> (cm)	<i>f̄</i> (cm)
12.37	5.65	4.01	179.44	5.02	2	9782	5183.43	7639.84	0.03	0.672

III.4.4 Volée à 4 contres marches :

$$G_{\text{volée 4 CM}} = 8.56 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$P1 = 1.46 \times (3.06/2) = 2.234 \text{ KN/ml}$$

III.4.4.a Combinaisons de charges :

$$P_u = 1.35 \times G_{\text{volée}} + 1.5 \times Q_{\text{esc}} = 15.3 \text{ KN/m}^2$$

$$P1_u = 1.35 \times 2.234 = 3.02 \text{ KN/m}$$

III.4.4.b Schéma statique de calcul :

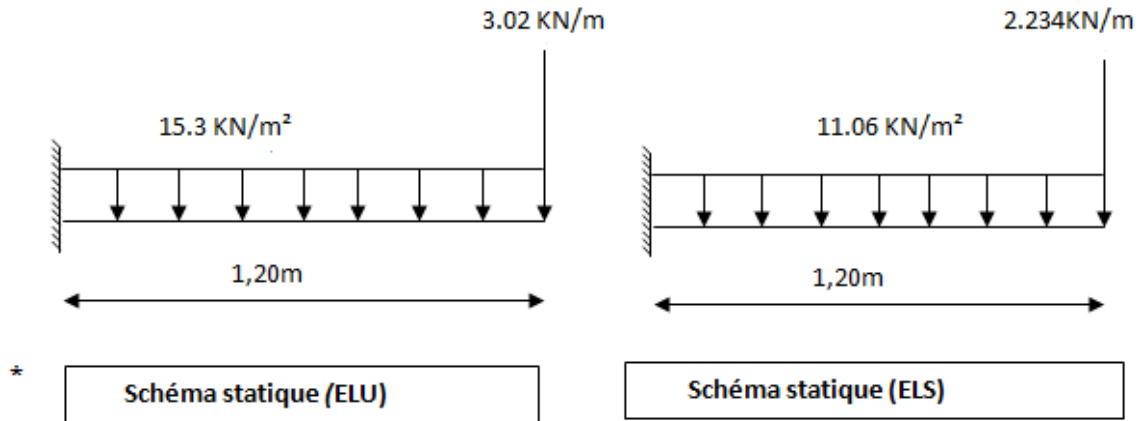


Figure III 13 Schéma statique pour le calcul de la 2^{ème} volée à l'ELU et à l'ELS

• **Diagrammes des sollicitations :**

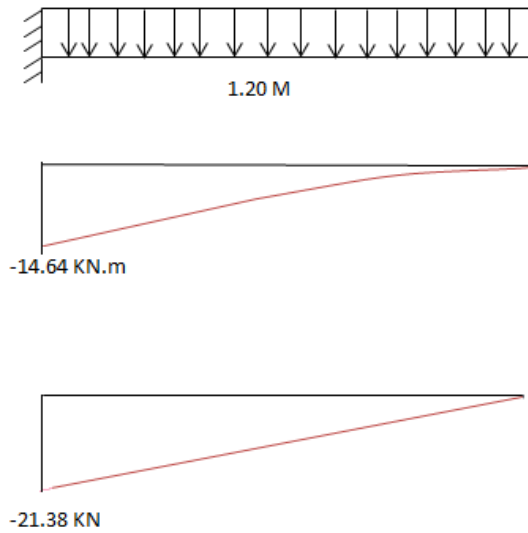


Figure III 15 Diagrammes des sollicitations

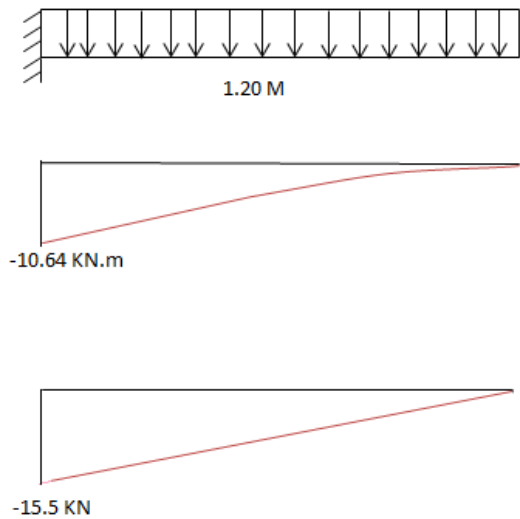


Figure III 14 Diagrammes des sollicitations

III.4.4.c Ferrailage de la console :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est peu-préjudiciable

III.4.4.c.1 Armature principale :

$$b = 0.9\text{m,}$$

$h = 15 \text{ cm}$,

$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.64 \cdot 10^6}{900 (135)^2 14.2} = 0.063$$

avec: $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{14.64}{10.64} = 1.38$

• **Calcul de μ_{lu} :**

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

$$\mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_{lu} = 0.29$$

(Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée

• **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.063)]$$

$$Z_b = 12.99 \text{ cm}$$

Calcul de A_l :

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{14.64 \times 10^6}{129.9 \times 348} = 3.24 \text{ cm}^2$$

Soit: **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $S_t = \frac{90}{5} = 18 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = A_l / 3 = 5.65 / 3 = 1.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.4.d Vérifications :

III.4.4.d.1 Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv}) \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv}) \end{cases}$$

2) Vérification de disposition des armatures :

• **Armatures longitudinales :**

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

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

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow (c v)$$

- **Armature de répartition :**

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

$$S_t = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow (c v)$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \mathbf{Vu = 21.38 \text{ KN}}$$

Il faut vérifier que :

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}, 2.5 \text{ MPa}\right) \leq \min\left(\frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 2.5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{21.38 \times 10^3}{900 \times 135} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.18 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow (c v)$$

III.4.4.d.2 Vérification à L'ELS :

- **Vérification des Contrainte de compression dans le béton :**

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

$K = \frac{M_{ser}}{I}$ Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + n A (d - y)^2 + n A' (y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

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

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau III 11 Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser	As	I	Y	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
(KN.m)	(cm ²)	(cm ⁴)	(cm)	(MPa)	(MPa)	
10.64	5.65	9552.6	4.19	4.67	15	C.V

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \qquad 2) \quad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \qquad 3) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

$M = M_0$: moment maximum en travée.

M_0 : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{10} = 0.1 \quad \Rightarrow \text{(c v)}$$

$$\frac{A_s}{b d} = \frac{5.65}{90 \times 13.5} = 4.64 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(c v)}$$

Conclusion :

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

III.4.4.g Etude de la poutre brisée :

La poutre brisée est prévue pour être un support d'escalier.

Avec une longueur de 5.23 m, son schéma statique est le suivant :

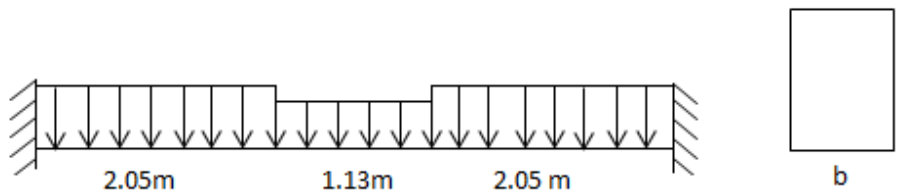


Figure III 16 Schéma Statique de la poutre brisée (escalier type 01)

La poutre brisée se calcul a ELU puisque la fissuration est considéré peu nuisible.

III.4.4.g.1 PREDIMENSIONNEMENT :

1) Selon le CBA 93 : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{max} = 5.95 \text{ m} \Rightarrow 34.87 \text{ cm} \leq h \leq 52.3 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$

$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

2) Selon RPA 2003 :

$b \geq 20 \text{ cm}$

$h \geq 30$

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

On opte : $\mathbf{h = 35 \text{ cm}}$ et $\mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

3) Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 25 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- $h/b \leq 4 \dots\dots\dots 35/25 = 1,4 \leq 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

III.4.4.g.2 Ferrailage de la poutre brisée :

III.4.4.g.2.a Calcul à l'ELU :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2.19 \text{ KN/ml}$
- La charge du mur : $P_{u \text{ mur}} = 2.85 \times (3.06/2) = 4.37 \text{ KN/ml}$
- Les charges transmissent par les volées :
 - $q_u(1,2) = 29.62 \text{ KN/m}$
 - $q_u(\text{ volée } 4 \text{ CM}) = 24.17 \text{ KN/m}$

Tableau III 12 Résultats de ferrailage de la poutre brisée

	T_uMax KN	M_u max (KN.m)	μ_{bu}	Z (cm)	σ_s	As(cm²) calculée	As(cm²) adoptée	Choix
Travée	0	30.54	0.087	30.07	348	2.92	4.62	3HA14
Appui	74.4	-63.57	0.18	28.35	348	6.44	4.62+2.26	3HA14+2HA12

3) Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} \\ g_t = 12 \\ \frac{b}{10} = 2.5 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 10mm. \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01cm^2$$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL 91 ce qui suit :

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d \\ 40cm \end{cases} = 24,3cm \quad \text{on adopte} \quad S_t = 20cm$$

III.4.4.g.2.b VERIFICATIONS DIVERS :

1) A L'ELU

$$A_s \geq 0,23.A_{s \text{ min}} = 0,23b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 4,62 \end{cases} \geq 0,23 \times 25 \times 0,9 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 6,88 \end{cases} > 0,86cm^2 \dots\dots CV$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{74,4 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,315} = 0,94 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} 0,13.f_{c28} \\ 4Mpa \end{cases} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots CV$$

2) A L'ELS

• **Vérification de contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

Tableau III 13 Vérification de contrainte de béton

	M _{ser}	A _s (cm ²)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	Observation
Travée	22.2	4.62	10.73	40190.33	5.93	15	CV
Appuis	46.14	6.88	12.52	53531.1	10.79	15	CV

• Vérification de la flèche :

Les conditions ont vérifié d’après le BAEL91. On a trois inégalités à vérifier.

1) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{523} = 0,067 > 0,063$ ----- CV

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,033$ ----- CV

3) $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 31,5} = 0,006 \leq 0,011$ ----- CV

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

III.4.5 Escalier type 2 : (escalier duplexe)

Tableau III 14 Le chargement de la rampe

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	Pser (KN/cm ²)
Volée	8.56	2,50	15.306	11.06
Palier	5.49	2,50	11.20	7.99

III.4.5.a Les schémas statiques :

On présente les diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :

A L’ELU

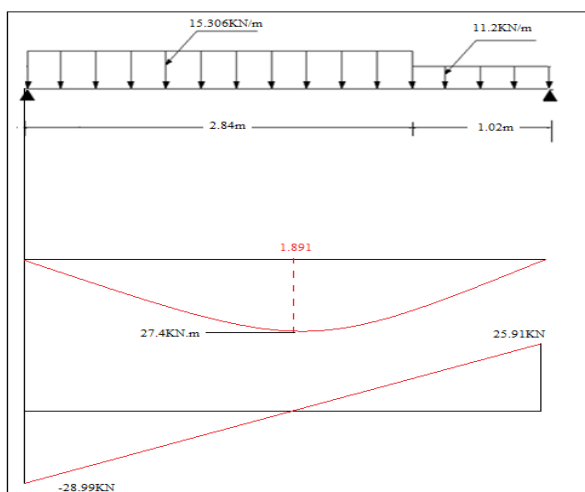


Figure III 18 Le schéma statique à L’ELU (escalier type 02)

A L’ELS

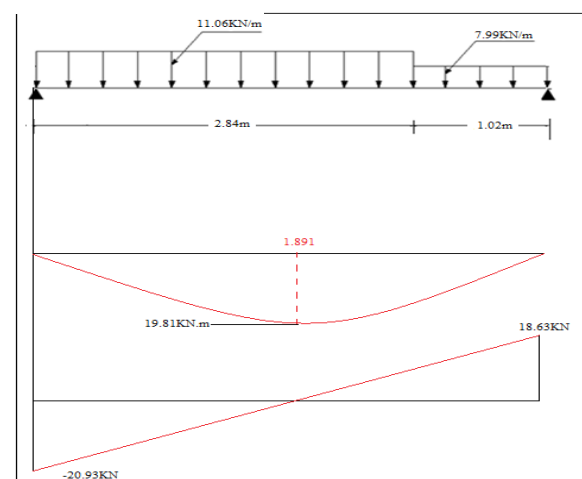


Figure III 17 Le schéma statique à L’ELS (escalier type 02)

III.4.5.b Les réactions aux appuis :

Tableau III 15 Valeurs des réactions aux appuis

Réactions	ELU	ELS
R_a (KN)	29	20.932
R_b (KN)	26	18.63

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = - 0.3 \times M_{Zmax}$

En travée : $M_t = 0,85 \times M_{Zmax}$

Tableau III 16 Valeurs des moments fléchissant

Moment	ELU	ELS
M_{Zmax} (KN .m)	27.4	19.81
M_a (KN.m)	-8.22	-5.943
M_t (KN.m)	23.29	16.84

III.4.4.c Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable. Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire de 1.00 m de largeur et de 15 cm d'épaisseur, soumise à la flexion simple

$b_0 = 100 \text{ cm}, \quad d = 13.5 \text{ cm}, \quad \gamma_s = 1.15, \quad \gamma_b = 1.5,$
 $h = 15 \text{ cm} \quad FeE400 \text{ MPa}, \quad Fed = 348 \text{ MPa.}$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad F_{bu} = 14.2 \text{ MPa.}$

III.4.5.c.1 Armature principale :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

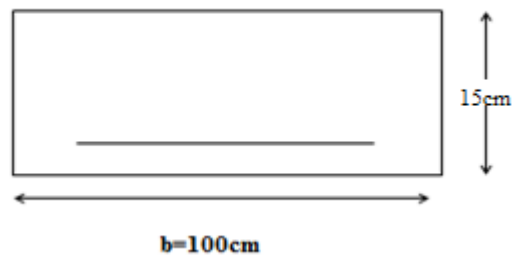
1) En travée :

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{23.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.09$$

- **Calcul de μ_{tu} :**



$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{23.29}{16.84} = 1.383$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} \quad \mu_{lu} = 0.293$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < \mu_{lu} = 0.293 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < 0.285 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.135 \times [1 - 0.6 \times (0.09)] = 0.128\text{m}$$

$$\Rightarrow Z_b = 0.128 \text{ m}$$

- **Calcul de A_{st} :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\text{max})}{Z_b f_{ed}} = \frac{23.29 \times 10}{0.128 \times 348} = 5.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } \mathbf{5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau III 17 Résultats du calcul des Sections d'armatures en Travée

	$M_u^{\text{(max)}}$ [KN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	23.29	0.09	12.8	5.23	5HA12	20	5.65

2) En appuis :

- **Calcul de μ_{bu} :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{8.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.032$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{8.22}{5.943} = 1.383$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{lu} = 0.293 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.032 < 0.285 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.132 \text{ m} \Rightarrow Z_b = 0.132 \text{ m}$$

- **Calcul de A_{sa} :**

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(\text{max})}{Z_b f_{ed}} = \frac{8.22 \times 10}{0.132 \times 348} = 1.79\text{cm}^2$$

On prend : $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$ $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau III 18 Résultats du calcul des Sections d'armatures en appuis

	$M^a_u \text{ (max)}$ [kN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{st} [cm ²]	Choix	S_t [cm]	A_s adopté [cm ²]
Résultats	8.22	0.032	13.2	1.79	5HA10	20	3.93

III.4.5.c.2 Armatures de répartition :

En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA 10$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.5.d Vérification à L'ELU:

III.4.5.d.1 Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/BAEL99).

$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$

$A_s^t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

$A_s^a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

III.4.5.d.2 Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} \tau_u \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) \end{cases}$$

$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right) = 3.33$

$V_u^{\max} = 28.99 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} = \frac{28.99 \times 10^{-3}}{1000 \times 135} = 0.215 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.215 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots$ **CV**

III.4.5.d.2 vérification de l'adhérence aux appuis :

$\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28}$

$\bar{\tau}_s = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = 1.52 \text{ MPa}$

On a:

$\tau_{se} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ **cv**

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{45 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = \{20 ; 20\text{cm}\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

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

$$S_t = \{25 ; 25\text{cm}\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.4.5.f Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton : (BAEL 91 Art A 5-1.3.13)**

$$\frac{2V_u}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec} \quad a = 0.9 d$$

$$V_u \leq 0.4 * b * 0.9 d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad V_u = 28.99 \text{ KN} \leq 81 \text{ KN} \dots \dots \dots cv$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures : (BAEL 91 Art A 5-1.3.12)**

Si $M_u < 0.9 V_u$ donc $V_u = V_u + \frac{M_u}{0.9 d}$ appuis intermédiaires

$$A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e} \rightarrow A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 d} \right)$$

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.33 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots cv$$

- **Calcul la longueur d'Ancrage (BAEL 91 Art A6-1.2.1) :**

La longueur de scellement droit :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = 35.27 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

Vu que $L_s > h$, on adoptera un crochet normal dont la longueur de recouvrement d'après le **BAEL** est fixée parfaitement pour les aciers à haute adhérence à :

$$L_a = 0,4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b} = 39.3 \text{ cm} \dots \dots \dots cv$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pour les aciers.

III.4.5.f Vérification à ELS :

Position de l'axe neutre : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y-c) - 15 A_s (d-y) = 0$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} . Y^3 + n . A'_s . (Y - c')^2 + n . A_s . (d - Y)^2$

III.4.5.f.1 Vérification des contraintes du béton :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{Ser} \cdot Y}{I} \\ \overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau III 19 Vérification des contraintes du béton

Position	Ms [kN. m]	As(cm ²)	I [cm ⁴]	Y [cm]	σ_b (MPa)	Obs.
En travée	16.84	5.65	9781.97	4.01	6.903	CV
Sur appui	5.943	3.93	7322.9	3.44	2.8	CV

III.5 Calcul du plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment.

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (**20+4**) associés à des poutrelles.

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 (Hourdis); sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de **20 cm**.
- Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures (Treillis soudés) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

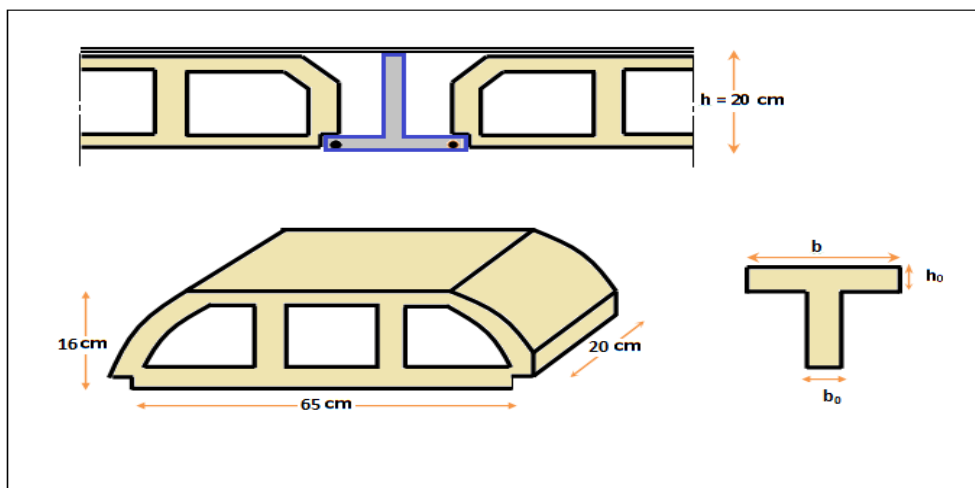


Figure III 19 Schéma coupe verticale du plancher

III.5.1 Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

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

- **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- **20 cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

III.5.1.a Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$ La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :
$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$ donc la section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :
$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm})$$

l'espacement : **St = 20 cm**

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles (**$L_1=65 \text{ cm}$**).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles,

$F_e = 520 \text{ MPa}$ (F_e : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad A_{\perp} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement : **St = 20 cm**.

III.5.1.b Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1.41 / 2 = 0.705 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{//} = 5 \text{ HA } 6 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

- **Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à **20cm** suivant les deux sens (**20x20**).

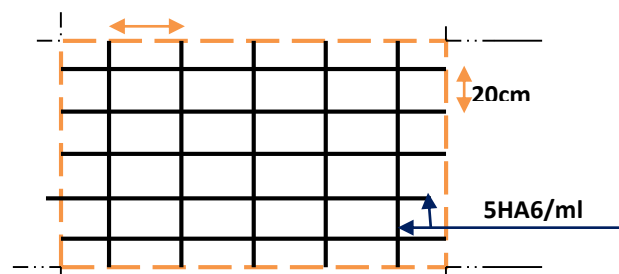


Figure III 20 Treillis soudés (20x20) cm²

III.5.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

Le calcul se fait en deux étapes :

- **1^{ère} étapes** : avant le coulage de la table de compression
- **2^{ème} étapes** : après le coulage de la table de compression

III.5.2.a. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions comme suite (voir le deuxième chapitre) :

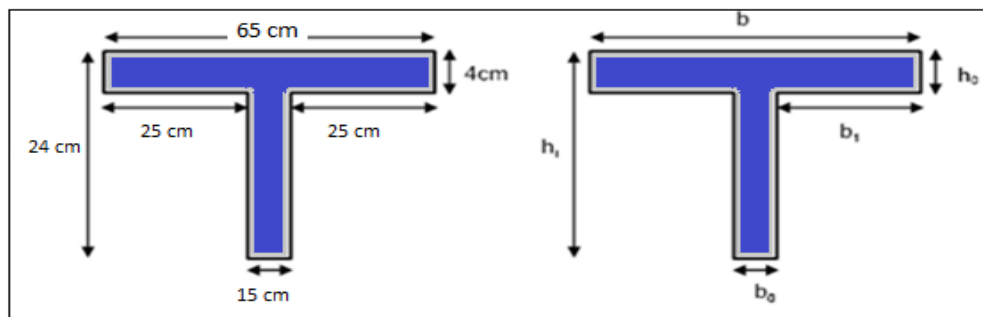


Figure III 21 Schéma d'une poutrelle

- $h_0 = 4 \text{ cm}$: L'épaisseur de la dalle de compression.
- $h_t = 24 \text{ cm}$: La hauteur de la nervure.
- $b = 65 \text{ cm}$: largeur de la table de compression.
- $b_0 = 15 \text{ cm}$: Le largeur de la nervure.
- $b_1 = 25 \text{ cm}$

D'après le pré dimensionnement on a un plancher (20 + 4) cm.

III.5.3 1ere étape : avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée simplement appuyée sur deux appuis sur ses deux extrémités, elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux, ainsi qu'à la charge due à la main d'œuvre.

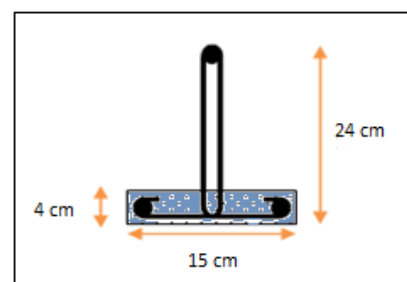


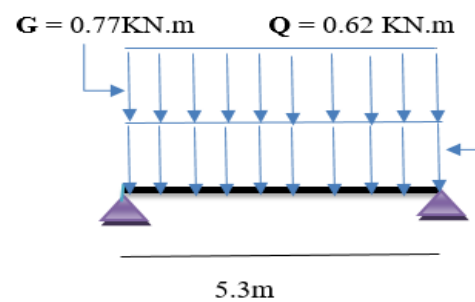
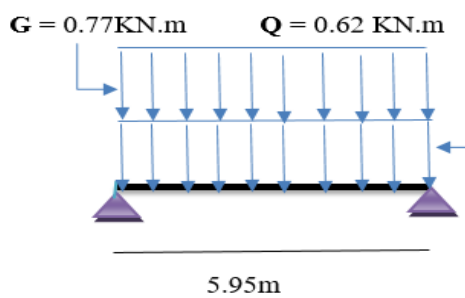
Figure III 22 Schéma de la nervure

III.5.3.a Charges et surcharges :

Tableau III 20 Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression

Charge permanente (KN/ml)		Charge d'exploitation (KN/ml)
Poids propre de la poutrelle	$0.15 \times 0.04 \times 25 = 0.15$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Poids de corps creux	$0.65 \times 0.95 = 0.62$	
$G = 0.15 + 0.62 = 0.77 \text{ KN/ml}$		$Q = 0.65 \text{ KN/ml}$

- (Sens x-x) $L_{x_{\max}} = 5.3\text{m}$: distance entre deux appui des poutres dans le panneau le plus sollicité
- (Sens y-y) $L_{y_{\max}} = 5.95\text{m}$: distance entre deux appui des poutres dans le panneau le plus sollicité



Les diagrammes des charges d'exploitation dans les deux sens (xx-yy)

III.5.3.b Ferrailage à l'ELU :

La poutrelle travaille en flexion simple, et comme elles n'étant pas exposées aux Intempérie, le calcul se fait à l'ELU car la fissuration est considérée comme peu nuisible

- **Combinaison des charges:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.77) + 1.5 (0.65) = 2.01 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.77 + 0.65 = 1.42 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment en travée :**

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

	M_u	M_{ser}
Sens x-x	7.057KN.m	4.985 KN.m
Sens y-y	8.894KN.m	6.283 KN.m

- L'effort tranchant :

$$R_a = R_b = q \times \frac{l}{2}$$

	ELU	ELS
Sens x-x	$R_a = R_b = 5.326 \text{ KN}$	$R_a = R_b = 3.763 \text{ KN}$
Sens y-y	$R_a = R_b = 5.979 \text{ KN}$	$R_a = R_b = 4.224 \text{ KN}$

- Calcul des armatures :

$$b = 0.15 \text{ m}, \quad h = 0.04 \text{ m},$$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.036 \text{ m}, \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

- a) Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{8.894 \cdot 10^6}{150 \cdot (36)^2 \cdot 14,2} = 3.22$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.894}{6.283} = 1,415$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc28) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,304$$

$$\mu_{lu} = 0.306 \quad (\text{tableau des moments reduits - 2.3.1 - BAEL91})$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \quad \text{La section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

- b) Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7.057 \cdot 10^6}{150 \cdot (36)^2 \cdot 14,2} = 2.556$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.057}{4.985} = 1,415$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc28) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,304$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \quad \Rightarrow \quad \text{La section est doublement armée (A' } \neq 0)$$

Conclusion:

Les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaitements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

III.5.4 2ème étape : 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** de hauteur égale à l'épaisseur du plancher et reposant sur plusieurs appuis.

Elle sera soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de plancher
- Surcharges d'exploitation

III.5.4.a Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

Avec : $g = 0.65 G$ et $q = 0.65 Q$

- **Suivant le sens Y-Y :** Les charges supportées par la poutrelle sont :

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	g = 0.65G (KN/m)	q=0.65Q (KN/m)	q _u (KN/m)	q _s (KN.m)
Terrasse inaccessible	7.08	1	4.60	0.65	7.185	5.25
Étage courant	5.6	1.5	3.64	0.98	6.384	4.62
Étage bureau	5.6	2.5	3.36	1.625	6.973	4.985

On calcule la console la plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres consoles des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas de terrasse inaccessible : $q_u = 7.185 \text{ KN/m}$ et $q_{ser} = 5.25 \text{ KN/m}$. Donc on va travailler avec $G = 7.08 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

III.5.4.b Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.5.4.b.1 Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées ; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

- **Domaine d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) $Q \leq 2G$.

Ou

$Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différent travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

• **Remarque :**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

III.5.4.b.2 principe de la méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

➤ **Exposé de la méthode :**

1. Moment sur appuis

$M_a = 0,15M_0$Appuis de rives

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

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

2. Moment en travée

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

Avec :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

$l'_w = l$pour une travée de rive

$l'_e = 0,8l$pour une travée intermédiaire

Où « l » représente la portée de la travée libre.

3. Effort tranchant

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

III.5.4.c Application de la méthode forfaitaire :

- $Q = 0.65 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 14.16 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{cases}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- **Sens y-y**

Ln-1	Ln	Ln+1	Ln / Ln-1	Ln / Ln+1	observation
4.8	4.5	4.95	0.937	0.9	cv
4.5	4.95	5.95	1.1	0.8	cv

- La fissuration est considérée comme peut nuisible.

- Les sections sont constantes sur toutes les travées ;
 ➔ Moment constantCondition vérifiée.

- Les rapports entre deux travées successives satisfont la condition $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

• Evaluation des moments :

Les valeurs de M_t , M_g , et M_d doivent vérifier les conditions suivantes :

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

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

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

• **Remarque**

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

• **Evaluation des efforts tranchants :**

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

- par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).



Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

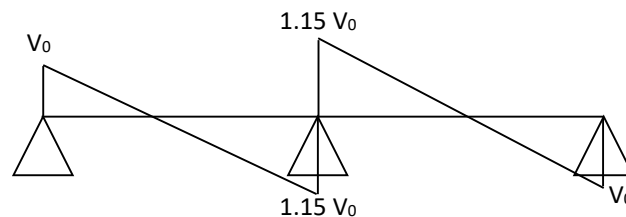


Figure III 23 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

- 2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

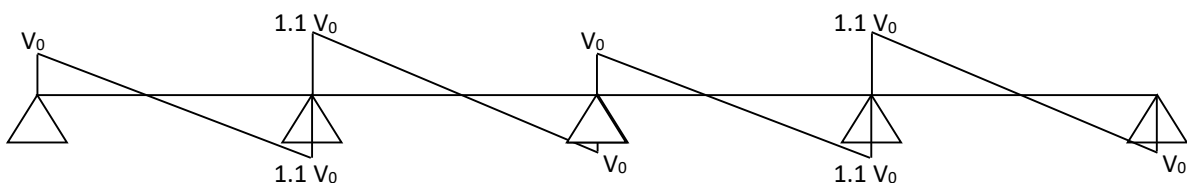


Figure III 24 Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

II.5.4.c.1 Exemple de calcul de la poutrelle du type 1 du plancher appartenant à l'étage bureau:

- Les moments en travées (isostatique) :

à l'ELU

$$- G = 5.56 \text{ KN/m}^2.$$

$$- Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$- P_U = 7.185 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_0 = \frac{q_U * l^2}{8}$$

$$M_{0(1-2)} = \frac{7.185(4.8)^2}{8} = 20.692 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{7.185(4.5)^2}{8} = 18.187 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{7.185(4.95)^2}{8} = 20.006 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(4-5)} = \frac{7.185(5.95)^2}{8} = 31.795 \text{ KN.m}$$

à l'ELS

$$- G = 5.56 \text{ KN/m}^2.$$

$$- Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$- P_S = 5.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_0 = \frac{q_s * l^2}{8}$$

$$M_{0(1-2)} = \frac{5.25(4.8)^2}{8} = 15.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(2-3)} = \frac{5.25(4.5)^2}{8} = 13.289 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3-4)} = \frac{5.25(4.95)^2}{8} = 16.079 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(4-5)} = \frac{5.25(5.95)^2}{8} = 23.232 \text{ KN.m}$$

- Les moments en appuis :

à l'ELU :

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = \max\{-0.15(20.692); -0.5(18.187)\}$$

$$M_B = -9.093KN.m$$

$$M_C = \max\{-0.5(18.187); -0.5(20.006)\}$$

$$M_C = -10.003KN.m$$

$$M_D = \max\{-0.5(20.006); -0.15(31.795)\}$$

$$M_D = 10.003$$

à l'ELS :

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = \max\{-0.15(15.12); -0.5(13.289)\}$$

$$M_B = -6.644KN.m$$

$$M_C = \max\{-0.5(13.289); -0.5(16.079)\}$$

$$M_C = -8.039KN.m$$

$$M_D = \max\{-0.5(16.079); -0.15(23.232)\}$$

$$M_D = -8.039KN.m$$

Tableau III 21 les moments en appuis

Appuis(KN.m)	A	B	C	D	E
à l'ELS	0	-6.644	-8.039	-8.039	0
à l'ELU	0	-9.093	-10.003	-10.003	0

• Les moments en travées :

$$\text{Soit } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+5.56} \Rightarrow \alpha = 0.31$$

à l'ELU

✓ Travée de rive : (0-1)

$$M_0 = 20.692KN.m$$

$$M_t + \frac{0+9.093}{2} \geq \max[(1+0.3*0.31)20.692; (1.05*20.692)$$

$$M_t \geq 18.069KN.m$$

$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 13.377KN.m$$

à l'ELS

$$M_0 = 15.12 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{0 + 6.644}{2} \geq \max[(1 + 0.3 * 0.31)15.12; (1.05 * 15.12)]$$

$$M_t \geq 13.204 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 9.775 \text{KN.m}$$

On adopte : $M_t = 13.204 \text{KN.m}$

à l'ELU :

✓ Travée intermédiaire : (1-2)

$$M_0 = 18.187 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{10.003 + 9.093}{2} \geq (1.093) * 18.187$$

$$M_t \geq 10.33 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 9.939 \text{KN.m}$$

On adopte : $M_t = 10.33 \text{KN.m}$

à l'ELS :

$$M_0 = 13.289 \text{KN.m}$$

$$M_t + \frac{6.644 + 8.039}{2} \geq (1.093) * 13.289$$

$$M_t \geq 7.183 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 7.262 \text{KN.m}$$

On adopte : $M_t = 7.262 \text{KN.m}$

à l'ELU

✓ Travée intermédiaire : (2-3)

$$M_0 = 20.006 \text{KN.m}$$

$$\bullet M_t + \frac{10.003 + 10.003}{2} \geq (1.093 * 20.006)$$

$$M_t \geq 11.863KN.m$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 10.933KN.m$$

On adopte : $M_t = 11.863KN.m$

à l'ELS :

$$M_0 = 16.079KN.m$$

$$\bullet M_t + \frac{8.039+8.039}{2} \geq (1.093*16.079)$$

$$M_t \geq 9.535KN.m$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 8.787KN.m$$

On adopte : $M_t = 9.535KN.m$

à l'ELU :

✓ Travée intermédiaire : (2-3)

$$M_0 = 31.795KN.m$$

$$\bullet M_t + \frac{10.003}{2} \geq (1.093*31.795)$$

$$M_t \geq 29.75KN.m$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 20.526KN.m$$

On adopte : $M_t = 29.75KN.m$

à l'ELS :

$$M_0 = 23.232KN.m$$

$$\bullet M_t + \frac{8.039}{2} \geq (1.093*23.232)$$

$$M_t \geq 21.373KN.m$$

$$\bullet M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 15.019KN.m$$

On adopte : $M_t = 21.373KN.m$

• Diagramme des moments fléchissant :

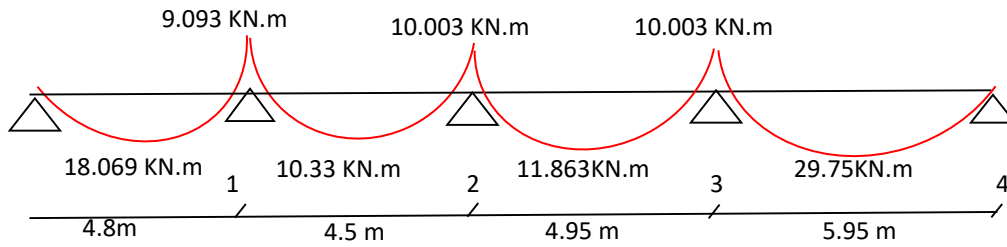


Figure III 25 Diagramme des moments en appuis et moment en travée dans L'ELU

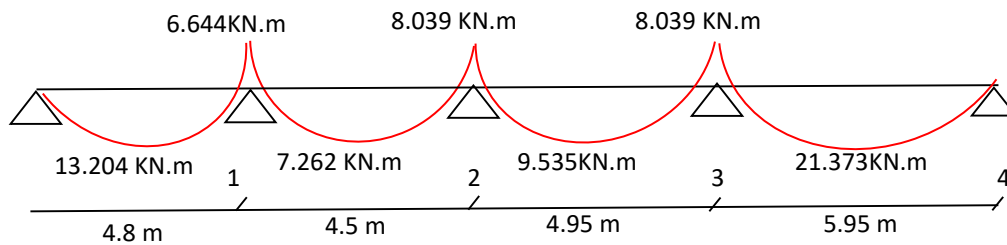


Figure III 26 Diagramme des moments en appuis et moment en travée dans L'ELS

$$M_{tu} \text{ max} = 29.75KN.m$$

$$M_{ts} \text{ max} = 21.373KN.m$$

• Evaluation des efforts tranchants :

à l'ELU :

✓ Travée de rive : (0-1)

$$\begin{cases} V_1 = \frac{7.185(4.8)}{2} = 17.244KN \\ V_2 = -1.1V_1 = -1.1(17.244) = -18.968KN \end{cases}$$

à l'ELS :

$$\begin{cases} V_1 = \frac{5.25(4.8)}{2} = 12.6KN \\ V_2 = -1.1V_1 = -1.1(12.6) = -13.86KN \end{cases}$$

à l'ELU :

✓ Travée intermédiaire : (1-2)

$$\begin{cases} V_2 = (1.1) \frac{7.185(4.5)}{2} = 17.782KN \\ V_3 = (-1.1) \frac{7.185(4.5)}{2} = -17.782KN \end{cases}$$

à l'ELS :

$$\begin{cases} V_2 = (1.1) \frac{5.25(4.5)}{2} = 12.993KN \\ V_3 = (-1.1) \frac{5.25(4.5)}{2} = -14.293KN \end{cases}$$

à l'ELU :

✓ Travée intermédiaire : (2-3)

$$\begin{cases} V_3 = (1.1) \frac{7.185(4.95)}{2} = 16.782KN \\ V_4 = (-1.1) \frac{7.185(4.95)}{2} = -16.782KN \end{cases}$$

à l'ELS :

$$\begin{cases} V_3 = (1.1) \frac{5.25(4.95)}{2} = 14.293KN \\ V_4 = (-1.1) \frac{5.25(4.95)}{2} = -14.293KN \end{cases}$$

à l'ELU :

✓ Travée de rive : (3-4)

$$\begin{cases} V_5 = (1.1) \frac{7.185(5.95)}{2} = 23.512KN \\ V_6 = -\frac{7.185(5.95)}{2} = -21.375KN \end{cases}$$

à l'ELS :

$$\begin{cases} V_5 = (1.1) \frac{5.25(5.95)}{2} = 17.061KN \\ V_6 = -\frac{5.25(5.95)}{2} = -15.518KN \end{cases}$$

• Diagramme des efforts tranchants :

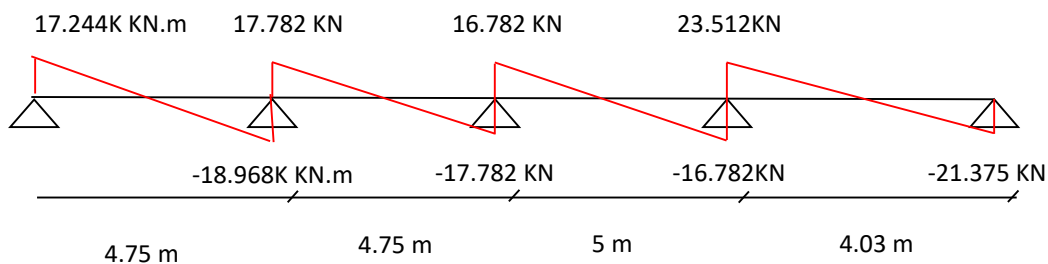


Figure III 27 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

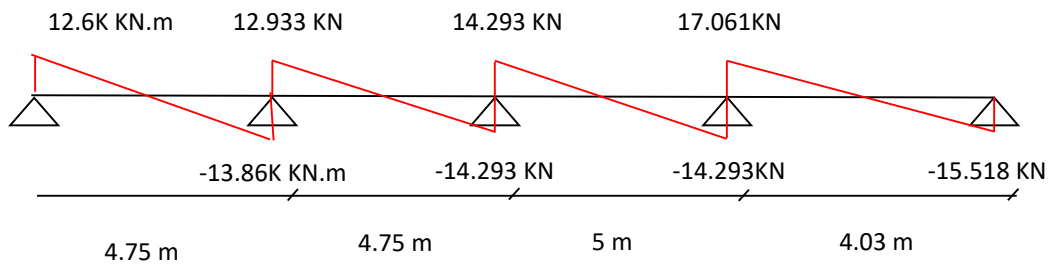


Figure III 28 Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

$$Vu_{\max} = 23.512 \text{ KN}$$

$$Vs_{\max} = 17.061 \text{ KN}$$

Les résultats de calcul pour ce type de poutrelle sont résumés dans les tableaux suivants :

III.5.4.c.2 Ferrailage des poutrelles :

Calcul des armatures :

III.5.4.c.2.a En travée :

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{H_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.4 \times (0.216 - 0.02) = 72.4 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 29.75 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.4 \text{ KN.m}$$

Si $M_u < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{29.75 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.069$$

On a deux méthodes pour calculer le Z :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) ; Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}]$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.069}}{0.8} = 0.089$$

$$\alpha = 0.089$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$= 0.216 (1 - 0.4 \times 0.089) = 0.208 \text{ m}$$

$$A_s^t = \frac{M_{\max}^a}{Z \times \sigma_s} = \frac{29.75 \times 10^6}{208 \times 348} = 4.11 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 21.6 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 4.11 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.7 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv})$$

On adopte **3HA14** avec **A= 4.62cm²**

M_t (KN.m)	μ_{bu}	A_{min} (cm²)	Z (m)	A_s (cm²)	Choix des barres	A_{,adopté} (cm²)
29.75	0,069	1.7	0,208	4.11	3HA14	4.62

III.5.4.c.2.b En appuis :

-Appuis d'intermédiaire :

$$M_u = -10.003 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10.003 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.1$$

$$\alpha = 0.1$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.216 (1 - 0.4 \times 0.1) = 0.207 \text{ m}$$

$$A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{Z * \sigma_s} = \frac{10.003 * 10^6}{207 * 348} = 1.38 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.38 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.39 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv}) \text{ On adopte } \mathbf{2HA14} \text{ avec } \mathbf{A= 3.08 \text{ cm}^2}$$

M_a (KN.m)	μ_{bu}	A_{min} (cm²)	Z (m)	A_s (cm²)	Choix des barres	A_{,adopté} (cm²)
10.003	0,1	0.39	0,207	1.38	2HA14	3.08

-Appuis de rive:

$$M_u = -9.093 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{9.093 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.09$$

$$\alpha = 0.09$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.216 (1 - 0.4 \times 0.09) = 0.208 \text{ m}$$

$$A_s^a = \frac{M_{\max}^a}{Z * \sigma_s} = \frac{9.093 * 10^3}{207 * 348} = 1.26 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.26 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.39 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv}) \text{ On adopte } 2\text{HA}14 \text{ avec } A = 3.08 \text{ cm}^2$$

M_a (KN.m)	μ_{bu}	A_{\min} (cm ²)	Z (m)	A_s (cm ²)	Choix des barres	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
9.093	0,09	0.39	0,207	1.26	2HA14	3.08

III.5.4.c.3 Calcul des armatures transversales :

$$\phi_l \geq \min = \left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_l \geq \min = \left(\frac{24}{35} ; \phi_l ; \frac{12}{10} \right)$$

$$\phi_l \geq 0.68 \text{ cm}$$

Nous prendrons $\emptyset = 8 \text{ mm}$; les armatures transversales sont : **2HA8 (A = 1.01cm²)**

III.5.4.c.3.a Espacement S_t :

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

$$S_t \leq \min (0.9 \times 21.6 ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (19.44 ; 40\text{cm}) = 19.44 \text{ cm} \qquad S_t = 15\text{cm}$$

III.5.4.c.3.b Vérification à l'ELU:

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

-Appuis d'intermédiaire :

$$V_{inter} = 23.512\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{23.512 \times 10^3}{150 \times 216} = 0.725\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 * (F_{c28}/\gamma_b) ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.725\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

-Appuis de rive :

$$V_{inter} = 23.512\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{23.512 \times 10^3}{150 \times 216} = 0.725\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.725\text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

on a $V_u = 23.512 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u = 0.4 * (F_{c28} / \gamma_b) * \alpha * b_0 ; \text{ avec : } \alpha = 0.9 * d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 * (25/1.5) * 0.9 * 216 * 150 = 194.4 \text{ KN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **Vérification de l'adhérence aux appuis (ART6.13 / BAEL91) :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s * f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

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

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = 3.14 * 2 * 14 = 87.92 \text{ mm}$$

n : Nombre des barres.

ϕ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{23.512 * 10^3}{0.9 * 216 * 87.92} = 1.375 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales :**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \geq \frac{1.15}{400} \left(10.003 + \frac{23.512}{0.9 * 0.216} \right) = 0.376 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_s)

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures

III.5.4.c.3. Vérification à l'ELS :

- **Etat limites d'ouverture des fissures**

La fissuration étant peu préjudiciable, pas de vérification.

- **Etat limite de compression**

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} * Y$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: est la contrainte admissible dans le béton comprimé.

$$\text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + n \left[A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2 \right]$$

y : est la position de l'axe neutre.

I : est le moment d'inertie.

- ✓ **Position de l'axe neutre « y » :**

$$y = \frac{n.(A_s + A_s')}{b} * \left[\sqrt{1 + \frac{b.d.A_s + (d.A_s')}{7.5.(A_s + A_s')^2}} - 1 \dots\dots\dots \right] \text{ BAEL 91}$$

n : est le coefficient d'équivalence Acier – Béton ($n = 15$).

As' : est la section des armatures comprimées (As' = 0).

- **Vérfications des contraintes maximales du béton des planchers**

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	21.373	4.62	5.803	21527.47 2	5.761	15	CV
Appui	8.039	3,08	4,875	15433.56 8	2.539	15	CV

- **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

La fissuration est peu nuisible, ça veut dire que la limite sur la contrainte d'acier n'existe pas.

Donc : σ_s = ~~400~~ **MPa**

σ̄_s : est la contrainte admissible dans l'acier.

Dans l'acier : σ_{st} ≤ σ̄_{st} = fe/γ = 348 MPa

-En travée

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 236.955 Mpa \dots \dots \dots \text{CV}$$

-En appuis

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 130.675 Mpa \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t\ ser}}{M_0}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ MPa.

h : la hauteur de la section de calcul (h =24 cm).

L : la longueur de la travée la plus sollicité (L = 5.95 m).

A : la section d'acier tendu en travée (A = 4.62cm²).

M_t: le moment en travée (M_{t ser} = 23. 373KN. m)

M₀: le moment de référence (M₀ = 23.512KN. m).

Avec :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{24}{595} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{24}{595} = 0,04 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{23.373}{23.512} = 0,9 \rightarrow C.V$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{4.62}{15 \times 21.6} = 0,014 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta F = f_v - f_i < f = \frac{595}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{595}{500} = 1.19 \text{ cm.}$$

La flèche instantanée f_i : (sous charge de courte durée d'application).

$$f_i = \frac{M_{ser,max} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

La flèche instantanée f_v : (sous charge de longue durée d'application).

$$f_v = \frac{M_{ser,max} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

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} : moment d'inertie fictif instantané.

I_{fv} : moment d'inertie fictif instantané.

▪ **Le moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I}{1 + \lambda_i \times u} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{I}{1 + \lambda_v \times u} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \\ u = \max \left(1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s} ; 0 \right). \end{array} \right.$$

▪ **Le moment d'inertie de la section totale homogène :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right].$$

▪ **Les modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

I_0	P	λ_i	λ_v	u	I_{fi}	I_{fv}	f_i	f_v
81266.688	0,01	33.163	13.265	0	81266.688	89393.356	0,031	0,08

- Vérification de la flèche dans les planchers.

$$\Delta F = f_v - f_i = 0,08 - 0,031 = 0,795 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{525}{500} = 1,19 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0,795 \text{ cm} < \bar{f} = 1,19 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.5.5 schéma de ferrailage des poutrelles :

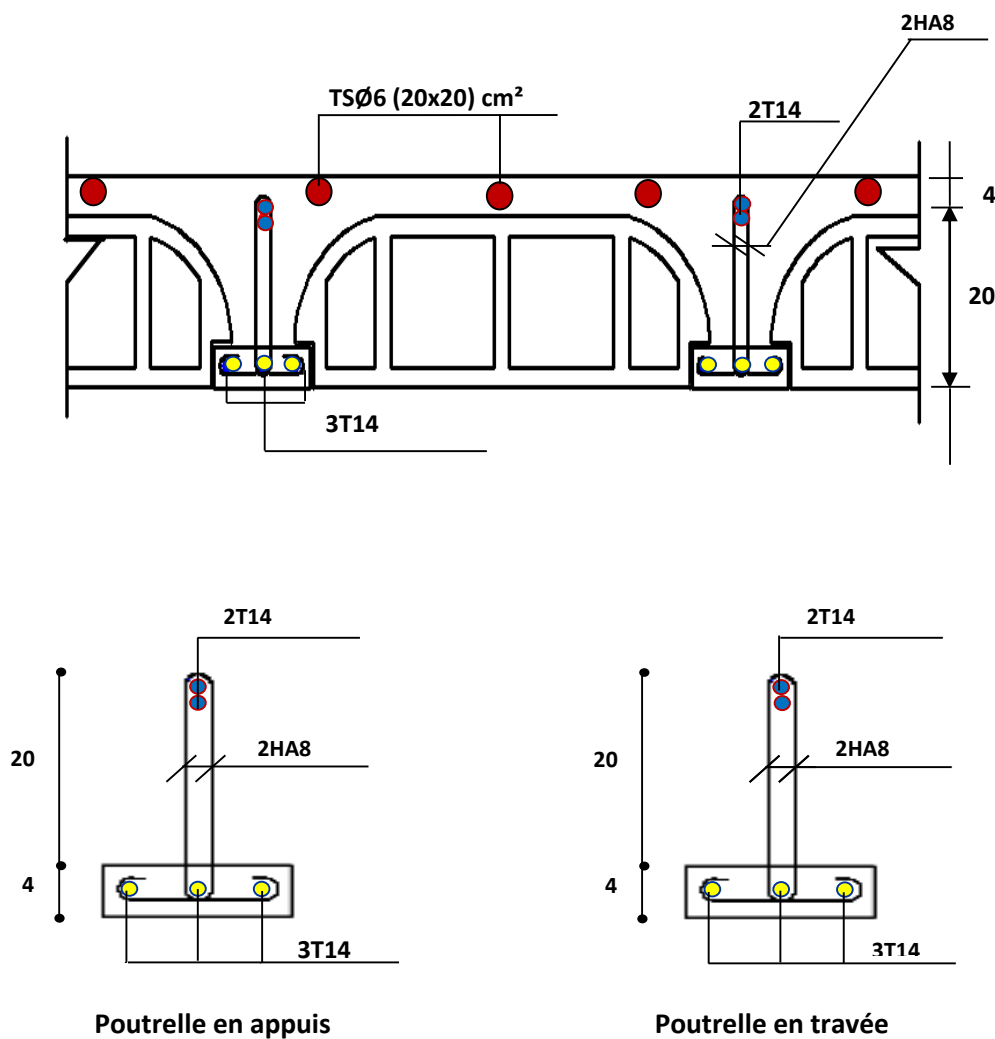


Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée)

III.6 L'ascenseur :

III.6.1 Étude de la dalle d'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

III.6.2 Dimensions

On a : $l_x = 2.1 \text{ m}$ et $l_y = 1.6 \text{ m}$

Donc : une surface de : $S = 3.36 \text{ m}^2$

➤ Epaisseur

$$e \geq \frac{l}{30} = \frac{210}{30} = 7 \text{ cm}$$

h_0 : doit être au moins égale à 12 cm, d'après (RPA 99 version 2003).

Donc on adopte $h_0 = 20 \text{ cm}$

III.6.2.a Caractéristiques de l'ascenseur:

- H : Hauteur de l'ascenseur = 220 cm.
- F_C : Charge due à la cuvette = 145 kN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 kN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 kN
- La charge nominale est de 630 Kg
- La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

III.6.2.b Charge centrée:

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: surface d'impact.

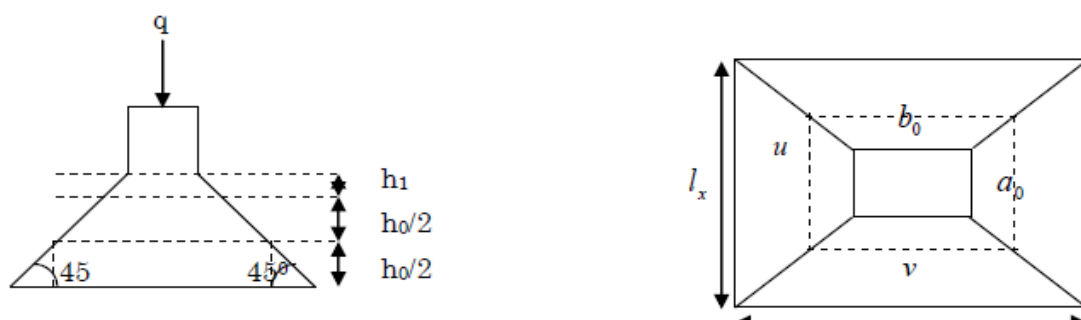


Figure III.34: Schéma représentant la surface d'impact

La dalle encastrée sur quatre côtés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1$$

$$b_0 = a_0 = 80 \text{ cm}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow \zeta = 1$.

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \mathbf{u = v = 110 \text{ cm.}}$$

III.6.2.c Évaluation des charges et surcharges

- Poids propre de la dalle avec revêtement :
 $G = (25 \times 0.2) + (22 \times 0.05) = 6.1 \text{ KN/m}$
- Charge ponctuelle de la dalle : 51 KN
- Surcharge d'exploitation sur la dalle : 1 KN/m²

Tableau III 22 Évaluation des charges

Combinaison	Charge répartie (KN/m ²)	Charge concentrée (KN)
ELU	9.74	68.85
ELS	7.1	51

III.6.2.d Calcul des sollicitations :

Calcul des moments de flexion :

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P$$

Avec :

$$\checkmark \nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\checkmark \nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\rho, \frac{u}{L_x}, \frac{v}{L_y})$ à partir des abaques de

PIGEAUD

➤ Dus aux charges réparties :

$$\frac{u}{L_x} = \frac{1.1}{2.1} = 0.52 \Rightarrow \rho' = 0.52$$

$$M_1 = 0.0475 + \frac{0.0485 - 0.0475}{0.6 - 0.5} (0.6 - 0.52) = 0.0483$$

$$\Rightarrow \mathbf{M_1 = M_2 = 0.0483}$$

➤ l'ELU : ($\nu = 0$)

$$M_{x1} = 9.74 \times 0.0483 = 0.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 9.74 \times 0.0483 = 0.47 \text{ KN.m}$$

➤ l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$M_{x1} = (0.0483 + 0.2 \times 0.0483) 7.1 = 0.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.0483 + 0.2 \times 0.0483) 7.1 = 0.41 \text{ KN.}$$

➤ **Dus à la charge concentrée :**

✓ Calcul de M

$$\frac{u}{L_x} = \frac{1.1}{2.1} = 0.52$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{1.1}{1.6} = 0.688$$

⇒ **M₁ = 0.097**

✓ Calcul de M₂ :

$$\frac{u}{L_x} = \frac{1.1}{2.1} = 0.52$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{1.1}{1.6} = 0.688$$

⇒ **M₂ = 0.036**

➤ **l'ELU : (ν = 0)**

$$M_{x2} = 68.85 \times 0.036 = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 68.85 \times 0.097 = 6.68 \text{ KN.m}$$

➤ **l'ELS : (ν = 0.2)**

$$M_{x1} = (0.097 + 0.2 \times 0.036) 51 = 5.314 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.036 + 0.2 \times 0.097) 51 = 2.86 \text{ KN.m}$$

III.6.2.e La composition des moments à l'ELU ; l'ELS :

$$\text{à l'ELU: } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.47 + 2.48 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.47 + 6.68 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 2.95 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS: } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.41 + 5.314 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.41 + 2.86 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 5.724 \text{ KN.m} \\ M_y = 3.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Pour tenir compte de la continuité il y a lieu de corriger ces moments :

$$M^t = 0.75 M_0$$

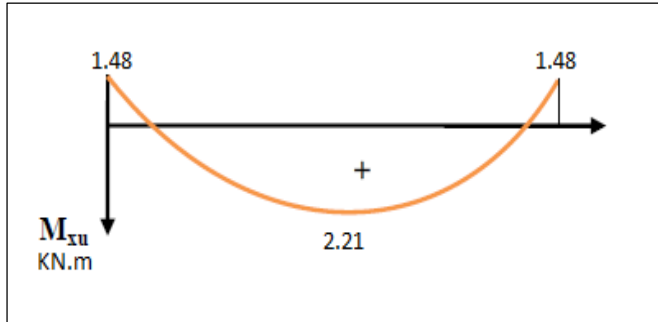
$$M^a = 0.5 M_0$$

Tableau III 23 Correction des moments

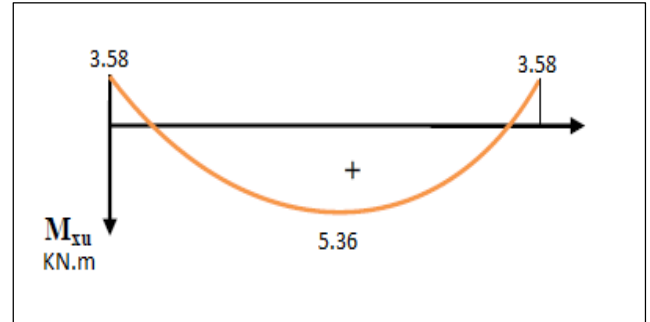
Combinaison	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mtr x (KN.m)	Mtr y (KN.m)	Ma x (KN.m)	Ma y (KN.m)
ELU	2.95	7.15	2.21	5.36	1.48	3.58
ELS	5.724	3.27	4.293	2.45	2.862	1.64

- Les diagrammes des moments :

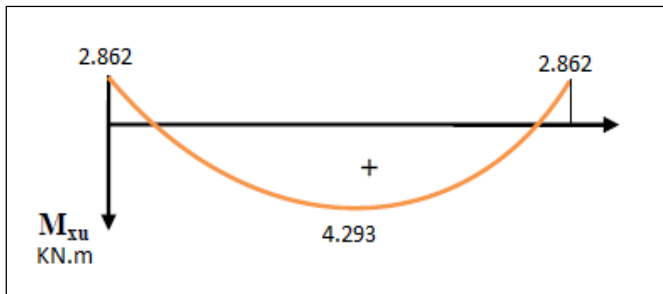
ELU : sens X-X



ELU : sens Y-Y



ELS : sens X-X



ELS : sens Y-Y

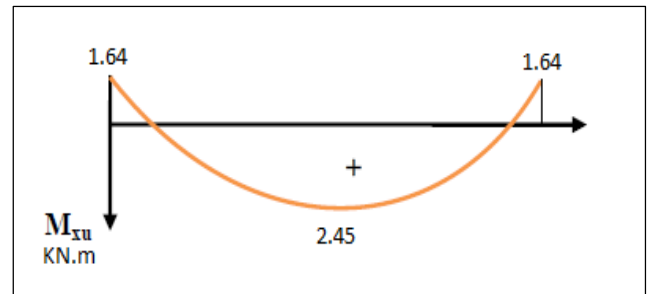


Figure III 29 Diagrammes des moments dans les deux sens

III.6.2.f Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1 m.

Tableau III 24 Le ferrailage dans les deux sens

Sens	Position	M (KN.m)	u_{bu}	A	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	$A_{adoptée}$ (cm ²)	St (cm)
X-X	Travée	2.21	0.0048	0.006	179.57	0.35	2.17	5HA10	3.93	25
	Appuis	1.48	0.003	0.004	179.71	0.24	2.17	5HA10	3.93	25
Y-Y	Travée	5.36	0.012	0.015	178.95	0.86	2.17	5HA10	3.93	25
	Appuis	3.58	0.008	0.0098	172.97	0.59	2.17	5HA10	3.93	25

III.6.2.f.1 Vérification à l'ELU:

a) vérification de non fragilité :

$A_{cal} \geq A_{min} \Rightarrow 3.93 \geq 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$

b) espacement des barres :

$St \leq \min (3h ; 33) \text{ cm} = 25 \dots\dots\dots CV$

c) vérification au poinçonnement :

$P_u \leq 0.04 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (CBA93. Art A5.2.4.2)$

U_c : périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 (u+v) = 2 (110+110) = 440 \text{ cm}$$

$$P_u \leq 0.04 \times 4.4 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

Alors : $P_u = 68.85 \leq 660 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$

d) vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau = \frac{P_u}{U_c \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_c 28$$

$$\tau = \frac{68.85}{4.4 \times 0.18} = 0.123 \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

e) vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_c 28 = 1.25 \text{ MPA}$$

$$V_u = \frac{Q_u}{3 \times a_0} = 28.69 \text{ KN}$$

Donc : $\tau_u = 0.159 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$

III.6.2.f.2 Vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes dans le béton :

On vérifie que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} y$$

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

$$y = \frac{15 (A_s + A_s')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A_s')}{7.5 (A_s + A_s')^2}} - 1 \right]$$

Tableau III 25 Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS

Sens	position	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σbc (MPa)	σ̄bc (MPa)	observation
X-X	Travée	4.293	3.93	8.56	26160.65	1.40	15	CV
	Appuis	2.862	3.93	8.56	26160.65	0.94	15	CV
Y-Y	Travée	2.45	3.93	8.56	26160.65	0.80	15	CV
	Appuis	1.64	3.93	8.56	26160.65	0.54	15	CV

b) vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{trx}}{20 \times M_{0x}} \Leftrightarrow 0.1 > 0.038 \dots\dots\dots CV$

2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0022 < 0.005 \dots\dots\dots CV$

✓ Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.1.1.Schéma de ferrailage :

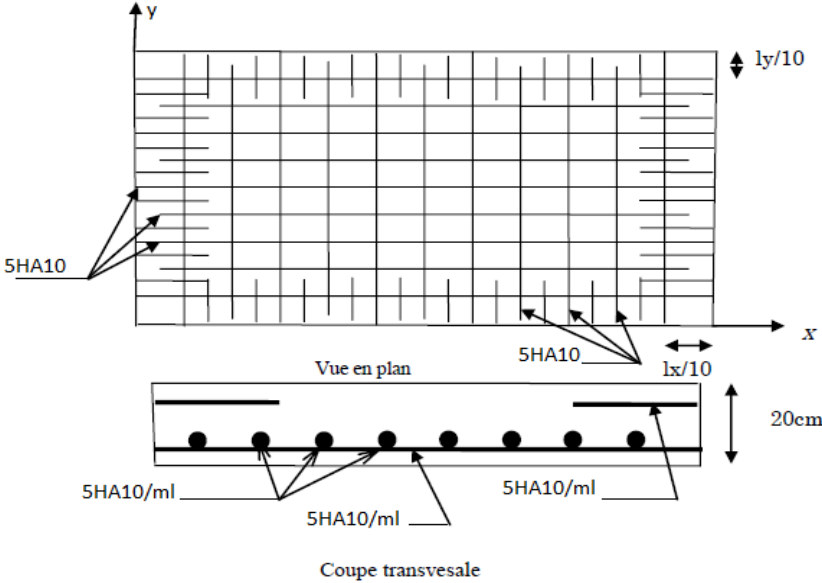


Figure III 30 Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur



CHAPITRE IV:
ETUDE
SISMIQUE ET
DYNAMIQUE

IV L'ETUDE SISMIQUE ET DYNAMIQUE POUR LA STRUCTURE :**IV.1 ETUDE SISMIQUE :****IV.1.1 Généralité :**

Les tremblements de terre présentent depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

IV.1.2 Introduction :

Notre structure étant implantée en zone sismique (**III**) et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis au séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel **ETABS** en utilisant une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

IV.1.3 Le choix de la méthode de calcul :

Dans cette partie, nous allons chercher la méthode que nous devons appliquer pour calculer notre structure sous l'action sismique. En effet, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant quatre méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente.
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) la méthode statique non linéaire Pushover
- 4) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.1.4 Etude dynamique pour notre structure :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux

vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1.4.a Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties (VLNA)**.

L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.5 Modélisation :

IV.1.5.a 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 à savoir :

(la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes: La modélisation est la recherche d'un mécanisme 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 raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

IV.1.5.b La modélisation de la structure :

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

L'analyse se fera à l'aide du logiciel **ETABS 9.7.4**

IV.1.5.b.1Présentation du logiciel ETABS :

- **Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems

- **Version : 9.7.4**

- **Entreprise productrice :** Computers and structure, Berkeley, California, USA.

L'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 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) Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- 2) Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
- 3) Définition des différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
- 4) Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
- 5) Lancement de l'analyse du problème et apporter des corrections au modèle.
- 6) Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
- 7) Interprétation des résultats.

IV.1.5.c Modélisation de la rigidité:

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini type "**Frame**" (Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.1** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments "**Shell**" à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.

IV.1.5.d Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA/ version 2003

(Dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir 25KN/m^3 .

REMARQUE :

- Pour notre bâtiment, on a une irrégularité en plan. Nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour le calcul de l'action sismique. Cette dernière, d'après le RPA99/version2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Néanmoins, son utilisation doit obéir à certaines conditions imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version2003.
- Par conséquent, nous sommes appelées à déterminer l'effort tranchant que subit notre ouvrage sous excitation sismique par les deux premières méthodes de calcul citées dans le règlement parasismique algérien, à savoir : la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode de la statique équivalente.

IV.1.6 Méthode d'analyse modale spectrale

IV.1.6.a Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suit combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.1.6.b Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 s \end{cases}$$

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (**RPA 99. Tableau 4.1**)

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

Pour le calcul du spectre de réponse, nous avons utilisé le logiciel **Spectre 99/ V 2003**

- **A** : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \quad \mathbf{A = 0,25}$$

- η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

- **T₁ et T₂** : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. (**RPA art 4.7**)

$$\text{Dans notre cas : Site 2} \Rightarrow \mathbf{T_1 = 0,15 \text{ s}} \quad \mathbf{T_2 = 0,40 \text{ s}}$$

- **Facteur de qualité Q :**

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Tableau IV 1 Calcul de facteur de qualité Q

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.05

Donc : $Q = 1.05$

- **Le coefficient de comportement R :**

Notre projet consiste à déterminer l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismique et le dimensionnement de la structure, pour ce faire nous allons travailler avec trois systèmes de contreventement qui sont comme suit :

- 1) Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide avec $R = 3.5$.
- 2) Voiles porteurs avec $R = 3.5$.
- 3) Mixtes portiques / voiles avec interactions avec $R = 5$.

IV.1.6.b.1 Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide :

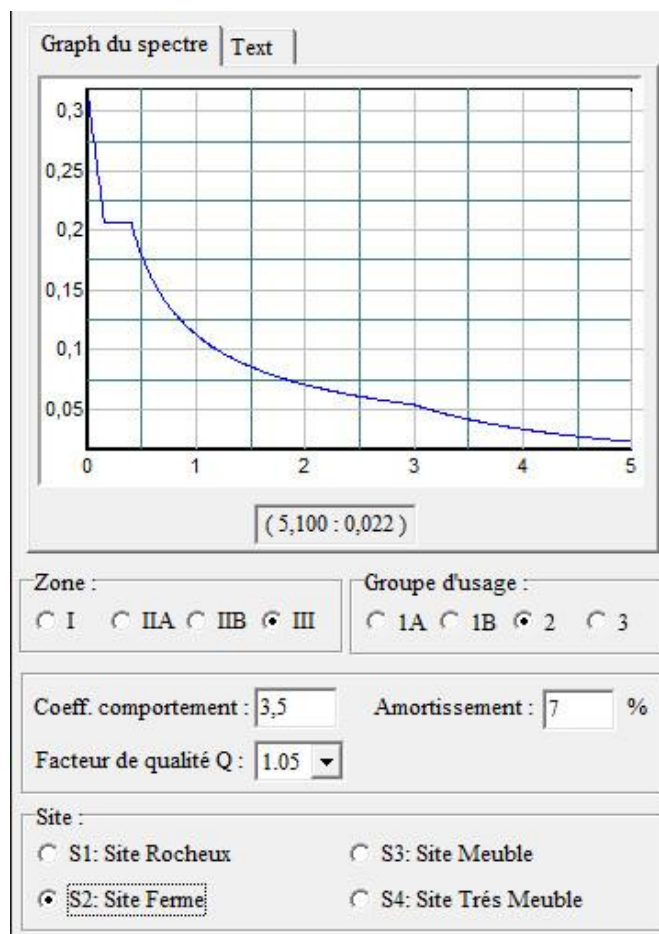


Figure IV 1 Les paramètres RPA99

IV.1.6.b.2 Présentation de la vue en 3D :

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7.1** nous a donné la vue en 3D suivante :

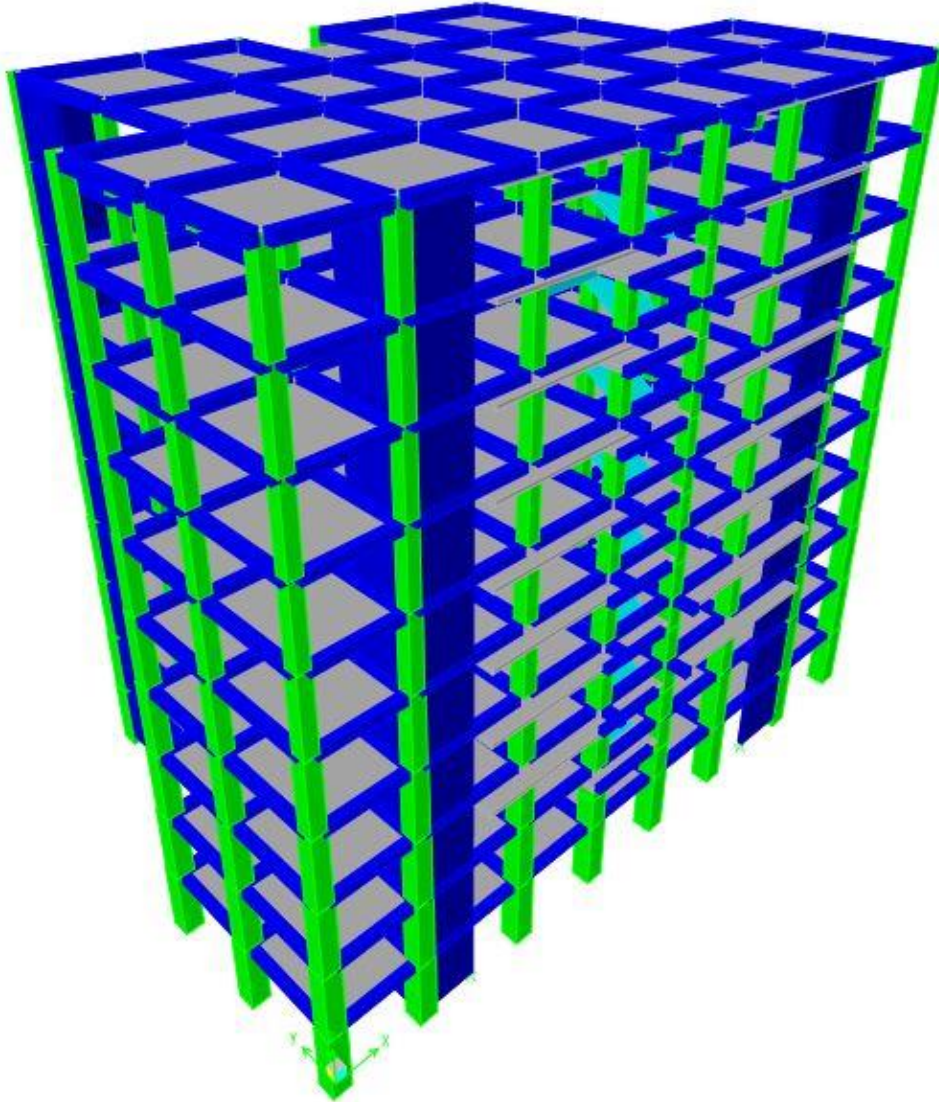


Figure IV 2 Présentation de la vue en 3D

IV.1.6.b.3 Présentation de la vue en plan:

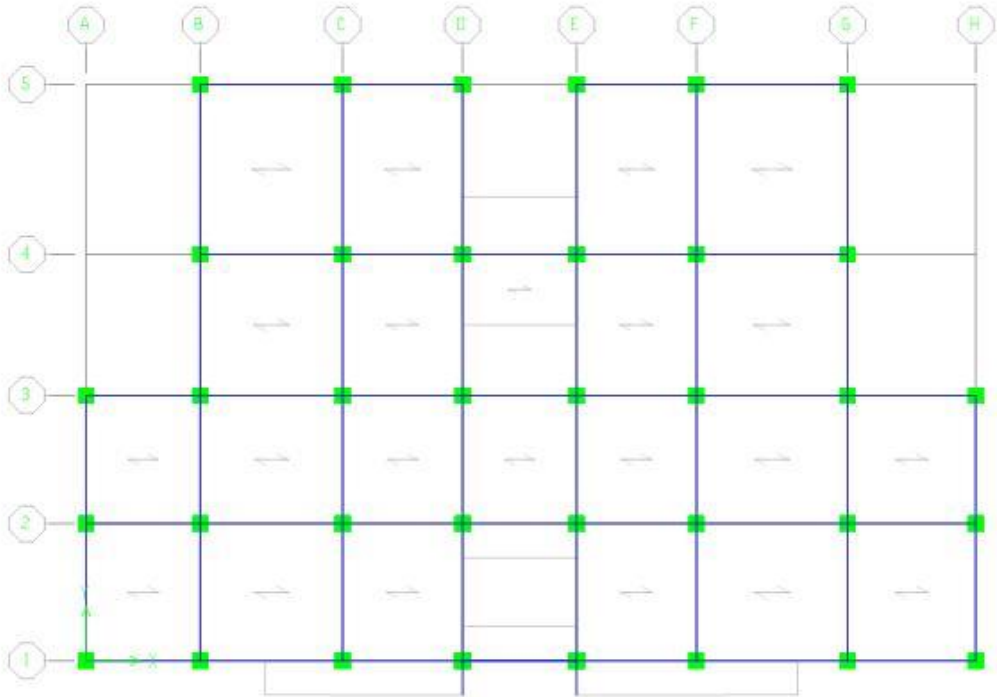


Figure IV 3 Présentation de la vue en plan

IV.1.6.b.4 Modes de vibrations obtenus :

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe XX' de période $T_1=0,8094$ sec et un coefficient de participation modale égale à **67,507 %**

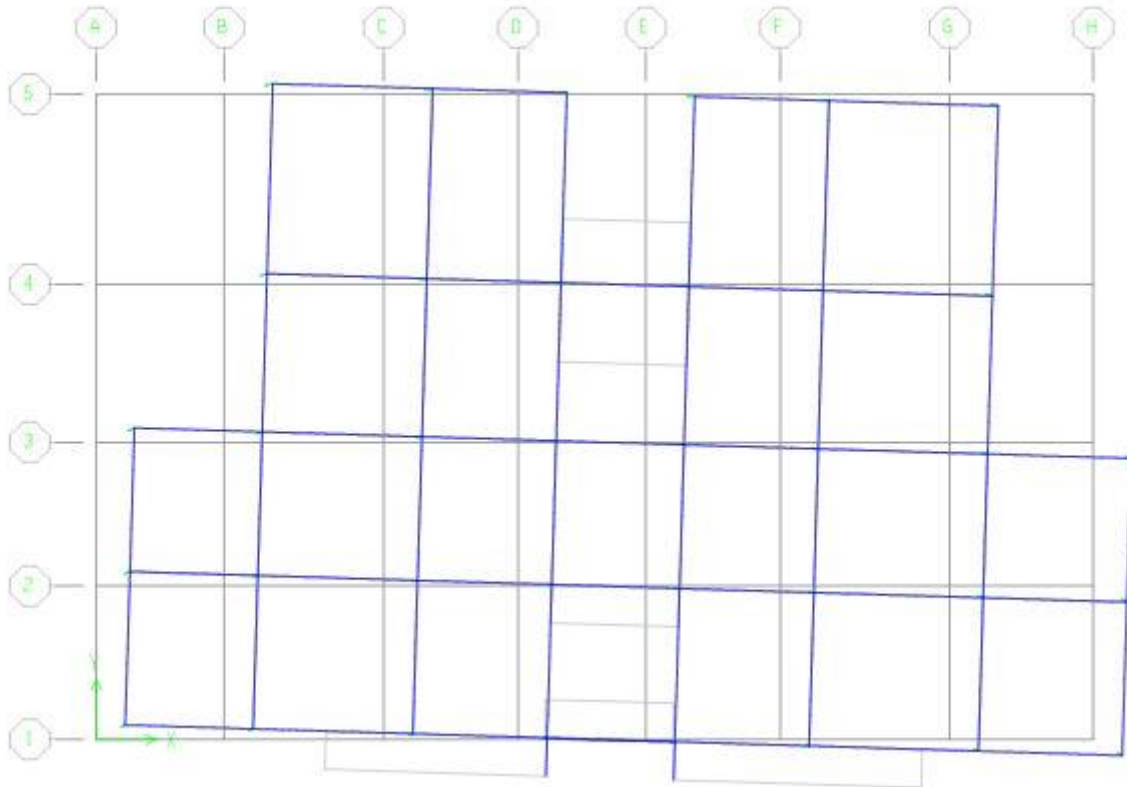


Figure IV 4 1er mode de vibration

2^{ème} mode : Le **2^{ème}** mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **$T_2=0,7312$ sec** et un coefficient de participation modale égale à **67,044 %**.

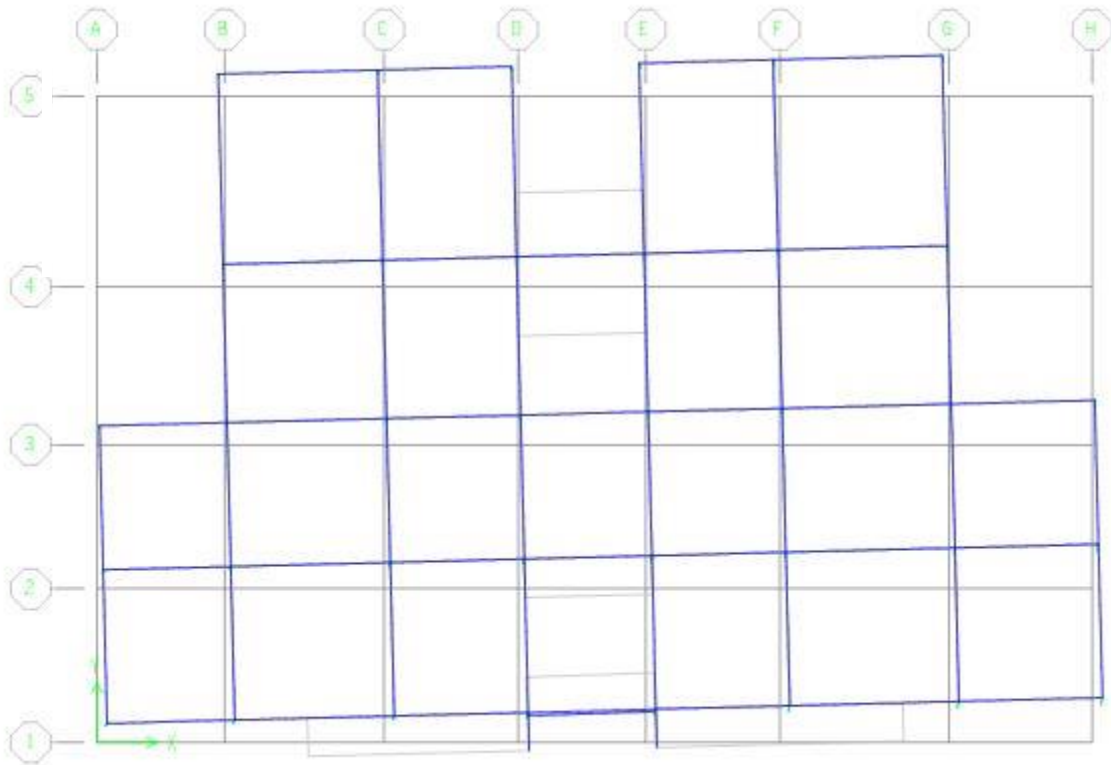


Figure IV 5 2^{ème} mode de vibration

3^{ème} mode : une torsion de période $T_3 = 0,6953$ sec et un coefficient de participation modale égale à **0.95 %** selon (x-x) et **0.03%** selon le sens (y-y) et **62.540 %** selon (z-z).

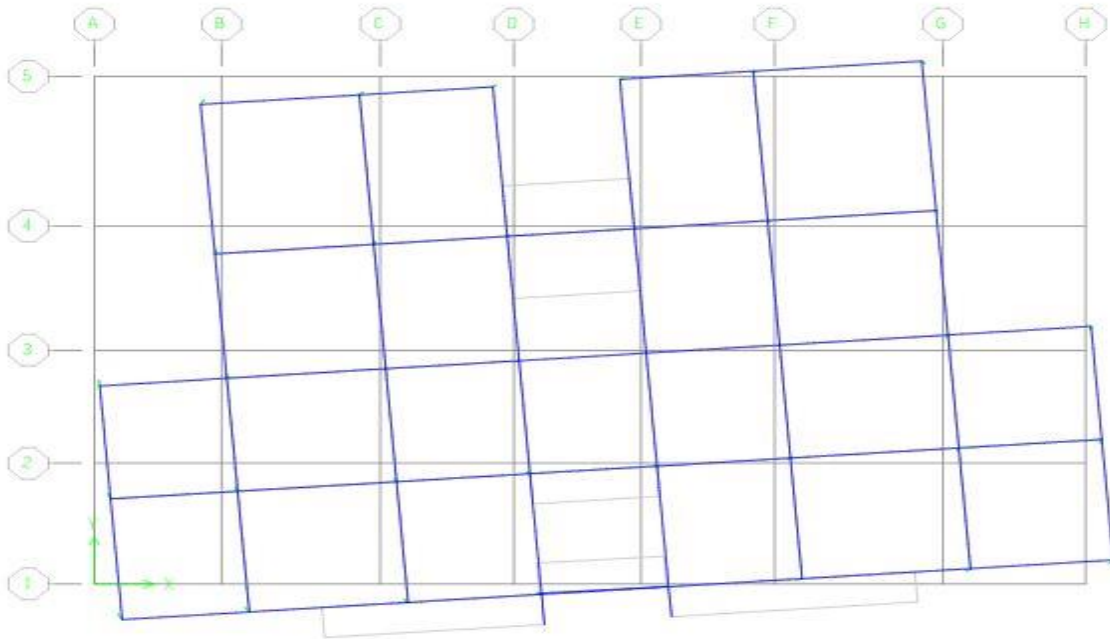


Figure IV 6 3^{ème} mode de vibration

IV.1.6.c Centres de masse et inerties des différents niveaux :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$ Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère

IV.1.6.d 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.

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.

✓ Excentricité accidentelle.

a) Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ \text{et} \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

b) Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 31.5\text{m} \\ L_y = 20.5\text{m} \end{cases}$$

Tableau IV 2 Centre de masse et Centre de rigidité de la structure

Story	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
STORY1	14,963	8,945	13,934	9,014	0,121	0,069
STORY2	14,259	8,98	13,898	8,642	0,164	0,338
STORY3	14,816	8,628	13,868	8,298	0,175	0,330
STORY4	14,361	8,62	14,647	8,054	0,181	0,566
STORY5	14,866	8,648	14,792	7,906	0,190	0,742
STORY6	14,678	8,63	14,191	7,859	0,155	0,771
STORY7	14,774	8,601	14,937	7,794	0,166	0,807
STORY8	14,842	8,601	14,139	7,743	0,172	0,858
STORY9	10,927	8,668	12,393	7,715	0,187	0,953

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X-X : $e_a = 0.05 \times 31.5 = 1.575 \text{ m} > 0.190 \text{ m}$

Sens Y-Y : $e_a = 0.05 \times 20.5 = 1.025 \text{ m} > 0.953 \text{ m}$

$e_{réel} = \max(0.190 ; 0.953) \text{ m} = \mathbf{0.953 \text{ m}}$

$e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(1.575, 0.953) \text{ m} = \mathbf{1.575 \text{ m}}$

IV.1.6.e Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Tableau IV 3 Pourcentage de la participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,8094	67,507	0,0196	67,507	0,0196	4,8073	4,8073
2	0,7312	0,6014	67,0449	68,1084	67,0644	5,0593	9,8666
3	0,6953	0,95	0,03	72,93	72,6117	62,5405	72,4071
4	0,3770	10,9256	0,0047	83,8556	72,6164	0,9798	73,3869
5	0,2543	0,1389	11,3433	83,9945	83,9597	1,1193	74,5061
6	0,2464	0,7944	1,33	84,7889	85,2898	10,0256	84,5317
7	0,1781	4,4149	0,001	89,2038	85,2908	0,2111	84,7428
8	0,1625	0,0024	0,7122	89,2061	86,003	0,0045	84,7473

Commentaire :

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS (**T_{dyn} = 0.8094 sec**)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_{RPA} = 0,650sec**)

$$T_{RPA} = C_t \cdot h_n^{(3/4)} ;$$

✓ $C_t = 0.05$ (portiques autostables en béton armé avec remplissage en maçonnerie)Tab 4.6. (RPA9/V2003).

✓ h_n : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure = 30.6 m.

$$\Rightarrow T_{RPA} = C_t \cdot h_n^{(3/4)} = 0.05 \times 30.6^{(3/4)} = 0.650 \text{ sec}$$

- La période fondamentale **T_{dyn} = 0.8363 sec**
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, **T_{dyn} < 1.3T_{RPA}**

$$T_{dyn} = 0,8094 \text{ sec} < 1.3 (0,625) = 0,813 \text{ sec} \Rightarrow \dots\dots\dots CV$$

IV.1.6.f Calcul de l’effort tranchant modal à la base : (D’après le RPA99/V 2003).

L’effort tranchant modal à la base donne par la formule suivante

$$V_i = S_a/g \alpha_i W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

.Sens XX :

Tableau IV 4 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Période	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,8094	0,0299	41354,86	0,088	0,9805
2	0,7312	74,0104	41354,86	0,096	2833,45
3	0,6953	1,302	41354,86	0,099	39,231
4	0,3770	0,0074	41354,86	0,142	0,223
5	0,2543	13,354	41354,86	0,142	695,205
6	0,2464	1,0021	41354,86	0,142	22,252
7	0,1781	0,0034	41354,86	0,143	0,1789
8	0,1625	5,3134	41354,86	0,141	248,853

• Sens YY

Tableau IV 5 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,8094	74,5320	41354,86	0,088	2602,6637
2	0,7312	0,0230	41354,86	0,096	1,8204
3	0,6953	0,0402	41354,86	0,099	3,374
4	0,3770	14,4450	41354,86	0,142	699,2450
5	0,2543	0,009	41354,86	0,142	1,290
6	0,2464	0	41354,86	0,142	0
7	0,1781	6,4961	41354,86	0,143	253,482
8	0,1625	0,0058	41354,86	0,141	1,232

IV.1.6.g Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport

$r = T_i/T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\% \Rightarrow r \leq 0.588$$

1) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \dots(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{valeur modale de } E \text{ selon le mode « } i \text{ ».} \\ K : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

2) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

Tableau IV 6 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	R	$10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	observation
1	0,8094	0,9034	0,588	CNV
2	0,7312	0,9509	0,588	CNV
3	0,6953	0,5422	0,588	CV
4	0,3770	0,6745	0,588	CNV
5	0,2543	0,9689	0,588	CNV
6	0,2464	0,7228	0,588	CNV
7	0,1781	0,9124	0,588	CNV
8	0,1625	0,1738	0,588	CV

On applique la formule : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

$E_x = 3504,61 \text{ KN}$

$E_y = 2686,60 \text{ KN}$

IV.1.7 Méthode statique équivalente :

IV.1.7.a Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIIb**.
- 2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d’usages.

Zone II : Groupe d’usage 3

Groupe d’usage 2 $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d’usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d’usage 1A $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d’usage 2 et 3 $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d’usage 1B $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

IV.1.7.b Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d’accélération de zone, donné par le tableau **(4.1) de RPA 99/version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d’usage du bâtiment

D : est un facteur d’amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d’amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

D’après les calculs dans la méthode dynamique modale spectrale on a :

A = 0.25 η = 0.816 R = 3.5 h_N = 27.54 m

T₁ = 0.15 s T₂ = 0.40s Q = 1.05

• **Facteur d’amplification dynamique moyen (D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,5 \eta \quad \Rightarrow \quad 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} \quad \Rightarrow \quad T \geq 3\text{s} \end{array} \right.$$

Dans notre cas on a un système de (portique auto-stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \Rightarrow \quad (\text{4.2.4 du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens longitudinale : $d_x = 31.5 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.442 \text{ s}$
- Sans transversale : $d_y = 20.5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.548 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:

$$\begin{cases} T_x = 0.442 \text{ s} \\ T_y = 0.548 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0,40 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_x \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_x)^{2/3} \\ T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.88 \times (0.40 / 0.442)^{2/3} = 2.058 \Rightarrow D_x = 2.058 \\ D_y = 2,5 \times 0.88 \times (0.40 / 0.548)^{2/3} = 1.783 \Rightarrow D_y = 1.783 \end{cases}$$

IV.1.7.c Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas :

(Le bâtiment à usage mixte d'habitation) $\Rightarrow \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$

$\Rightarrow W_t = 41354,86 \text{ KN}$

Tableau IV 7 Résumé des résultats des paramètres calculés

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	Tx (s)	Ty (s)	η
Valeurs	0.15	2.058	1.783	1.05	3.5	41354.86	0.442	0.548	0.88

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$\Rightarrow V_{x\text{-statique}} = 3830 \text{ KN.}$

$\Rightarrow V_{y\text{-statique}} = 3319 \text{ KN.}$

IV.1.7.d Vérification des exigences de RPA99/2003 :

IV.1.7.d.1 Résultante des forces sismiques de calcul: (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0.8 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V_t**

Tableau IV 8 Résultante des forces sismiques à la base

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V_{stat}	0.8 V_{stat} < V_{dyn}
Sens X-X	3830	3504,61	3064	C.V
Sens y-y	3319	2686,65	2655.2	C.V

• **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

⇒ **V_{dyn} > 0.8 V_{stat}C. V**

IV.1.7.d.2 Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le **(RPA99 version 2003)**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **(5.10 du RPA99 version 2003)**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

Où ;

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens **x** (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{array} \right\} \text{: Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure}$$

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **k** dans le sens **x** (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

- **Sens longitudinale :**

Tableau IV 9 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X

Niveau	h_e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^k (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
story 9	306	1.96	3.5	6.86	6.055	0.805	3,06	C.V
story 8	306	1.73	3.5	6.055	5.495	0.56	3.06	C.V
story 7	306	1.57	3.5	5.495	4.865	0.63	3.06	C.V
story 6	306	1.39	3.5	4.865	3.885	0.98	3.06	C.V
story 5	306	1.11	3.5	3.885	2.975	0.91	3.06	C.V
story 4	306	0.85	3.5	2.975	2.065	0.91	3.06	C.V
story 3	306	0.59	3.5	2.065	1.33	0.735	3.06	C.V
story 2	306	0.38	3.5	1.33	0.42	0.91	3.06	C.V
story 1	306	0.12	3.5	0.42	0	0.42	3.06	C.V
Base	306	0	3.5	0	/	/	3.06	/

- Sens transversale :

Tableau IV 10 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y

Niveau	h _e (cm)	δ _e ^k (cm)	R	δ ^K (cm)	δ ^{k-1} (cm)	Δ ^k (cm)	Δ̄ _k (cm)	Obs
story 9	306	2.2	3.5	7.7	6.86	0.84	3.06	C.V
story 8	306	1.96	3.5	6.86	6.58	0.28	3.06	C.V
story 7	306	1.88	3.5	6.58	6.125	0.455	3.06	C.V
story 6	306	1.75	3.5	6.125	6.02	1.015	3.06	C.V
story 5	306	1.72	3.5	6.02	4.2	1.82	3.06	C.V
story 4	306	1.2	3.5	4.2	2.415	1.785	3.06	C.V
story 3	306	0.69	3.5	2.415	1.54	1.05	3.06	C.V
story 2	306	0.44	3.5	1.54	0.455	0.875	3.06	C.V
story 1	306	0.13	3.5	0.455	0	0.455	3.06	C.V
Base	306	0	3.5	0	/	/	3.06	/

- Commentaire :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.1.7.d.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/-V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 ; \text{ Avec :}$$

P_k : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau (**K**)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (**K**) par rapport au niveau (**K+1**).

h_K : hauteur d'étage **K**.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal :

Tableau IV 11 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	h_k (cm)	V_{kx} (KN)	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 9	4205.12	0.805	306	222.90	0.049	C.V
Niveau 8	9304.40	0.56	306	895.23	0.02	C.V
Niveau 7	1659.40	0.63	306	1435.04	0.024	C.V
Niveau 6	23960.09	0.98	306	1866.71	0.041	C.V
Niveau 5	31999.08	0.91	306	2218.58	0.042	C.V
Niveau 4	39600.21	0.91	306	2512.1	0.046	C.V
Niveau 3	46850.54	0.735	306	2754.05	0.041	C.V
Niveau 2	54493.11	0.91	306	2916.12	0.06	C.V
Niveau 1	64525.94	0.42	306	2982.54	0.029	C.V

- Sens transversale :

Tableau IV 12 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Niveau	P _k (KN)	Δ _{kx} (cm)	h _k (cm)	V _{kx} (KN)	θ _{kx}	< 0.1
Niveau 9	4205.12	0.84	306	225.52	0.051	C.V
Niveau 8	9304.40	0.28	306	845.24	0.01	C.V
Niveau 7	1659.40	0.455	306	1332.72	0.02	C.V
Niveau 6	23960.09	1.015	306	1727.01	0.045	C.V
Niveau 5	31999.08	1.82	306	2030.21	0.066	C.V
Niveau 4	39600.21	1.785	306	3001.09	0.075	C.V
Niveau 3	46850.54	1.05	306	2528.58	0.063	C.V
Niveau 2	54493.11	0.875	306	2678.48	0.059	C.V
Niveau 1	64525.94	0.455	306	2758.18	0.034	C.V

- Commentaire :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.1.7.d.4 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r, qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s, sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (M_s > M_r).

$$\text{Avec } \begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

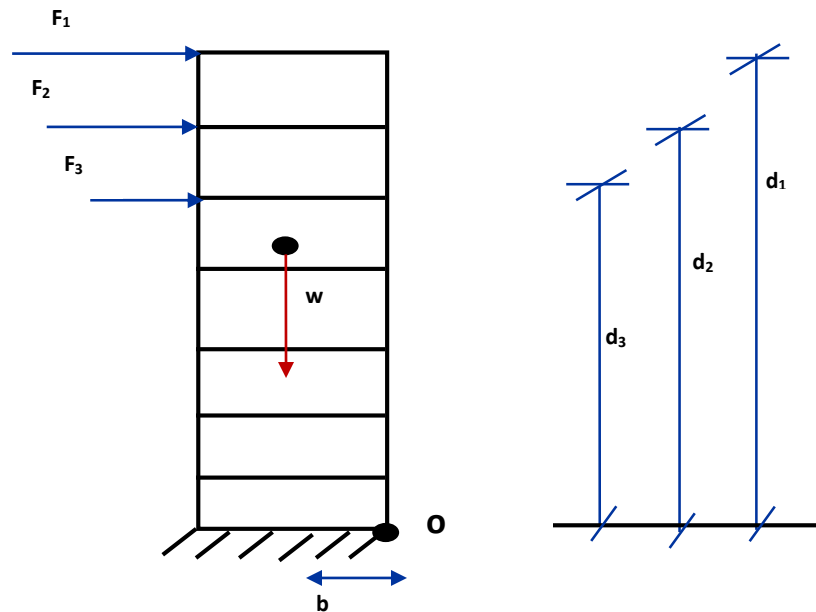


Figure IV 7 Schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.1.7.e Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :(RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- $T_x = 0.506 \text{ s} < 0.7$

Donc :

$$F_{tx} = 0 \text{ KN}$$

- $T_y = 0.625 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$

Donc :

$$F_{ty} = 0 \text{ KN}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - Ft**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i,j**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV 13 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Vi (KN)	Fi (KN)
STORY9	4589,21	27,54	491722548,7	659314,179	215,950	745,809
STORY8	4820,03	24,48	459070527,3	659314,179	333,850	696,284
STORY7	4680,58	21,42	390065370,	659314,179	650,690	591,622
STORY6	4650,59	18,36	332199509,7	659314,179	1110,420	503,856
STORY5	4790,95	15,3	285188051,6	655451,725	1590,882	435,101
STORY4	4950,84	12,24	235764583,4	659314,179	2180,106	357,590
STORY3	5070,56	9,18	181099338,6	659314,179	2885,895	274,678
STORY2	5280,99	6,12	125743349,3	659314,179	3675,190	190,718
STORY1	5399,65	3,06	64284355,41	659314,179	3890,615	97,501

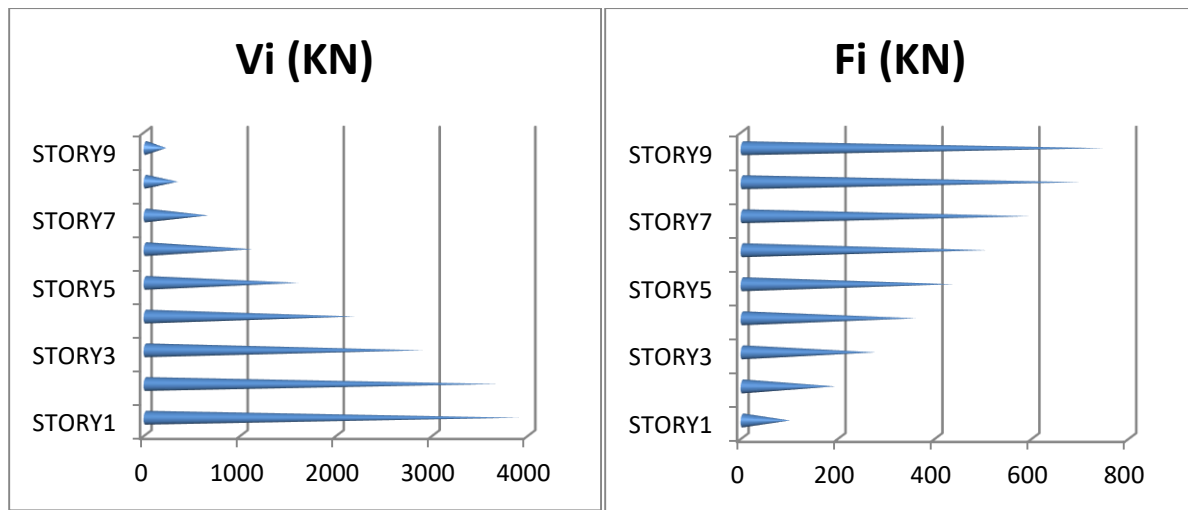


Figure IV 8 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Tableau IV 14 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Vi (KN)	Fi (KN)
STORY9	4589,21	27,54	433839649,4	659314,179	137,638	658,016
STORY8	4820,03	24,48	405031246,1	659314,179	293,503	614,322
STORY7	4680,58	21,42	344149000,3	659314,179	571,951	521,980
STORY6	4650,59	18,36	293094793,4	659314,179	954,950	444,544
STORY5	4790,95	15,3	251617268	655451,725	1403,540	383,883
STORY4	4950,84	12,24	208011661,2	659314,179	1950,360	315,497
STORY3	5070,56	9,18	159781311,1	659314,179	2640,454	242,344
STORY2	5280,99	6,12	110941527,3	659314,179	3320,520	168,268
STORY1	5399,65	3,06	56717151,34	659314,179	3432,633	86,024

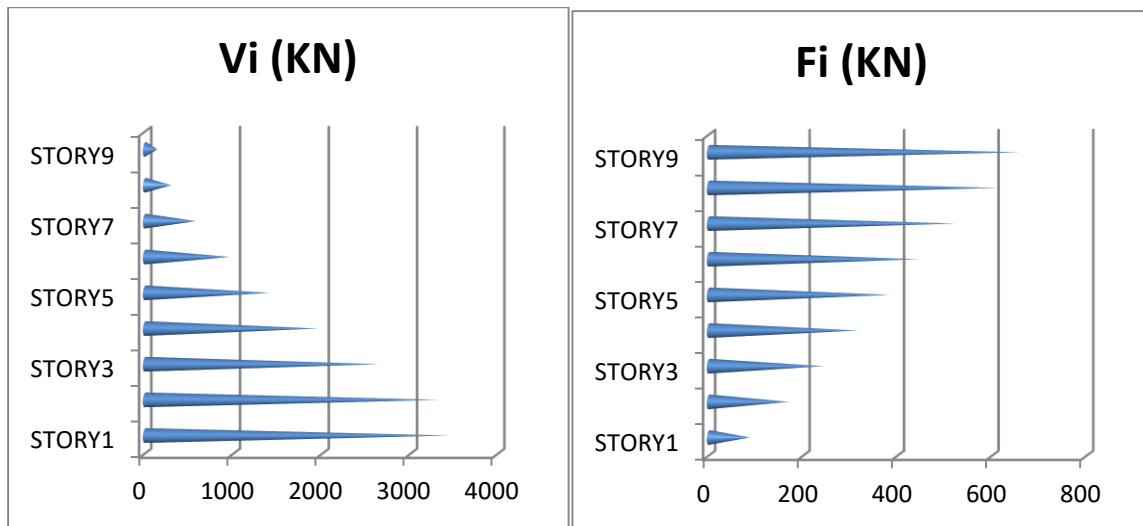


Figure IV 9 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y

Tableau IV 15 Valeurs des moments M_r suivant les deux axes X-X et Y-Y

- Sens X-X :

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	745,809	20539,57986
STORY8	24,48	696,284	17045,03232
STORY7	21,42	591,622	12672,54324
STORY6	18,36	503,856	9250,79616
STORY5	15,3	435,101	6657,0453
STORY4	12,24	357,590	4376,9016
STORY3	9,18	274,678	2521,54404
STORY2	6,12	190,718	1167,19416
STORY1	3,06	97,501	298,35306
Somme	/	/	74528,989

- Sens Y-Y :

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	658,016	18121,760
STORY8	24,48	614,322	15038,602
STORY7	21,42	521,980	11180,811
STORY6	18,36	444,544	8161,827
STORY5	15,3	383,883	5873,409
STORY4	12,24	315,497	3861,683
STORY3	9,18	242,344	2224,717
STORY2	6,12	168,268	1029,800
STORY1	3,06	86,024	263,233
Somme	/	/	65755,847

Calcul du centre de gravité de la structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 31.5 - 14.28 = \mathbf{17.22 \text{ m}} \\ b_y = L_y - Y_G = 20.5 - 8.11 = \mathbf{12.39 \text{ m}} \end{array} \right.$$

Tableau IV 16 Vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	41354.86	17.22	712130.689	74528.989	9.55	CV
Sens YY	41354.86	12.39	512386.715	65755.847	7.79	CV

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.2 Système de contreventement constitué des voiles porteurs :

Dans ce système on va ajouter des voiles d'une épaisseur de 20 cm dans les deux sens, et on joue sur la disposition des voiles jusqu'au on aura une translation dans les deux premiers modes et une torsion dans le troisième mode, on vérifie aussi la période fondamentale, lorsque ces conditions sont vérifiés, il faut vérifier que :

- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

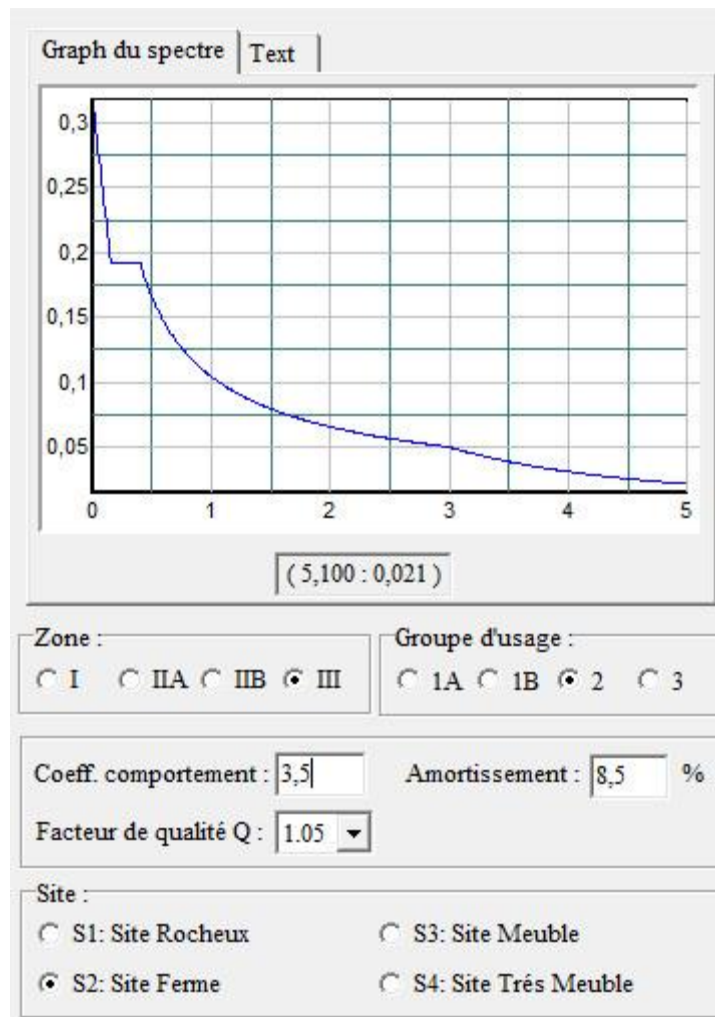


Figure IV 10 Les paramètres RPA99

IV.2.1 La disposition des voiles :

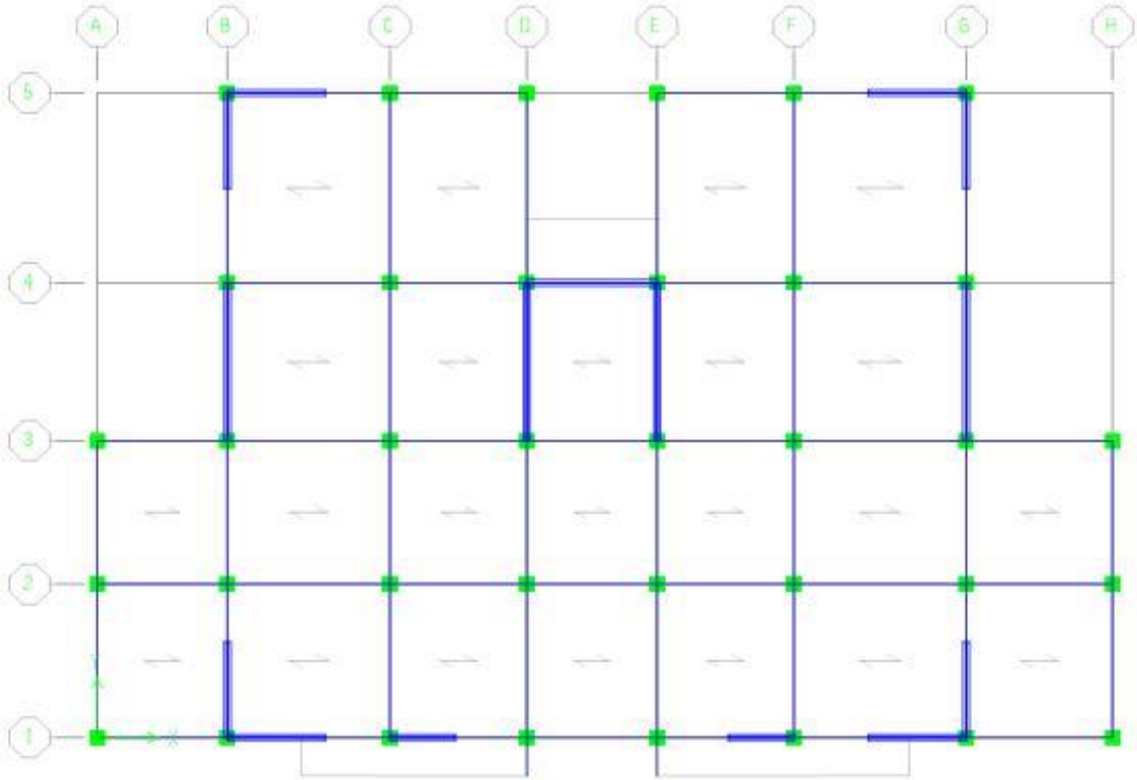


Figure IV 11 La disposition des voiles

IV.2.2 Modes de vibrations obtenus :

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe YY' de période $T_1=0.6425$ sec et un coefficient de participation modale égale à **64.42 %**.

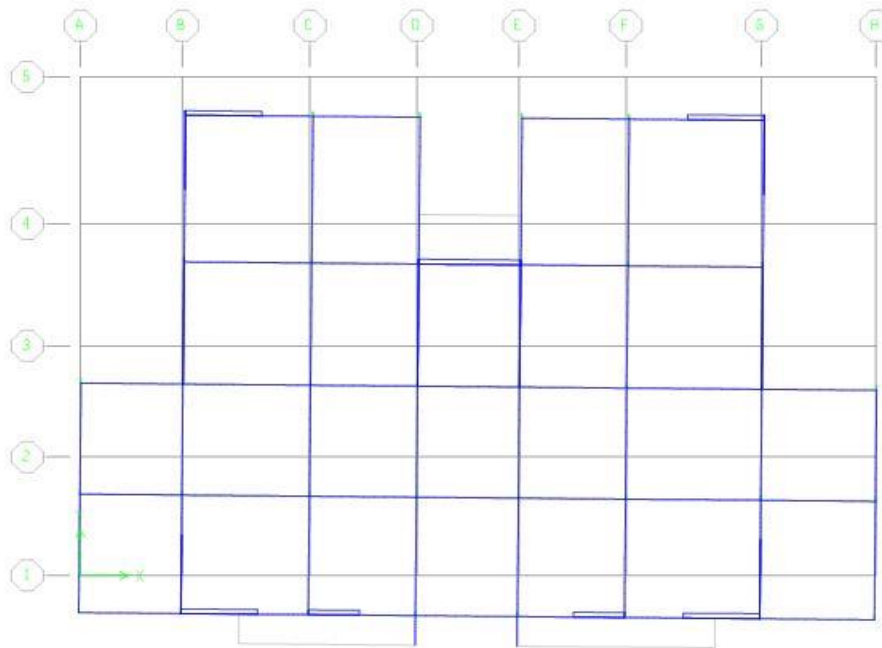


Figure IV 12 1^{er} mode de vibration

3^{ème} mode : Le 3^{ème} mode est une **torsion** de période $T_3 = 0.5452$ sec et un coefficient de participation modale égale à **1.216 %** selon (x-x) et **0,793 %** selon le sens (y-y).

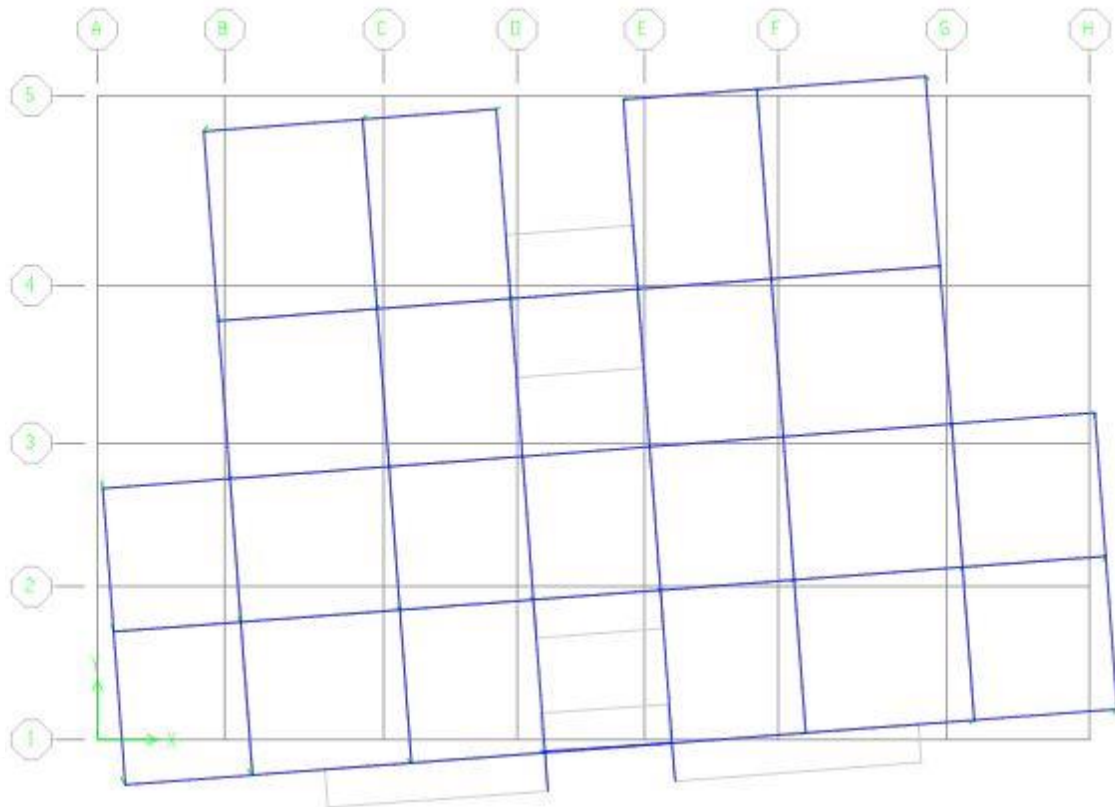


Figure IV 14 3^{ème} mode de vibration

IV.2.3 Centres de masse et inerties des différents niveaux :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_{G_i}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot y_{G_i}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{G_i} \\ Y_{G_i} \end{cases}$ Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère

IV.2.4 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.

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.
- ✓ Excentricité accidentelle.

a) Excentricité théorique :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ \text{et} \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

b) Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 31.5\text{m} \\ L_y = 20.5\text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV 17 Centre de masse et Centre de rigidité de la structure

Story	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
STORY1	14,817	8,921	13,450	8,83	1,402	-0,027
STORY2	14,849	8,912	13,130	8,84	1,513	-0,089
STORY3	14,502	8,902	13,540	8,905	1,230	-0,096
STORY4	14,512	8,8	13,840	8,9	0,904	-0,074
STORY5	14,540	8,840	14,120	8,73	0,603	-0,044
STORY6	14,560	8,835	14,320	8,81	0,395	0,002
STORY7	14,566	8,832	14,540	8,702	0,099	0,048
STORY8	15,230	8,823	14,543	8,63	0,52	-0,031
STORY9	11,124	5,22	14,524	8,305	-3,989	-3,255

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X-X : $e_a = 0.05 \times 30.5 = 1.525\text{m} > 1.513\text{m}$

Sens Y-Y : $e_a = 0.05 \times 20.5 = 1.025\text{ m} > 0.098\text{ m}$

$e_{réel} = \max (1.525 ; 0.099)\text{ m} = \mathbf{1.525\text{m}}$

$e_{max} = \max (e_a, e_{réel}) = \max (1.525, 1.513)\text{ m} = \mathbf{1.525\text{ m}}$

IV.2.5 Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Tableau IV 18 Pourcentage de la participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,6425	0,4958	65,432	0,495	65,432	0,3812	0,3812
2	0,6195	66,2158	0,3846	66,711	65,8166	1,3930	1,7742
3	0,5452	1,2516	0,799	67,963	66,6156	65,021	66,7952
4	0,1359	16,1957	0,6603	84,158	67,2759	0,4809	67,2761
5	0,1415	0,6599	18,590	84,158	85,8659	0,0340	67,3101
6	0,1145	0,4265	0,1923	84,818	86,0582	19,047	86,3571
7	0,1054	0,0003	0,0840	85,245	86,1422	0,008	86,3651
8	0,1023	0,0014	0,0407	85,247	86,1829	0,0102	86,3753
9	0,1024	0,0011	0,0150	85,248	86,1979	0,0066	86,3819
10	0,1025	0	0,0478	85,248	86,2457	0	86,3819
11	0,1019	0	0,0499	85,248	86,2956	0,0010	86,3829
12	0,1016	0	0,115	85,248	86,4106	0,0009	85,6677
13	0,1011	0,0011	0,2923	85,249	86,7029	0,0048	86,3838
14	0,0653	6,117	0,1002	91,366	86,8031	0,2708	86,6594
15	0,0551	0,1702	8,020	91,536	94,8231	0,1202	86,7796

Commentaire :

D'après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS ($T_{dyn} = 0,6425$ sec)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ($T_{RPA} = 0,650$ sec)

- La période fondamentale $T_{dyn} = 0,6425$ sec
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, $T_{dyn} < 1.3T_{RPA}$

$T_{dyn} = 0,6425 \text{ sec} < 1.3 (0,650) = 0,845 \text{ sec} \Rightarrow \dots\dots\dots CV$

IV.2.6 Justification du système de contreventement « détermination du R » :

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

- **Sous charges verticales :**

Tableau IV 19 Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niveau 1	21648.51	43251.65	33.35	66.64

- **Sous charges horizontales :**

Tableau IV 20 Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ %	F ₂ %	F ₁ %	F ₂ %
Niveau 1	2694.96	4155.83	852.23	599.21	76	87.4	24	12.6

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant **X**.

F₂ : La charge horizontale suivant **Y**.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement **R = 3.5**

IV.2.7 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

L'effort tranchant modal à la base donne par la formule suivante

$V_i = S a/g \alpha_i W$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode **i**

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

- Sens XX :

Tableau IV 21 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Période	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,6425	0,4968	44950,01	0,112	25,0994
2	0,6195	66,2828	44950,01	0,118	3374,5305
3	0,5452	1,2817	44950,01	0,131	72,446
4	0,1373	17,9857	44950,01	0,143	1054,0519
5	0,1319	0,6892	44950,01	0,145	43,6727
6	0,1119	0,4745	44950,01	0,15	29,746
7	0,1028	0,0002	44950,01	0,157	0,0205
8	0,1025	0,0003	44950,01	0,157	0,0301
9	0,1020	0,0002	44950,01	0,157	0,018
10	0,1020	0	44950,01	0,156	0
11	0,1020	0	44950,01	0,156	0
12	0,1373	0	44950,01	0,156	0
13	0,1319	0,0001	44950,01	0,156	0,0069
14	0,1119	7,157	44950,01	0,167	449,720
15	0,1028	0,1863	44950,01	0,171	13,487

- Sens YY :

Tableau IV 22 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,6425	65,413	44950,01	0,112	3205,541
2	0,6195	0,374	44950,01	0,118	19,481
3	0,5452	0,7993	44950,01	0,131	45,99303
4	0,1373	0,6623	44950,01	0,143	42,6728
5	0,1319	20,521	44950,01	0,145	1170,835
6	0,1119	0,182	44950,01	0,15	14,470
7	0,1028	0,0812	44950,01	0,157	5,859
8	0,1025	0,0430	44950,01	0,157	3,223
9	0,1020	0,017	44950,01	0,157	0,85
10	0,1020	0,0340	44950,01	0,156	3,193
11	0,1020	0,0450	44950,01	0,156	2,960
12	0,1373	0,150	44950,01	0,156	8,123
13	0,1319	0,2703	44950,01	0,156	19,854
14	0,1119	0,102	44950,01	0,167	8,120
15	0,1028	8,020	44950,01	0,171	560,532

IV.2.8 Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport

$r = T_i/T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8.5\% \Rightarrow r \leq 0.541$$

2) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \dots(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{valeur modale de } E \text{ selon la mode « } i \text{ ».} \\ K : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

2) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \dots\dots\dots (2)$$

Tableau IV 23 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10/(10+\sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	observation
1	0,6425	0,9643	0,541	CNV
2	0,6195	0,8801	0,541	CNV
3	0,5452	0,2519	0,541	CV
4	0,1373	0,9607	0,541	CNV
5	0,1319	0,8484	0,541	CNV
6	0,1119	0,9187	0,541	CNV
7	0,1028	0,9971	0,541	CNV
8	0,1025	0,9952	0,541	CNV
9	0,1020	1	0,541	CNV
10	0,1020	1	0,541	CNV
11	0,1020	1,3460	0,541	CNV
12	0,1373	0,9606	0,541	CNV
13	0,1319	0,8483	0,541	CNV
14	0,1119	0,8477	0,541	CNV
15	0,1028	0,9186	0,541	CV

On applique la formule : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

$E_x = 3721,20 \text{ KN}$

$E_y = 3531,42 \text{ KN}$

IV.2.9 Méthode statique équivalente :

IV.2.9.a Principe :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIIb**

2) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2 $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

IV.2.9.a Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

D'après les calculs dans la méthode dynamique modale spectrale on a :

$$A = 0.25 \quad \eta = 0.816 \quad R = 3.5 \quad h_N = 27.54 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.40 \text{ s} \quad Q = 1.05$$

• Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$$\begin{cases} 2,5 \eta & \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Rightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un système de (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \Rightarrow \quad (4.2.4 \text{ du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

• Sens longitudinale : $d_x = 31.5 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.442 \text{ s}$

• Sans transversale : $d_y = 20.5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.547 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:

$$\begin{cases} T_X = 0.442 \text{ s} \\ T_Y = 0.547 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0,40 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_X \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.506)^{2/3} = 1.744 \Rightarrow D_x = 1.908 \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.625)^{2/3} = 1.515 \Rightarrow D_y = 1.654 \end{cases}$$

IV.2.9.b Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$W = \sum W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.
- W_{Qi} : charges d’exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas :

(Le bâtiment à usage mixte d’habitation) $\Rightarrow \beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$

$\Rightarrow W_t = 44950,01 \text{ KN}$

Tableau IV 24 Résumé des résultats des paramètres calculés

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	Tx (s)	Ty (s)	η
Valeurs	0.15	1.908	1.654	1.05	3.5	44950,01	0.442	0.547	0.816

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$\Rightarrow V_{x\text{-statique}} = 3859.41 \text{ KN.}$

$\Rightarrow V_{y\text{-statique}} = 3345.63 \text{ KN.}$

IV.2.9.c Vérification des exigences de RPA99/2003 :

a) Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art 4.3.6))

L’une des premières vérifications préconisées par le RPA99/V2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la

résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0.8V/V_t$

Tableau IV 25 Résultante des forces sismiques à la base

	$V_{\text{statique}}(\text{KN})$	$V_{\text{Dynamique}}(\text{KN})$	$0.8\% V_{\text{stat}}$	$0.8 V_{\text{stat}} < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	3859.41	3621.34	3087.41	C.V
Sens Y-Y	3345.63	3254.49	2676.51	C.V

• **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

$\Rightarrow V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \text{C. V}$

IV.2.9.d Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le **(RPA99 version 2003)**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **(5.10 du RPA99 version 2003)**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$\delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ **et** $\delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec:

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k$ **et** $\delta_y^k = R \delta_{ey}^k$

Où ;

$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ **et** $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens **x** (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$\left. \begin{matrix} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{matrix} \right\}$: Déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure
(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

- Sens longitudinale :

Tableau IV 26 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X

Niveau	h_e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
story 9	306	1.38	3.5	4.83	3.955	0.875	3,06	C.V
story 8	306	1.13	3.5	3.955	3.395	0.56	3.06	C.V
story 7	306	0.97	3.5	3.395	3.115	0.28	3.06	C.V
story 6	306	0.89	3.5	3.115	2.275	0.84	3.06	C.V
story 5	306	0.65	3.5	2.275	1.89	0.385	3.06	C.V
story 4	306	0.54	3.5	1.89	1.015	0.875	3.06	C.V
story 3	306	0.29	3.5	1.015	0.56	0.455	3.06	C.V
story 2	306	0.16	3.5	0.56	0.315	0.245	3,06	C.V
story 1	306	0.09	3.5	0.315	0	0.315	3,06	C.V
Base	306	0	3.5	0	/	/	/	/

- Sens transversale :

Tableau IV 27 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y

Niveau	h_e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
story 9	306	1.48	3.5	5.18	4.165	1.015	3.06	C.V
story 8	306	1.19	3.5	4.165	3.465	0.7	3.06	C.V
story 7	306	0.99	3.5	3.465	3.115	0.35	3.06	C.V
story 6	306	0.89	3.5	3.115	2.17	0.945	3.06	C.V
story 5	306	0.62	3.5	2.17	1.715	0.455	3.06	C.V
story 4	306	0.49	3.5	1.715	1.015	0.7	3.06	C.V
story 3	306	0.29	3.5	1.015	0.525	0.49	3.06	C.V
story 2	306	0.15	3.5	0.525	0.28	0.245	3.06	C.V
story 1	306	0.08	3.5	0.28	0	0.28	3.06	C.V
base	306	0	3.5	0	/	/	3.06	/

- **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.2.9.e Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

Tel que :
$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau (**K**)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (**K**) par rapport au niveau (**K+1**).

h_K : hauteur d'étage **K**.

- **Si $\theta_K < 0,1$** : les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- **Si $0,1 < \theta_K < 0,2$** : il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_K)$
- **Si $\theta_K > 0,2$** : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal :

Tableau IV 28 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	h_k (cm)	V_{kx} (KN)	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 9	4455.57	0.875	306	542.45	0,023	C.V
Niveau 8	9468.89	0.56	306	1316.8	0,013	C.V
Niveau 7	18399.7	0.28	306	1917.52	0,008	C.V
Niveau 6	25532.59	0.84	306	2399.68	0,029	C.V
Niveau 5	32806.55	0.385	306	2794.49	0,014	C.V
Niveau 4	39289.12	0.875	306	2999.38	0,037	C.V
Niveau 3	47861.68	0.455	306	3249.87	0,021	C.V
Niveau 2	53672.35	0.245	306	3508.11	0,012	C.V
Niveau 1	62868.87	0.315	306	3595.63	0,017	C.V

- Sens transversale :

Tableau IV 29 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Niveau	P _k (KN)	Δ _{kx} (cm)	h _k (cm)	V _{kx} (KN)	θ _{kx}	< 0.1
Niveau 9	4455.52	1.015	306	581.69	0,025	C.V
Niveau 8	9468.89	0.7	306	1291.64	0,016	C.V
Niveau 7	18399.7	0.35	306	1774.58	0,011	C.V
Niveau 6	25532.59	0.945	306	2314.97	0,034	C.V
Niveau 5	32806.55	0.455	306	2684.19	0,018	C.V
Niveau 4	39289.12	0.7	306	2974.74	0,030	C.V
Niveau 3	47861.68	0.49	306	3105.82	0,024	C.V
Niveau 2	53672.35	0.245	306	3372.8	0,012	C.V
Niveau 1	62868.87	0.28	306	3548.8	0,016	C.V

- Commentaire :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.9.f Vérification au renversement :

(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r, qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s, sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (**M_s > M_r**).

$$\text{Avec } \begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

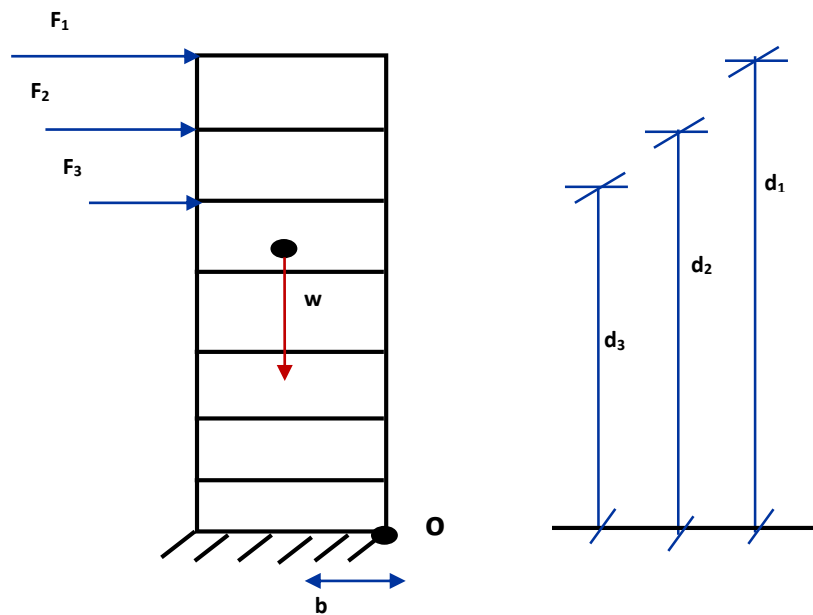


Figure IV 15 Schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.2.9.g Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- $T_x = 0.442 \text{ s} < 0.7$

Donc :

$$F_{tx} = 0 \text{ KN}$$

- $T_y = 0.547 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$

Donc :

$$F_{ty} = 0 \text{ KN}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - Ft**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau **i**

hi : niveau de plancher où s'exerce la force **Fi**

hj : niveau de plancher quelconque

Wi, Wj : Poids revenant au planchers **i,j**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV 30 Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Vi (KN)	Fi (KN)
STORY9	5062,2	27,54	586319444,7	713557,0854	125,50	821,685
STORY8	5075,66	24,48	522558598,2	713557,0854	365,30	732,329
STORY7	5090,74	21,42	458597249,1	713557,0854	705,23	642,691
STORY6	5090,75	18,36	393084128,5	713557,0854	1188,300	550,879
STORY5	5199,82	15,3	334588340,5	713557,0854	1750,950	468,901
STORY4	5340,86	12,24	274930976	713557,0854	2400,630	385,29
STORY3	5460,48	9,18	210816483,1	713557,0854	3099,410	295,444
STORY2	5605,59	6,12	144279229,3	713557,0854	3899,99	202,197
STORY1	5888,67	3,06	75782635,67	713557,0854	4205,630	106,204

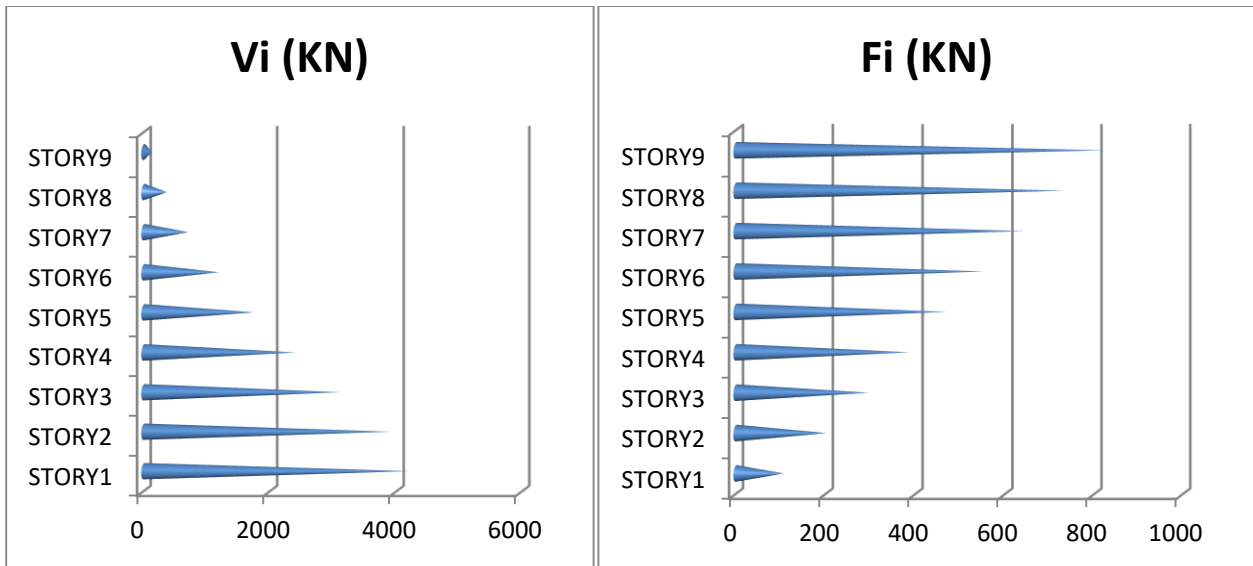


Figure IV 16 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Tableau IV 31 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Vi (KN)	Fi (KN)
STORY9	5062,2	27,54	473997188,6	713557,0854	105,586	664,273
STORY8	5075,66	24,48	422451120,5	713557,0854	298,182	592,035
STORY7	5090,74	21,42	370742960,5	713557,0854	565,913	519,570
STORY6	5090,75	18,36	317780304,7	713557,0854	940,270	445,347
STORY5	5199,82	15,3	270490658,5	713557,0854	1380,224	379,073
STORY4	5340,86	12,24	222261961,2	713557,0854	1873,995	311,484
STORY3	5460,48	9,18	170429995,4	713557,0854	2474,801	238,845
STORY2	5605,59	6,12	116639401,4	713557,0854	3174,529	163,461
STORY1	5888,67	3,06	61264821,71	713557,0854	3399,950	85,858

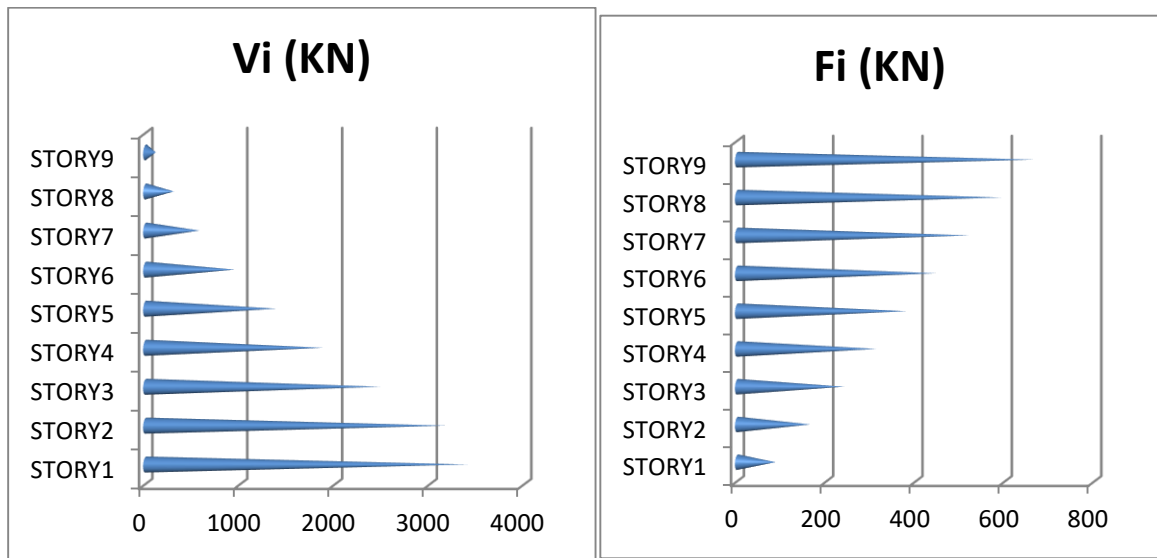


Figure IV 17 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Tableau IV 32 Valeurs des moments M_r suivant les deux axes X-X et Y-Y

- Sens X-X :

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} \cdot d_i$ (KN.m)
STORY9	27,54	821,685	22629,204
STORY8	24,48	732,329	17927,413
STORY7	21,42	642,691	13766,441
STORY6	18,36	550,879	10114,138
STORY5	15,3	468,901	7174,185
STORY4	12,24	385,29	4715,949
STORY3	9,18	295,444	2712,175
STORY2	6,12	202,197	1237,445
STORY1	3,06	106,204	324,984
Somme	/	/	80601,939

- Sens Y-Y

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	664,2736766	18294,097
STORY8	24,48	592,0354925	14493,028
STORY7	21,42	519,5701481	11129,192
STORY6	18,36	445,346716	8176,565
STORY5	15,3	379,0736075	5799,826
STORY4	12,24	311,4844848	3812,570
STORY3	9,18	238,8456353	2192,602
STORY2	6,12	163,4619063	1000,386
STORY1	3,06	85,8583328	262,726
Somme	/	/	65160,996

- Calcul du centre de gravité de la structure :

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 31.5 - 14 = \mathbf{17.5 \text{ m}} \\ b_y = L_y - Y_G = 20.5 - 8,74 = \mathbf{11.76} \end{cases}$$

Tableau IV 33 Vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	44950.01	17.5	786625.18	80601,939	9.76	CV
Sens YY	44950.01	11.76	540299.12	65160,996	8.112	CV

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.3 Système de contreventement mixtes portiques/ voiles avec interactions :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues au charge verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage

NB : dans ce système de contreventement nous allons augmenter les sections des poteaux par 5 cm ou par 10 cm dans chaque niveau, et on diminue le nombre des voiles ainsi que leurs longueurs.

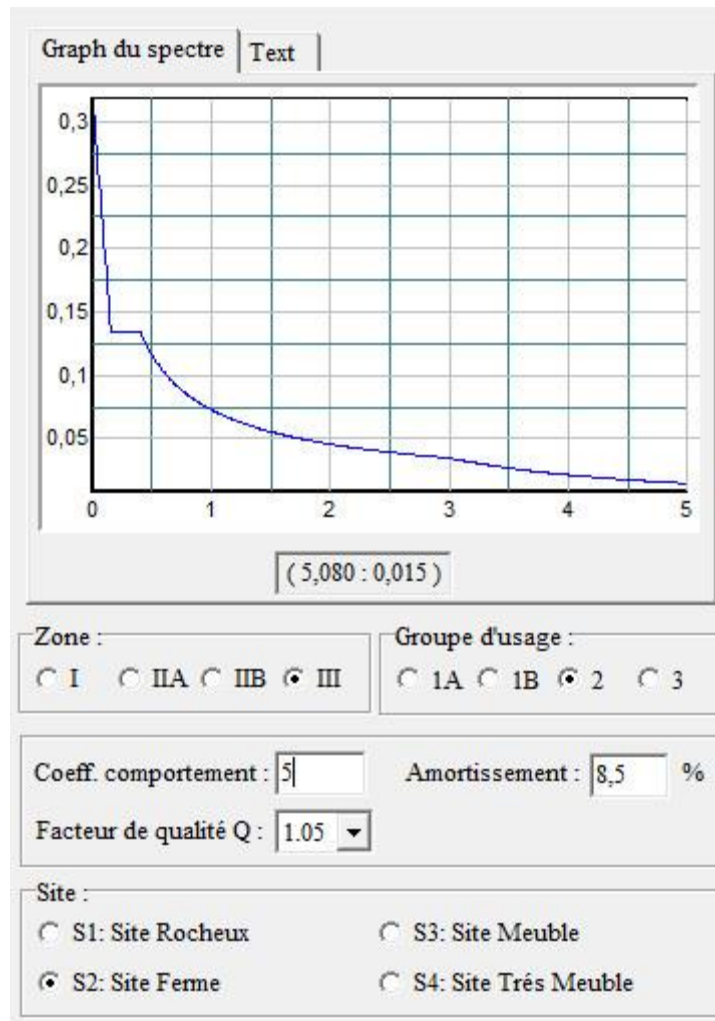


Figure IV 18 Les paramètres RPA99

IV.3.1 La disposition des voiles :

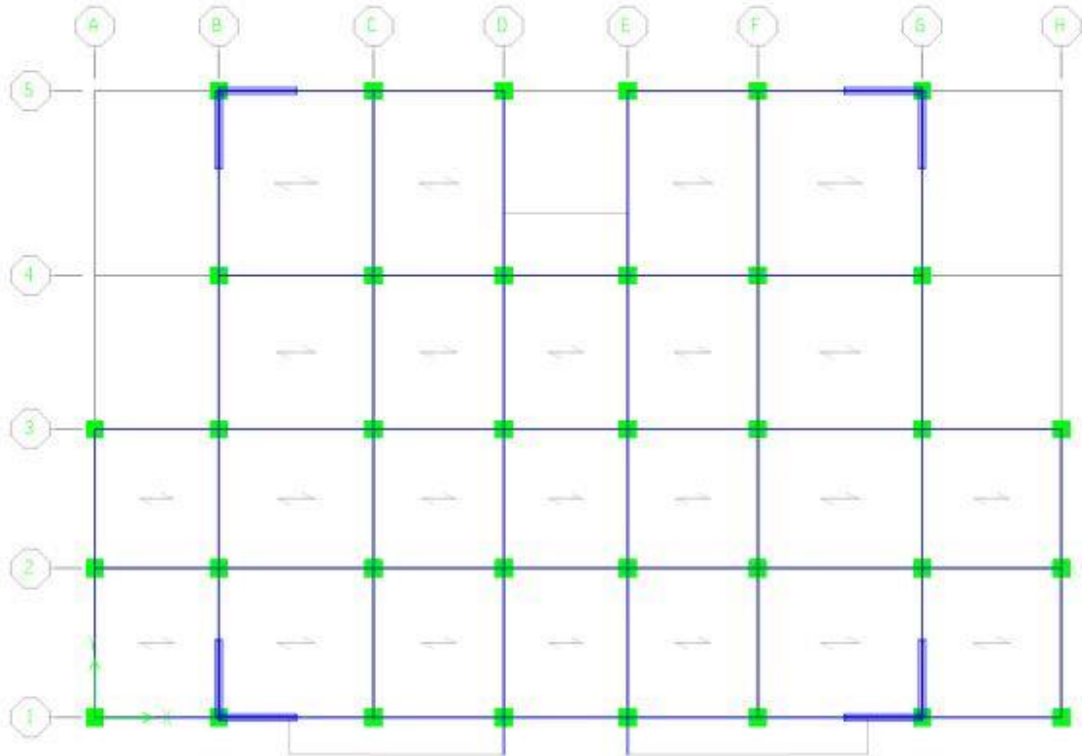


Figure IV 19 La disposition des voiles (Mixtes portiques / voiles avec interaction)

IV.3.3 Modes de vibrations obtenus :

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **$T_1=0.7104$ sec** et un coefficient de participation modale égale à **69.50 %**.

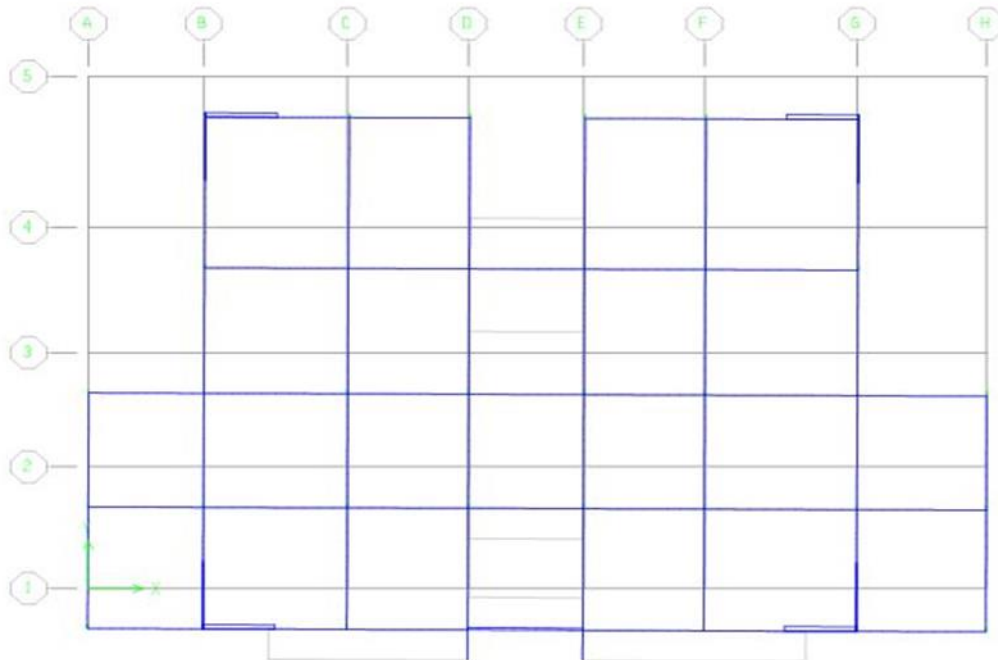


Figure IV 20 1^{er} mode de vibration

2^{ème} mode : Le 2^{ème} mode est une translation suivant l'axe **XX'** de période

T₂ = 0.6601 sec et un coefficient de participation modale égale à **70.83 %**.

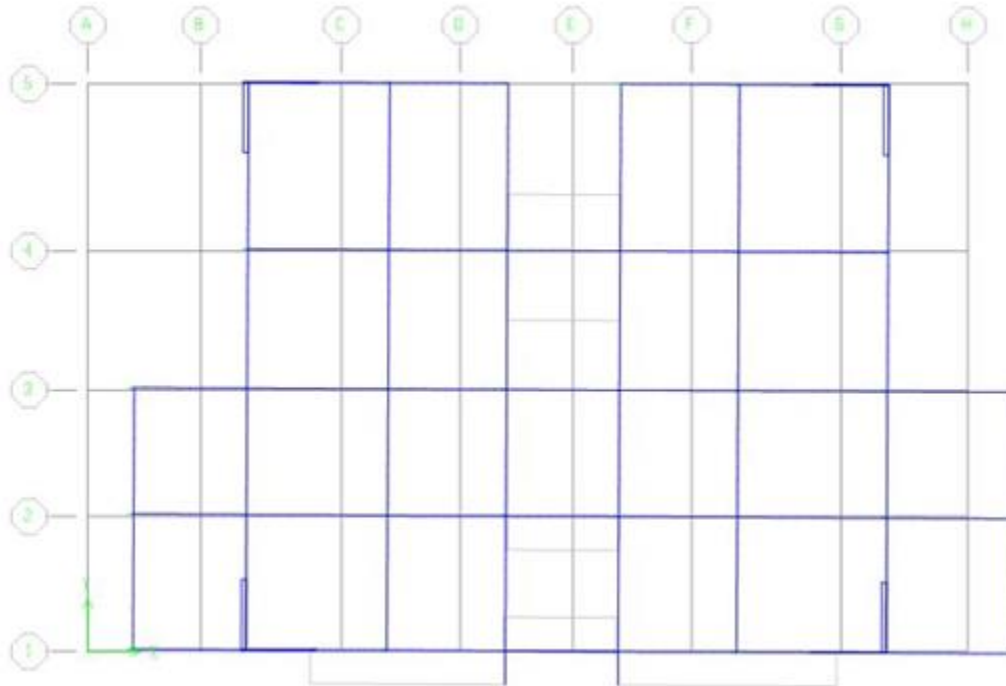


Figure IV 21 2^{ème} mode de vibration

3^{ème} mode : Le 3^{ème} mode est une torsion de période $T_3 = 0.5697$ sec et un coefficient de participation modale égale à **0,2235 %** selon (x-x) et **0,0066 %** selon le sens (y-y).

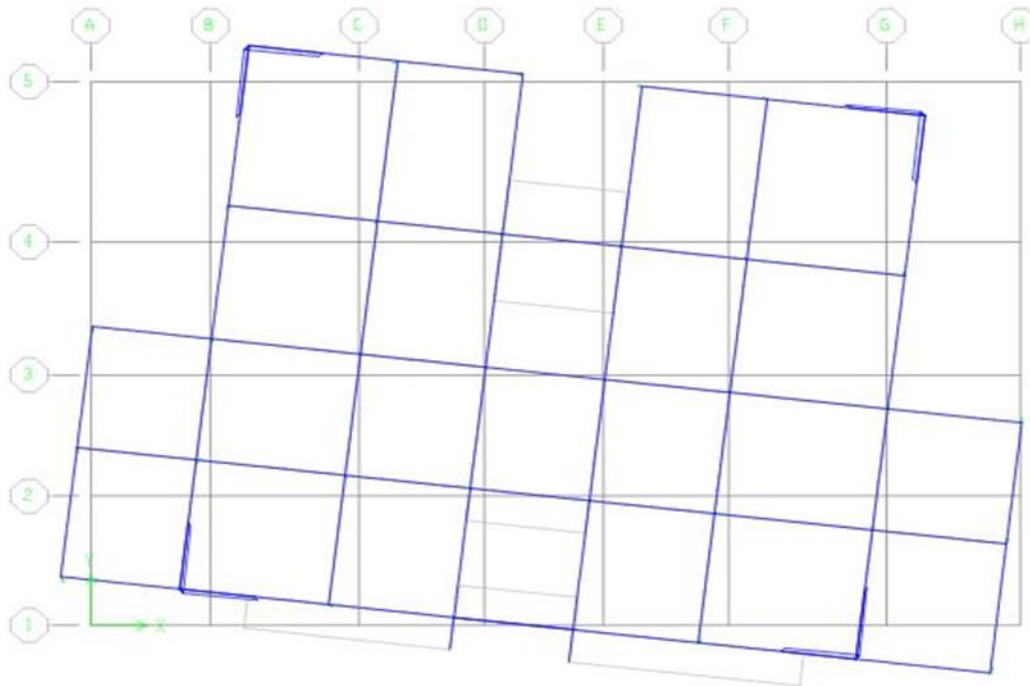


Figure IV 22 3^{ème} mode de vibration

IV.3.4 Centres de masse et inerties des différents niveaux :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées (X_G , Y_G) du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases}$ Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère

IV.3.5 Calcul de l'excentricité :

a) **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ \text{et} \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

b) Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par l'RPA (art4.2.7) est égale à **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 31.5 \text{ m} \\ L_y = 20.5 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau IV 34 Centre de masse et Centre de rigidité de la structure

Story	XCM (m)	YCM (m)	XCR (m)	YCR (m)	Ex (m)	Ey (m)
STORY1	14,203	8,530	13,730	8,680	1,750	1,430
STORY2	14,235	8,515	13,560	8,720	1,950	1,381
STORY3	14,254	8,507	13,550	8,795	1,880	1,321
STORY4	14,287	8,501	13,930	8,840	1,652	1,298
STORY5	14,271	8,503	14,220	8,99	1,370	1,247
STORY6	14,282	8,489	14,530	8,93	0,946	1,205
STORY7	14,286	8,478	14,720	8,93	0,770	1,187
STORY8	14,784	8,383	14,980	8,92	0,994	1,105
STORY9	10,234	4,452	13,540	8,56	-2,33	-2,099

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X-X : $e_a = 0.05 \times 31.5 = 1.575 \text{ m} < 1.950 \text{ m}$

Sens Y-Y : $e_a = 0.05 \times 20.5 = 1.025 \text{ m} < 1.430 \text{ m}$

$e_{\text{réel}} = \max(1.950 ; 1.430) \text{ m} = \mathbf{1.950 \text{ m}}$

$e_{\text{max}} = \max(e_a, e_{\text{réel}}) = \max(1.575, 1.950) \text{ m} = \mathbf{1.950 \text{ m}}$

IV.3.6 Nombre de modes à considérer :

Selon le règlement parasismique algérien, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure ($\sum \alpha_i \geq 90\%$).

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5 %** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

Tableau IV 35 Pourcentage de la participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,7104	0,1350	68,5026	0,1350	68,5026	0,102	0,102
2	0,6601	71,869	0,1320	72,004	68,6346	0,1830	0,285
3	0,5697	0,2234	0,0163	72,2274	68,6509	68,9619	69,2469
4	0,1935	3,8585	13,0082	76,0859	81,6591	0,1969	69,4438
5	0,1899	10,4430	5,4830	86,5289	87,1421	0,0088	69,4526
6	0,1503	0,0234	0,4083	86,5523	87,5504	17,966	87,4186
7	0,1180	0,0099	0,4949	86,5622	88,0453	0,0086	87,4272
8	0,1178	0,0010	0,1234	86,5632	88,1687	0	87,4272
9	0,1163	0	0,1955	86,5632	88,3642	0,0006	87,4278
10	0,1149	0,0102	0,1947	86,5734	88,5589	0,0015	87,4293
11	0,1145	0,0130	0,3999	86,5864	88,9588	0	87,4293
12	0,1136	0,0015	0,1969	86,5879	89,1557	0,0010	87,4303
13	0,1133	0,0003	0,1756	86,5882	89,3313	0,0015	87,4318
14	0,0999	0,4634	2,1912	87,0516	91,5225	0,0098	87,4416
15	0,0934	6,1116	0,4940	93,1632	92,0165	0	87,4416
16	0,0785	0,1293	4,5466	93,2925	96,5631	1,0856	88,5272

Commentaire :

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS (**T_{dyn} = 0.7104 sec**)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_{RPA} = 0,650 sec**)

- La période fondamentale **T_{dyn} = 0,6906 sec**
- La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique de plus de 30%, **T_{dyn} < 1.3T_{RPA}**

T_{dyn} = 0.7104 sec < 1.3 (0,625) = 0,845 sec ⇒CV

IV.3.7 Justification du système de contreventement « détermination du R » :

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

- **Sous charges verticales :**

Tableau IV 36 Les charges verticales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	F ₃	F ₃
Niveau 1	7408.88	56930.51	11.52	88.48

- **Sous charges horizontales :**

Tableau IV 37 Les charges horizontales reprises par les voiles et par les portiques

Niveau	Voile		Portique		% Voile		% Portique	
	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	F ₁ %	F ₂ %	F ₁ %	F ₂ %
Niveau 1	1023.14	1002.44	1153.89	899.89	47	52.69	53	47.30

Avec :

F₁ : La charge horizontale suivant **X**.

F₂ : La charge horizontale suivant **Y**.

F₃ : La charge verticale reprise par l'élément.

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent moins de **20%** des charges verticales

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Donc : On adopte un coefficient de comportement : R = 5.

IV.3.8 Calcul de l'effort tranchant modal à la base : (D'après le RPA99/V 2003).

L'effort tranchant modal à la base donne par la formule suivante

$$V_i = S_a/g \alpha_i W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modal à la base.

α_i : coefficient de participation du mode i

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

- Sens XX :

Tableau IV 38 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Période	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,7104	0,1350	39890,21	0,106	3,320
2	0,6601	71,8230	39890,21	0,0710	1961,001
3	0,5697	1,1102	39890,21	0,120	6,148
4	0,1935	3,8580	39890,21	0,0999	146,302
5	0,1899	10,512	39890,21	0,0999	394,230
6	0,1503	0,0203	39890,21	0,0970	0,4566
7	0,1180	0,0066	39890,21	0,159	0,242
8	0,1178	0,0002	39890,21	0,159	0,0063
9	0,1163	0	39890,21	0,158	0
10	0,1149	0,0098	39890,21	0,159	0,4560
11	0,1145	0,0059	39890,21	0,160	0,2904
12	0,1136	0,00011	39890,21	0,160	0,0503
13	0,1133	0,0002	39890,21	0,161	0,0053
14	0,0999	0,4540	39890,21	0,163	22,8203
15	0,0934	5,7640	39890,21	0,167	299,102
16	0,0785	0,1231	39890,21	0,172	7,02

- Sens YY :

Tableau IV 39 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,7104	67,702	39890,21	0,066	1802,78
2	0,6601	0,1303	39890,21	0,0699	4,2120
3	0,5697	0,0098	39890,21	0,078	0,1704
4	0,1935	13,01	39890,21	0,0956	456,4801
5	0,1899	4,4835	39890,21	0,0956	170,1236
6	0,1503	0,3304	39890,21	0,096	13,102
7	0,1180	0,4402	39890,21	0,121	23,102
8	0,1178	0,123	39890,21	0,121	5,1025
9	0,1163	0,1523	39890,21	0,123	8,002
10	0,1149	0,1111	39890,21	0,123	5,802
11	0,1145	0,4015	39890,21	0,124	19,2021
12	0,1136	0,1802	39890,21	0,124	9,2301
13	0,1133	0,1602	39890,21	0,124	8,302
14	0,0999	2,1821	39890,21	0,127	111,1702
15	0,0934	0,6023	39890,21	0,131	25,3201
16	0,0785	3,7320	39890,21	0,141	203,2624

IV.3.9 Combinaisons des réponses modales :

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport

$r = T_i/T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8.5\% \quad \Rightarrow \quad r \leq \mathbf{0.540}$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$\mathbf{E} = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \dots(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{E} : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ \mathbf{E}_i : \text{valeur modale de } E \text{ selon la mode « } i \text{ ».} \\ \mathbf{K} : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\mathbf{E} = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{-----} \quad (2)$$

Tableau IV 40 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	R	$10/(10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	observation
1	0,7104	0,9292	0.540	CNV
2	0,6601	0,8630	0.540	CNV
3	0,5697	0,3396	0.540	CV
4	0,1935	0,9813	0.540	CNV
5	0,1899	0,7914	0.540	CNV
6	0,1503	0,7850	0.540	CNV
7	0,1180	0,9983	0.540	CNV
8	0,1178	0,9872	0.540	CNV
9	0,1163	0,9879	0.540	CNV
10	0,1149	0,9965	0.540	CNV
11	0,1145	0,9921	0.540	CNV
12	0,1136	0,9973	0.540	CNV
13	0,1133	0,8817	0.540	CNV
14	0,0999	0,9349	0.540	CV
15	0,0934	0,8404	0.540	CNV
16	0,0785	0,0785	0.540	CV

On applique la formule : $\mathbf{E} = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

$\mathbf{E}_X = 2351.56 \text{ KN}$

$\mathbf{E}_Y = 1996.23 \text{ KN}$

IV.3.10 Méthode statique équivalente :

IV.3.10.a Principe:

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale à **65 m** en zone **II** à **30 m** en zone **III** et **IIIb**.

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : Tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2 $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

IV.3.10.b Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \Rightarrow \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (**T**).

D'après les calculs dans la méthode dynamique modale spectrale on a :

$$A = 0.15 \quad \eta = 0.816 \quad R = 5 \quad h_N = 27.54 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.15 \text{ s} \quad T_2 = 0.40 \text{ s} \quad Q = 1.05$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$\begin{cases} 2,5 \eta & \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \Rightarrow T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un système de (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{D} \quad \Rightarrow \quad (\text{4.2.4 du RPA99/version2003})$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

• Sens longitudinale : $d_x = 31.5 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.441 \text{ s}$

- Sans transversale : $d_y = 20.5 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.547 \text{ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:

$$\begin{cases} T_X = 0.506 \text{ s} \\ T_Y = 0.625 \text{ s} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0,40 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_X \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.441)^{2/3} = 1.744 \Rightarrow D_x = 1.912 \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.547)^{2/3} = 1.515 \Rightarrow D_y = 1.654 \end{cases}$$

a) Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du (RPA99 version 2003).

Dans notre cas :

$$(\text{Le bâtiment à usage mixte d'habitation}) \Rightarrow \beta = 0,20.$$

$$\text{Donc à chaque niveau : } W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$$

$$\Rightarrow W_t = 39890,21 \text{ KN}$$

Tableau IV 41 Résumé des résultats des paramètres calculés

Paramètres	A	D_x	D_y	Q	R	W (KN)	T_x (s)	T_y (s)	η
Valeurs	0.15	1.912	1.654	1.05	5	39890,21	0.441	0.547	0.816

$$\text{Donc on a: } V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$\Rightarrow V_{x\text{-statique}} = 2402.51 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V_{y\text{-statique}} = 2078.32 \text{ KN.}$$

IV.3.10.b Vérification des exigences de RPA99/2003 :

IV.3.10.b.1 Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/version2003 (art4.3.6))

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si **V_t < 0.8 V**, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **r = 0.8V/V_t**

Tableau IV 42 Résultante des forces sismiques à la base

	V statique(KN)	V Dynamique(KN)	0.8% V_{stat}	0.8 V_{stat} < V_{dyn}
Sens X-X	2402.51	2012.30	1922	C.N.V
Sens Y-Y	2078.32	1730.23	1662.66	C.V

• **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

⇒ **V_{dyn} > 0.8 V_{stat}C. V**

IV.3.10.b.2 Vérification des déplacements latéraux inter – étage :

L'une des vérifications préconisées par le (**RPA99 version 2003**), concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article (**5.10 du RPA99 version 2003**), l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible.

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

Où ;

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1** dans le sens **x** (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{array} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)}$$

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau **k** dans le sens **x** (**y** compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : Est le coefficient de comportement.

- **Sens longitudinale :**

Tableau IV 43 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X

Niveau	h _e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
story 9	306	1.21	5	6,05	5,55	0,5	3,06	C.V
story 8	306	1.11	5	5,55	4,95	0.6	3.06	C.V
story 7	306	0.99	5	4,95	4,2	0.75	3.06	C.V
story 6	306	0.84	5	4,2	3,35	0.85	3.06	C.V
story 5	306	0.67	5	3,35	2,6	0.75	3.06	C.V
story 4	306	0.52	5	2,6	1,7	0.9	3.06	C.V
story 3	306	0.34	5	1,7	0,9	0.8	3.06	C.V
story 2	306	0.18	5	0,9	0,4	0.5	3.06	C.V
story 1	306	0.08	5	0,4	0	0.4	3.06	C.V
Base	306	0	5	0	/	/	/	/

- Sens transversale :

Tableau IV 44 Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y

Niveau	h_e (cm)	δ_e^k (cm)	R	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
story 9	306	1.31	5	6,55	5,65	0.9	3.06	C.V
story 8	306	1.13	5	5,65	4,85	0.8	3.06	C.V
story 7	306	0.97	5	4,85	4,1	0.75	3.06	C.V
story 6	306	0.82	5	4,1	3,25	0.85	3.06	C.V
story 5	306	0.65	5	3,25	2,4	0.85	3.06	C.V
story 4	306	0.48	5	2,4	1,55	0.85	3.06	C.V
story 3	306	0.31	5	1,55	0,9	0.65	3.06	C.V
story 2	306	0.18	5	0,9	0,5	0.4	3.06	C.V
story 1	306	0.10	5	0,5	0	0.5	3.06	C.V
Base	306	0	5	0	/	/	3.06	/

sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de

L'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.3.10.b.3 Vérification vis-à-vis de l'effet P - Δ : (RPA 99/V 2003. Art5-9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P- Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1 ; \text{ Avec :}$$

P_k : poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (**K**)

$$\text{Tel que : } P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau (**K**)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (**K**) par rapport au niveau (**K+1**).

h_K : hauteur d'étage **K**.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

- Sens longitudinal :

Tableau IV 45 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (cm)	h_k (cm)	V_{kx} (KN)	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 9	780,89	0.9	306	343.04	0.0066	C.V
Niveau 8	1580,01	0.8	306	656.76	0.006	C.V
Niveau 7	6250,64	0.75	306	996.58	0.0154	C.V
Niveau 6	10710,57	0.85	306	1301.72	0.023	C.V
Niveau 5	15130,46	0.85	306	1530.11	0.027	C.V
Niveau 4	19660,19	0.85	306	1702.85	0.032	C.V
Niveau 3	24430,98	0.65	306	1916.22	0.027	C.V
Niveau 2	29390,34	0.4	306	1980.13	0.019	C.V
Niveau 1	34640,22	0.5	306	1999.98	0.028	C.V

- Sens transversale :

Tableau IV 46 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Niveau	P _k (KN)	Δ _{kx} (cm)	h _k (cm)	V _{kx} (KN)	θ _{kx}	< 0.1
Niveau 9	780,89	0.90	306	289.62	0.0080	C.V
Niveau 8	1580,01	0.84	306	610.87	0.0071	C.V
Niveau 7	6250,64	0.83	306	988.79	0.017	C.V
Niveau 6	10710,57	0.84	306	1200.4	0.024	C.V
Niveau 5	15130,46	0.84	306	1402.69	0.029	C.V
Niveau 4	19660,19	0.82	306	1569.35	0.034	C.V
Niveau 3	24430,98	0.75	306	1670.82	0.036	C.V
Niveau 2	29390,34	0.54	306	1802.64	0.029	C.V
Niveau 1	34640,22	0.23	306	1859.91	0.014	C.V

- Commentaire :

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet P-Δ peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.3.10.b.4 Vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r, qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s, sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction (M_s > M_r).

$$\text{Avec } \begin{cases} M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i \end{cases}$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau i .

W_i : poids de niveau i .

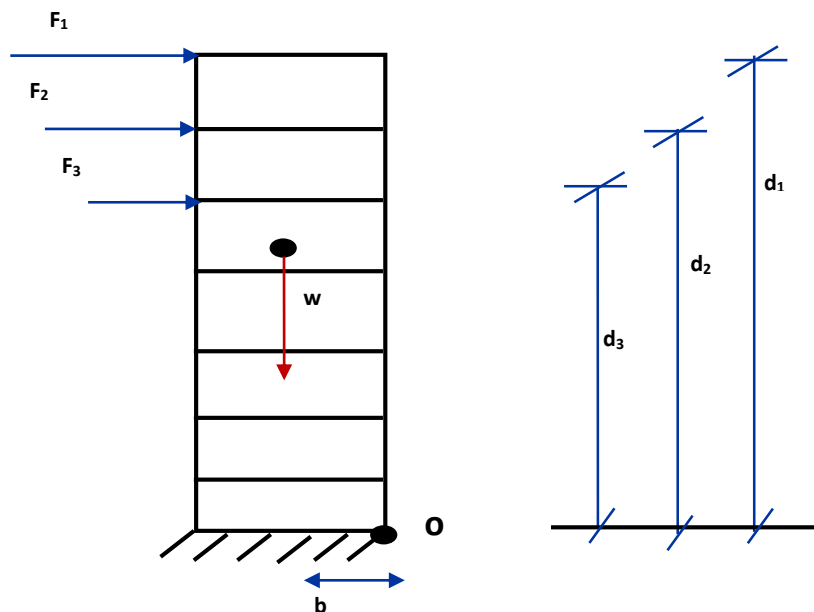


Figure IV 23 Schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.3.10.c Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :(RPA99V2003 Art4.2.5)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 T V$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Avec :

F_t : la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration

$$F_t = \begin{cases} 0.07TV & \text{si } T > 0.7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

Dans notre cas :

- $T_x = 0.441 \text{ s} < 0.7$

Donc :

$$F_{tx} = 0 \text{ KN}$$

- $T_y = 0.547 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$

Donc :

$$F_{ty} = 0 \text{ KN}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - Ft**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \text{ Avec :}$$

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i,j**

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV 47 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Vi (KN)	Fi (KN)
STORY9	4440,19	27,54	321627083,5	635406,552	130,25	506,175
STORY8	4590,78	24,48	295586786,9	635406,552	254,86	465,19
STORY7	4484	21,42	252622595,4	635406,552	492,65	397,576
STORY6	4495,88	18,36	217107341,8	635406,552	770,19	341,682
STORY5	4610,45	15,3	185533300,1	635406,552	1100,53	291,992
STORY4	4780,79	12,24	153910485,3	635406,552	1502,74	242,223
STORY3	4920,56	9,18	118807630,7	635406,552	1980,48	186,978
STORY2	5120,02	6,12	82415747,47	635406,552	2503,99	129,705
STORY1	5420,84	3,06	43628987,83	635406,552	2630,19	68,663

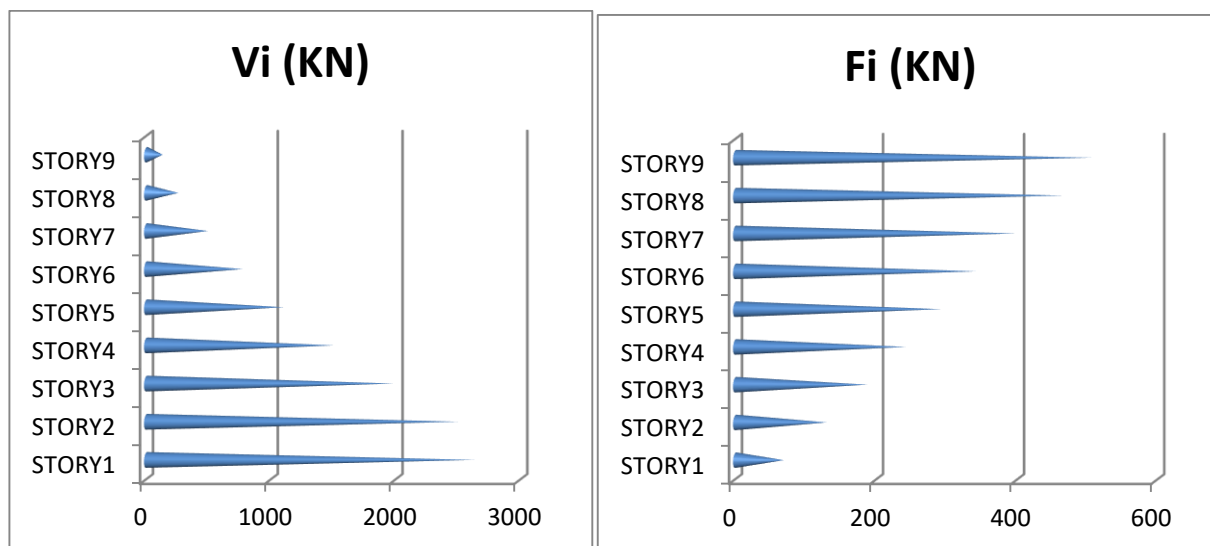


Figure IV 24 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Tableau IV 48 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Vi (KN)	Fi (KN)
STORY9	4440,19	27,54	276993238,2	635406,552	73,955	435,930
STORY8	4590,78	24,48	254566687,5	635406,552	201,504	400,635
STORY7	4484	21,42	217564857,9	635406,552	392,320	342,402
STORY6	4495,88	18,36	186978238,9	635406,552	632,428	294,265
STORY5	4610,45	15,3	159785889,4	635406,552	925,503	251,470
STORY4	4780,79	12,24	132551535,3	635406,552	1280,988	208,609
STORY3	4920,56	9,18	102320084,5	635406,552	1669,55	161,030
STORY2	5120,02	6,12	70978490,12	635406,552	2220,1	111,705
STORY1	5420,84	3,06	37574368,69	635406,552	2265,185	59,134

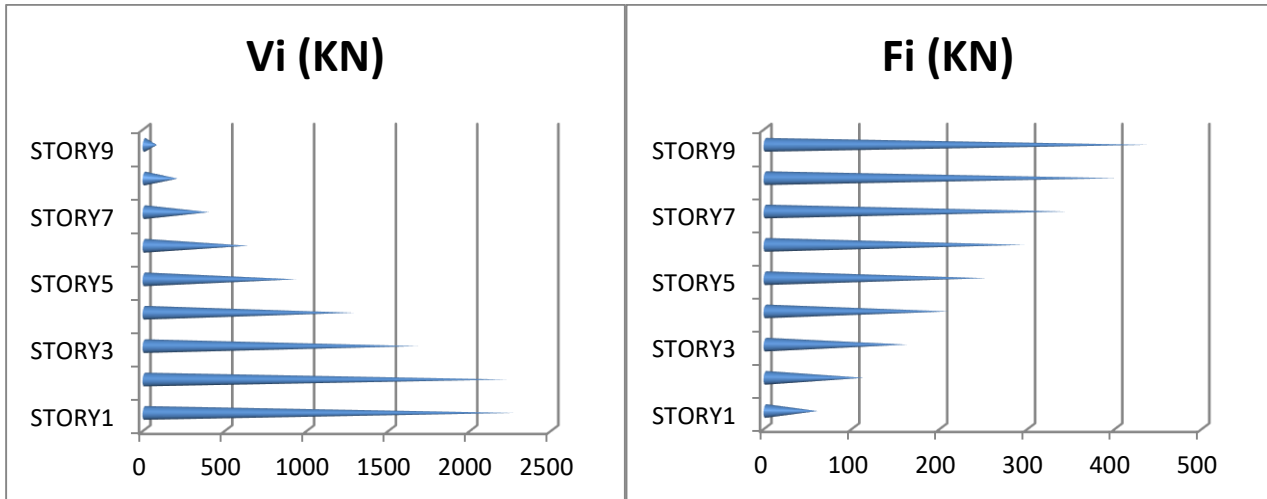


Figure IV 25 Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Tableau IV 49 Valeurs des moments M_r suivant les deux axes X-X et Y-Y

- Sens X-X :

Niveau	d_i (m)	F_{xi} (KN)	$F_{xi} * d_i$ (KN.m)
STORY9	27,54	506,175	13940,059
STORY8	24,48	465,19	11387,851
STORY7	21,42	397,576	8516,077
STORY6	18,36	341,682	6273,281
STORY5	15,3	291,992	4467,477
STORY4	12,24	242,223	2964,809
STORY3	9,18	186,978	1716,458
STORY2	6,12	129,705	793,795
STORY1	3,06	68,663	210,108
Somme		/	50269,915

- Sens Y-Y :

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	435,930	12005,511
STORY8	24,48	400,635	9807,544
STORY7	21,42	342,402	7334,250
STORY6	18,36	294,265	5402,705
STORY5	15,3	251,470	3847,491
STORY4	12,24	208,609	2553,374
STORY3	9,18	161,030	1478,255
STORY2	6,12	111,705	683,635
STORY1	3,06	59,134	180,950
Somme		/	43293,715

- Calcul du centre de gravité de la structure :

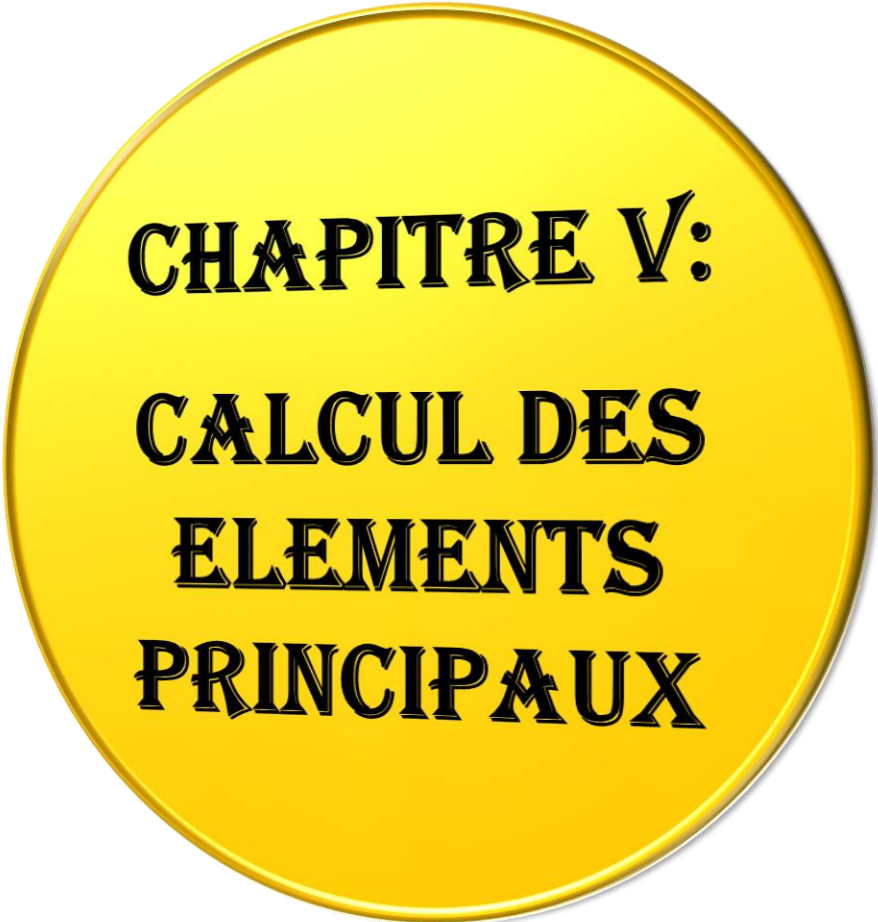
$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 31,5 - 13,73 = 17,77 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 20,5 - 8,68 = 11,82 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau IV 50 Vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	39890,21	17,74	707652,33	50269,915	14,07	CV
Sens YY	39890,21	11,82	471499,8	43293,715	10,89	CV

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L’ouvrage est donc stable au renversement (**Ms > 1,5 Mr**). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.



**CHAPITRE V:
CALCUL DES
ELEMENTS
PRINCIPAUX**

V. Calcul des éléments principaux :

V.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les 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**).

Les règles **CBA 93** « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles **RPA 99/V.2003** « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.
- Les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

V.2 Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Le ferrailage des poutres sera déterminé à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

V.3.1 Les combinaisons de calcul :

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul des ferrailages sont imposées par le BAEL 91 et RPA 99(Article : 5-2), de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

Etat limite	Selon BAEL 91	Selon le RPA
E.L.U	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q \pm E$
E.L.S	$G + Q$	$0.8G \pm E$

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effet du séisme

La combinaison (**1,35 G + 1,5Q**) nous permet de déterminer le moment maximum en travée. La combinaison (**G + Q ± E**) donne le moment négatif maximum en valeur absolue, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis. La combinaison (**0.8 G ± E**) nous permettra de déterminer le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et permettra dans le cas où **M > 0** de déterminer le ferrailage au niveau des appuis.

Remarque :

L'action due au vent n'est pas prise en compte, car elle est négligeable devant celle du séisme. Les efforts dus à la variation de la température sont négligeables puisque les dispositions constructives relatives aux distances entre les joints sont respectées.

V.3.2 Ferrailage des poutres :

V.3.2.a Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres :

V.3.2.a.1 Armatures longitudinales : (RPA99. Version 2003/Art 7.5.2.1) :

- **Le pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0,5\%$ de la section totale (b h) .

- **Le pourcentage total maximum :**

$A_{\max} = 4\%$ de la section totale en zone courante.

$A_{\max} = 6\%$ de la section totale en zone de recouvrement.

- **Longueur minimale de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de **40 Ø** en zone **III**.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

V.3.2.a.2 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 :

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_1)$$

\varnothing_1 : La valeur du diamètre 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.

V.3.2.b Recommandation du BAEL 91 :

V.3.2.b.1 Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit :

$$A_s \geq A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\varnothing_1 \neq 0) \quad \text{L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{array} \right.$$

V.3.2.b.2 Armatures transversales :

1. Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec : A_t Droites $\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$

$$K = \begin{cases} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{cases} \quad \Rightarrow \text{Donc : } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* k \quad f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3,3 \text{ MPa} \} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut :

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

2. Section minimale d'armature d'âme :

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{tmin} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$

- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l \text{ min}} \right\}$
- Espacement maximale : $S_{t \text{ max}} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$

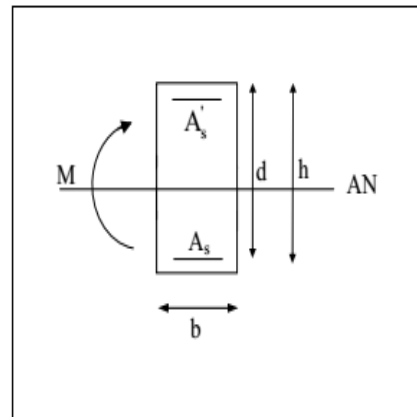
- Espacement : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

3. Calcul des armatures :

- **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_c 28}{\theta \gamma_b}$



- **Calcul du moment réduit limite « μl » :**

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

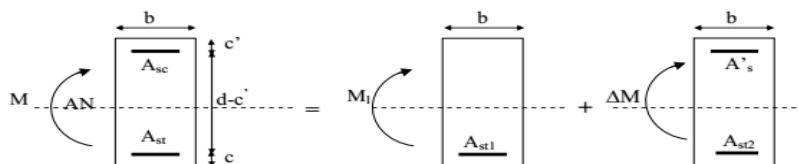
En comparant les deux moments réduits « μ l » et « μ », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

\Rightarrow Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendues).

$\mu \geq \mu_l = 0,392$ la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



Le calcul se fera à l'ELU (flexion simple). Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

V.4 Exemple de calcul :

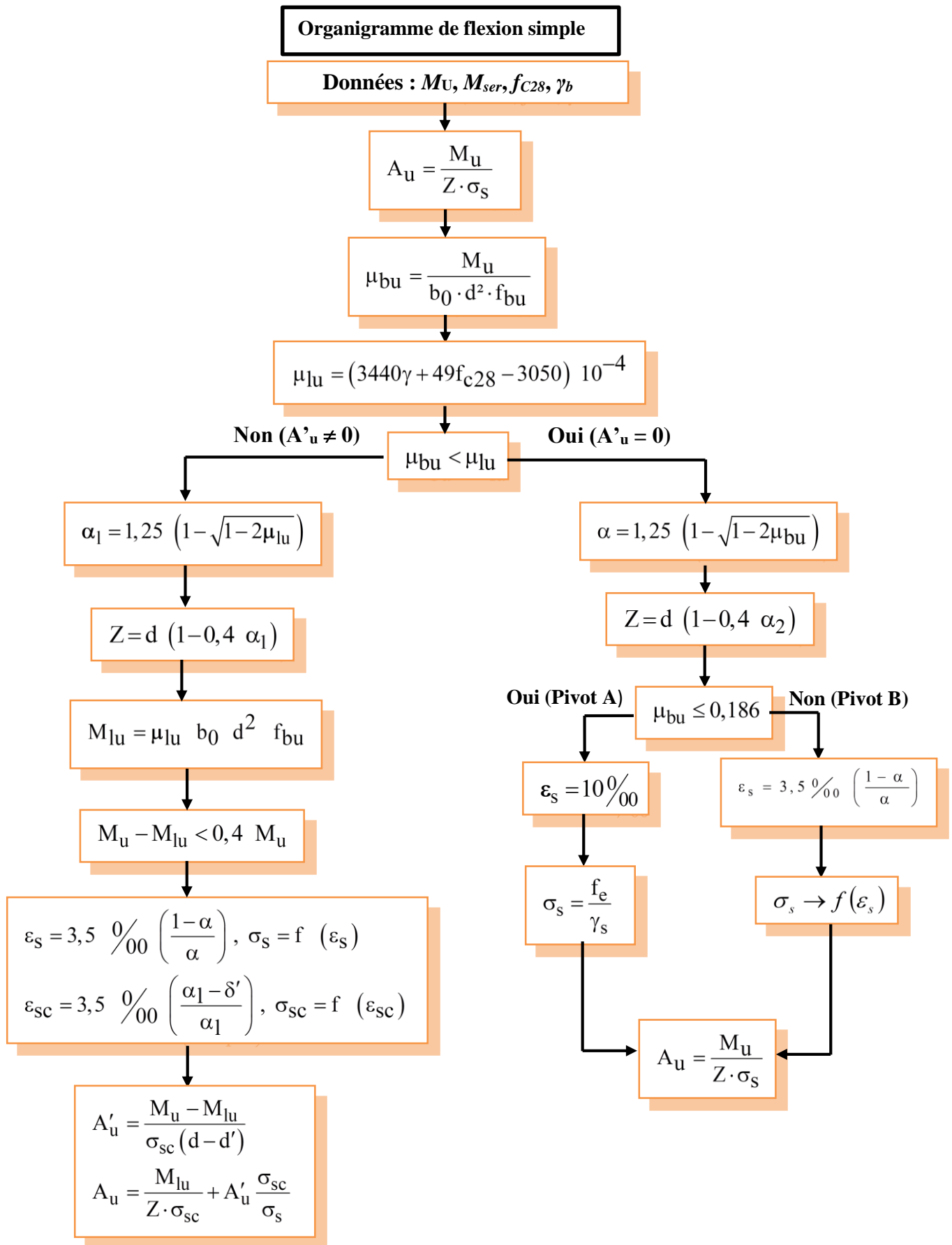
- Caractéristiques des poutres et des matériaux qui les constituent :

Tableau V 1 Caractéristiques des poutres

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)
POUTRE PRINCIPALE	45	30	3	40.5
POUTRE SECONDAIRE	45	30	3	36

Tableau V 2 Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	Situation	Situation	fissuration
		durable	accidentelle	
Béton	f_{c28} Mpa	25	25	Peu préjudiciable
	γ_b	1,5	1,15	
	σ_b Mpa	14,2	18.48	
acier	f_e Mpa	400	400	
	γ_s	1,15	1	
	σ_s Mpa	348	400	



V.4.1 Calcul d'armatures longitudinales :

V.4.1.a Poutres principales (30x45) cm² : 3^{ème} niveau :

- Condition de RPA_{99/Version2003} :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement).}$$

On a choisi les poutres les plus sollicitée.

1) Ferrailage en travée : (sous la combinaison : 1.35G+1.5Q):

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 18**, avec une localisation = **5.88 m**.

$$M_{\max}^T = 72,535 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{72,535 \cdot 10^3}{30 \cdot 40,5^2 \cdot 14,2} = 0,104$$

$$U_{bu} < U_1 = 2,215 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0 \quad U_{bu} < 0,275 \quad \text{méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40,5 (1 - 0,6 \times 0,104) = 37,972 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{72,535 \times 10}{0,37972 \times 348} = 5,49 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5,49 \text{ cm}^2$$

2) Ferrailage en appui :

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 69**,

- Sous la combinaison accidentelle : G+Q-E

$$M_{\max}^A = 150,47 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{150,47 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,215$$

$$U_{bu} < U_1 = 2,035 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0,275 \quad \text{méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40,5 \times (1 - 0,6 \times 0,215) = 35,28 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{150,47 \times 10}{0,3528 \times 348} = 12,25 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 12,25 \text{ cm}^2$$

- Sous la combinaison accidentelle 0.8G+E

$$M_{\max}^A = 135,13 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{135,13 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,193$$

$$U_{bu} < U_1 = 1,841 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5 (1 - 0,6 \times 0.193) = 36.13 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{135.13 \times 10}{0,3613 \times 348} = 10.74 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 10.74 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité BAEL99 :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.405 \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.4.1.b Poutres secondaires (30x40) cm² : 7^{ème} niveau

- **Condition de RPA99/Version2003 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow 4\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow 6\% \times 30 \times 40 \rightarrow A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement).}$$

On a choisi les poutres les plus sollicitée dans cette zone (Sous-sol + RDC).

1) Ferrailage en travée : (sous la combinaison : 1.35G+1.5Q) :

La poutre la plus sollicitée est la poutre B 92,

$$M_{\max}^T = 29.78 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29.78 \cdot 10^3}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,054$$

$$U_{bu} < U_1 = 0.339 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \acute{A}_s = 0$$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 (1 - 0,6 \times 0,054) = 34.83 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{29.78 \times 10}{0,3483 \times 348} = 2.46 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.46 \text{ cm}^2$$

1) Ferrailage en appui :

- **sous la combinaison accidentelle G+Q-E**

$$M_{\max}^A = 122.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{122.96 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.222$$

$$U_{bu} < U_1 = 1.519 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \acute{A}_s = 0$$

$U_{bu} < 0.275$ méthode simplifier

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 \times (1 - 0,6 \times 0.222) = 31.2 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{122.96 \times 10}{0.312 \times 348} = 11.25 \text{ cm}^2$$

A_a = 11.25 cm²

- sous la combinaison accidentelle 0.8G+E

M_{max}^A = 74.851 KN.m

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{74.851 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.135$$

U_{bu} < U₁ = 1.205 → pas d'armatures comprimé A_s = 0

U_{bu} < 0.275 méthode simplifier

z_b = d (1 - 0.6μ_{bu}) = 36(1 - 0.6 × 0.135) = 33.084 cm

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{74.851 \times 10}{0.33084 \times 348} = 6.45 \text{ cm}^2$$

A_a = 6.45 cm²

- Condition de non fragilité BAEL99 :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

A_{st} ≥ A_{min} = 1.30 cm² → Condition vérifiée

V.4.2 Résultats des calculs de ferrailage des poutres :

V.4.2.a Poutres principales (30x45) cm² :

P P		M		As	Choix	A _{cal}	A _{min}	A _{max}	A _{ado}	Combinaison	
(30x45)		(KN.m)		(cm ²)	des	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	son	
					barres						
Niveau	0 1	Sur appuis	Sup	-92.65	8.16	3HA16+ 3HA14	15.04	6.75	54	18.22	G+Q-E (min)
			inf	79.423	6.88	3HA16+ 3HA14					0.8G+E (max)
	En travée		72.53	5.49	3HA14+ 3HA12	5.49		8.01	1.35G+1.5 Q		
	0 2	Sur appuis	Sup	-130.7	12.11	3HA20+ 3HA14	22.82	6.75	54	24.69	G+Q-E (min)
inf			116.1	10.61	3HA16+ 3HA14	0.8G+E (max)					
En travée		73.41	6.32	3HA14+ 3HA12	6.32		8.01		1.35G+1.5 Q		

	03	Sur appuis	Sup	-150.4	14.36	3HA20+ 3HA16	26.95	6.75	54	29.49	G+Q-E (min)	
			inf	135.13	12.59	3HA20+ 3HA14					0.8G+E (max)	
		En travée		72.125	6.19	3HA14+ 3HA12	6.19				8.01	1.35G+1.5 Q
	04	Sur appuis	Sup	-158.8	15.37	3HA20+ 3HA16	28.05	6.75	54	29.49	G+Q-E (min)	
			inf	135.99	12.68	3HA20+ 3HA14					0.8G+E (max)	
		En travée		72.891	6.27	3HA14+ 3HA12	6.27				8.01	1.35G+1.5 Q
	05	Sur appuis	Sup	-146.3	13.87	3HA20+ 3HA14	24.2	6.75	54	24.69	G+Q-E (min)	
			inf	114.23	10.33	3HA16+ 2HA14					0.8G+E (max)	
		En travée		72.563	6.23	3HA14+ 3HA12	6.23				8.01	1.35G+1.5 Q
Niveau	06	Sur appuis	Sup	-130.77	12.10	3HA20+ 3HA14	19.91	6.75	54	23.46	G+Q-E (min)	
			inf	89.07	7.81	3HA16+ 3HA12					0.8G+E (max)	
		En travée		73.81	6.35	3HA14+ 3HA12	6.35				8.01	1.35G+1.5 Q
	07	Sur appuis	Sup	-	10.05	3HA16+ 3HA14	15.13	6.75	54	16.68	G+Q-E (min)	
			inf	111.485	5.08	3HA16					0.8G+E (max)	
		En travée		72.57	6.24	3HA14+ 3HA12	6.24				8.01	1.35G+1.5 Q
	08	Sur appuis	Sup	-102.71	9.16	3HA16+ 3HA14	12.79	6.75	54	15.27	G+Q-E (min)	
			inf	43.556	3.63	3HA14					0.8G+E	

										(max)
		En travée	74.412	6.41	3HA14+ +3HA12	6.41			8.01	1.35G+1.5 Q
0 9	Sur appuis	Sup	-63.728	5.42	3HA14	7.81	6.75	54	9.24	G+Q-E (min)
		inf	29.078	2.39	3HA14				0.8G+E (max)	
	En travée	52.77	4.44	3HA14+ +3HA12	4.44	8.01			1.35G+1. 5Q	

V.4.2.b Poutres secondaires (30x40) cm2 :

Tableau V 3 Ferrailage des poutres secondaires (30x40) cm²

P S (30x40)	M (KN.m)	As (cm ²)	Choix des barres	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	Combina ison		
Niveau 0 1	Sur appuis	Sup	-78.94	6.84	3HA14 +3HA1 2	12.94	6.00	56	16.02	G+Q-E (min)
		inf	71.14	6.10	3HA14 +3HA1 2					0.8G+E (max)
	En travée	6.58	0.53	3HA16	0.53			6.03	1.35G+1. 5Q	
0 2	Sur appuis	Sup	-110.25	9.92	3HA16 +3HA1 4	18.5	6.00	48	21.3	G+Q-E (min)
		inf	97.71	8.58	3HA16 +3HA1 4					0.8G+E (max)
	En travée	8.45	0.68	3HA16	0.68			6.03	1.35G+1. 5Q	
03	Sur appuis	Sup	-136.86	12.78	3HA20 +2HA1 4	23.34	6.00	48	24.69	G+Q-E (min)

Niveau		inf	117.28	10.56	3HA16 +3HA1 4				0.8G+E (max)		
		En travée	10.23	0.82	3HA16	0.82		6.03	1.35G+1.5Q		
	0 4	Sur appuis	Sup	-146.42	13.88	3HA20 +2HA1 4	24.28	6.00	48	24.69	G+Q-E (min)
			inf	114.81	10.40	3HA16 +3HA1 4				0.8G+E (max)	
		En travée	14.08	1.13	3HA16	1.13	6.03		1.35G+1.5Q		
	0 5	Sur appuis	Sup	-140.52	13.20	3HA20 +2HA1 4	22.6	6.00	48	24.69	G+Q-E (min)
			inf	105.1	9.4	3HA16 +3HA1 4				0.8G+E (max)	
		En travée	17.97	1.45	3HA16	1.45	6.03		1.35G+1.5Q		
	0 6	Sur appuis	Sup	-130.45	12.07	3HA20 +3HA1 4	19.8	6.00	48	22.05	G+Q-E (min)
			inf	88.39	7.73	3HA14 +2HA1 2				0.8G+E (max)	
		En travée	23.512	1.92	3HA16	1.92	6.03		1.35G+1.5Q		
	0 7	Sur appuis	Sup	-122.96	11.25	3HA16 +3HA1 6	17.7	6.00	48	20.07	G+Q-E (min)
inf			74.851	6.45	3HA14 +2HA1		0.8G+E (max)				

					2					
		En travée	29.78	2.46	3HA16	2.46			6.03	1.35G+1.5Q
08	Sur appuis	Sup	-102.44	9.12	3HA16 +3HA1 2	13.53	6.00	48	14.04	G+Q-E (min)
		inf	55.25	4.41	3HA14					0.8G+E (max)
		En travée	21.827	1.78	3HA16	1.78			6.03	1.35G+1.5Q
09	Sur appuis	Sup	-46.248	3.86	3HA14	6.53	6.00	48	9.24	G+Q-E (min)
		inf	32.4	2.67	3HA14					0.8G+E (max)
		En travée	37.824	3.13	3HA16	3.13			6.03	1.35G+1.5Q

V.4.3 Calcul d'armatures transversales :

Le ferrailage se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

1) Selon le BAEL91 : La section minimale A_t doit vérifier :

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

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$;

On adopte les espacements suivants :..... $S_t = 15\text{cm}$;

Donc :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

• Diamètre des armatures d'âme :

✓ Pour les poutres principales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{lim} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35} ; 1.6 ; \frac{30}{10} \right) = 1.28 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

✓ Pour les poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lim}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{40}{35}; 1.4; \frac{30}{10}\right) = 1.14 \text{ cm} \quad \text{On prend : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

2) Selon le RPA 99 :

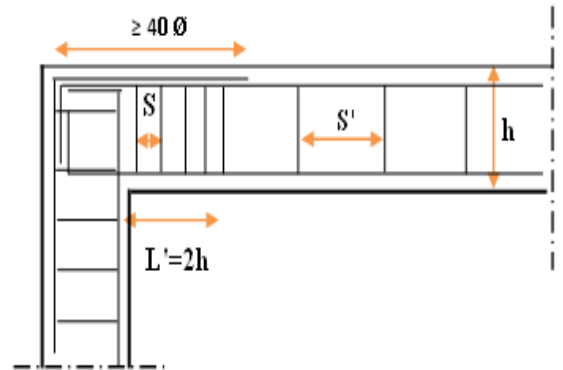
La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t$

.b

• L'espace maximal :

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1, 30\right)$

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$



On adopte les espacements suivants :

• Pour les poutres principales $h = 45 \text{ cm}$:

En zone nodale $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St' = 15 \text{ cm}$.

• Pour les poutres secondaires $h = 40 \text{ cm}$:

En zone nodale $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St' = 15 \text{ cm}$.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 > 0.45 \text{ cm}^2 .$$

$$S_{t_{adopté}} = \text{Min}\{S_{t_{B.A.E.L.}} \cdot S_{t_{RPA}}\} \implies \begin{cases} \text{En zone nodale:} & \mathbf{St = 10 \text{ cm.}} \\ \text{En zone courante :} & \mathbf{St' = 15 \text{ cm}} \end{cases}$$

Le choix des barres est le suivant : **4HA8** $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « HA8 ».

• Recouvrement des barres longitudinales :

Selon le (RPA99/Version2003), la longueur de recouvrement dans la zone III est : $L_r = 40 \phi$

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
$\phi 12$	50
$\phi 14$	60
$\phi 16$	65
$\phi 20$	80

- Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h$

	PP (30 x 45)	PS (30 x 40)
L' (cm)	90	80

V.4.3.a Vérifications :

V.4.3.a.1 La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PP : } A_{st \text{ min}} \Rightarrow = 6.88 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} \geq A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PS : } A_{st \text{ min}} \Rightarrow = 6.88 \text{ cm}^2)$$

V.4.3.a.2 Etat limite d'ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

V.4.3.a.3 Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art A 5-1.2) :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira le cas le plus défavorable dans chaque zone.

- Exemple de calcul :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

- Poutres principales niveau 03 :

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

$$V_u = T_{max} = 335.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{156.2 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 10^2} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.29 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Pour tous les autres niveaux les résultats sont comme suit :

Tableau V 4 Vérification de l'effort tranchant (PP)

Niveau	Effort tranchant (KN) PP	Effort tranchant (KN) PS	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	vérification
1	126.76	82.71	1.04	0.77	3.33	CV
2	138.19	113.27	1.14	1.05	3.33	CV
3	155.75	134.43	1.28	1.24	3.33	CV
4	152.45	147.17	1.25	1.36	3.33	CV
5	136.26	135.59	1.12	1.25	3.33	CV
6	133.82	127.86	1.10	1.18	3.33	CV
7	135.37	116.07	1.11	1.07	3.33	CV
8	150.18	93.42	1.24	0.86	3.33	CV
9	88.11	30.98	0.73	0.29	3.33	CV

V.4.3.a.4 Vérification de l'adhérence :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \bar{\tau}_{su} = \psi_s f_{t28}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset$$

Donc on trouve les valeurs suivantes :

Tableau V 5 Vérification de l'adhérence

Niveau	poutres	V _U (KN)	∑ U _i (cm)	τ _{se} (Mpa)	$\overline{\tau}_{se}$ (Mpa)	Observation
1	P.P	126.76	61.17	0.50	3.15	C.V
	P.S	82.71	62.08	0.37	3.15	C.V
2	P.P	138.19	66.47	0.51	3.15	C.V
	P.S	113.27	66.52	0.47	3.15	C.V
3	P.P	155.75	73.84	0.52	3.15	C.V
	P.S	134.43	70.46	0.53	3.15	C.V
4	P.P	152.45	73.88	0.51	3.15	C.V
	P.S	147.17	70.92	0.57	3.15	C.V
5	P.P	136.26	70.35	0.48	3.15	C.V
	P.S	135.59	73.25	0.51	3.15	C.V
6	P.P	133.82	70.63	0.46	3.15	C.V
	P.S	127.86	68.23	0.52	3.15	C.V
7	P.P	135.37	56.07	0.59	3.15	C.V
	P.S	116.07	68.92	0.46	3.15	C.V
8	P.P	150.18	60.80	0.6	3.15	C.V
	P.S	93.42	40.85	0.63	3.15	C.V
9	P.P	88.11	62.37	0.35	3.15	C.V
	P.S	30.98	41.28	0.20	3.15	C.V

V.4.3.a.5 Contraint de compression dans le béton :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$.

Moment statique au niveau de l'axe neutre : On doit vérifier que : $\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$

On a:

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre : } \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

Moment d'inertie : $I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

Avec $K = \frac{M_{ser}}{I}$ et $\sigma_{bc} = K \cdot y_1$

Exemple : le 3^{ème} niveau

a) En travée : $M_{ser} = 54.126 \text{ KN.m}$

$Y = 11.8 \text{ cm}$ $I = 68725 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 9.3 \text{ MPa}$. $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28} = 15 \text{ MPa}$.

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

b) Aux appuis : $M_{ser} = 65.481 \text{ KN.m}$

$Y = 16.6 \text{ cm}$ $I = 130015 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = 8.4 \text{ MPa}$.

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

1) Poutres principales :

Tableau V 6 Contraint de compression dans le béton (PP)

Poutres principales		M_{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	
PP 1 (30x45)	Sur appuis	-65.481	15.04	16.6	130015	8.4	< 15
	En travée	54.126	5.49	11.8	68725	9.3	< 15
PP 2 (30x45)	Sur appuis	-70.82	22.82	19.8	178890	7.8	< 15
	En travée	49.571	12.5	12.9	76434	7.33	< 15
PP 3 (30x45)	Sur appuis	-75.837	26.95	20.9	196077	6.70	< 15
	En travée	50.863	6.03	12.2	73789	8.4	< 15
PP 4 (30x45)	Sur appuis	-74.519	28.05	21.1	200309	7.9	< 15
	En travée	50.147	6.27	12.4	90368.08	8.2	< 15
PP 5 (30x45)	Sur appuis	-79.125	24.2	20.2	184877	8.6	< 15
	En travée	54.778	6.23	12.4	75618	9	< 15
PP 6 (30x45)	Sur appuis	-82.442	19.91	19	165351	9.5	< 15
	En travée	51.852	6.35	12.5	76705	8.4	< 15
PP 7 (30x45)	Sur appuis	-83.394	15.13	17.3	139854	10.3	< 15
	En travée	52.627	6.24	12.4	75709	8.6	< 15
PP 8 (30x45)	Sur appuis	-87.167	12.79	16.3	125513	11.3	< 15
	En travée	63.087	6.41	12.5	77245	9.8	< 15
PP 9 30x45	Sur appuis	-48.648	7.81	13.5	89299	7.4	< 15
	En travée	38.558	4.44	10.8	58314	4.64	< 15

2) Poutres secondaires

Tableau V 7 Contraint de compression dans le béton (PS)

Poutres secondaires		M _{ser} (KN.m)	A adopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	
PS 1 (35x40)	Sur appuis	-20.246	12.94	16.3	126476	2.6	< 15
	En travée	7.452	0.53	4.2	9294	3.2	< 15
PS 2 (30x40)	Sur appuis	-19.475	18.5	18.5	158291	2.3	< 15
	En travée	6.789	0.68	4.7	11680	2.7	< 15
PS 3 (30x40)	Sur appuis	-17.735	23.34	19.9	181176	2	< 15
	En travée	6.166	0.82	5.1	13843	2.3	< 15
PS 4 (30x40)	Sur appuis	-19.714	24.28	20.2	185216	2.2	< 15
	En travée	10.524	1.13	5.9	18448	3.4	< 15
PS 5 (30x40)	Sur appuis	-22.473	22.6	19.7	177911	2.5	< 15
	En travée	15.796	1.45	6.6	22975	4.5	< 15
PS 6 (30x40)	Sur appuis	-26.458	19.8	18.9	164813	3	< 15
	En travée	17.682	1.92	7.5	29282	4.5	< 15
PS 7 (30x40)	Sur appuis	-33.718	17.7	18.2	154123	4	< 15
	En travée	20.897	2.46	8.4	36110	4.8	< 15
PS 8 (30x40)	Sur appuis	-30.586	13.53	16.6	130514	3.9	< 15
	En travée	18.558	1.78	7.3	27442	4.9	< 15
PS 9 (30x40)	Sur appuis	-36.692	6.53	12.6	78319	5.9	< 15
	En travée	28.963	3.13	9.3	44068	6.1	< 15

V.4.3.a.6 Vérification de l'état limite de déformation (la flèche):

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{Mpa}$$

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

h: hauteur de la section

l : la portée entre nus d'appuis.

M_t: moment maximum en travée.

M₀: moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

f_e : limite d'élasticité de l'acier

1) Poutre principale :**h= 45 cm** hauteur de la section**l= 5.95m** la portée entre nus d'appuis. **$M_t = 63.087 \text{ KN.m}$** Moment maximum

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{595} = 0.07 > 0.063 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.075 > \frac{1}{10} \frac{63.087}{74.412} = 0.08 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.49}{35 \times 40.5} = 0.0038 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

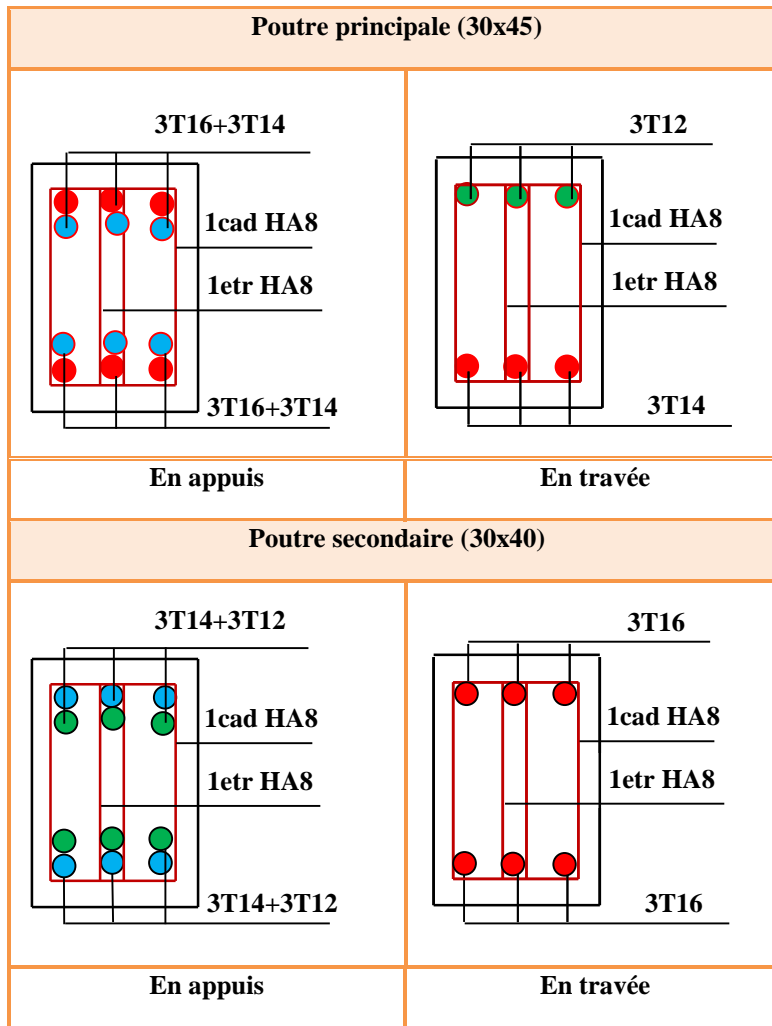
2) Poutre secondaire :**h= 40 cm** hauteur de la section**l= 5.3 m** la portée entre nus d'appuis. **$M_t = 28.963 \text{ KN.m}$** Moment maximum

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{530} = 0.075 > 0.063 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.075 > \frac{1}{10} \frac{28.963}{37.824} = 0.07 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.13}{35 \times 36} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

V.3.5 Schéma de ferrailage des poutres :



V.5 Etude des poteaux du système autostables :**V.5.1 Introduction :**

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.

V.5.2 Ferrailage des poteaux :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU .La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et effort correspondant.

V.5.2 Caractéristiques des matériaux :**Tableau V 8 Caractéristiques mécanique des matériaux**

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes.

V.5.3 Les combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **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)

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E. \end{array} \right.$$

V.5.4 Calcul des armatures :

Les sollicitations dans chaque niveau sont obtenues par le logiciel **ETABS**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

V.5.4.a Calcul des armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

- **Le ferrailage minimal d'après CBA93 :**

Ferrailage minimum d'après le CBA93 est donnée par :

$$A \geq \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} b_0 d$$

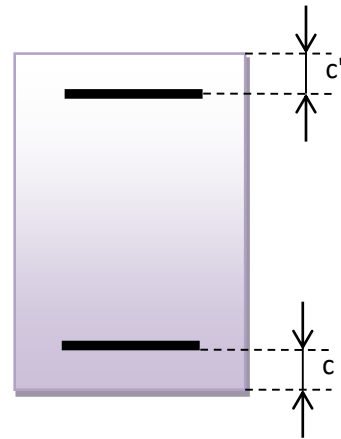
- **Recommandations du «BAEL91» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

- 1) **Recommandations du «RPA 99/v.2003» :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.9%** (zone III).
- Ferrailage maximum sera de :
 - **4%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Φ** (zone III)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **20 cm** (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$



- Le diamètre minimum est de **12 mm**

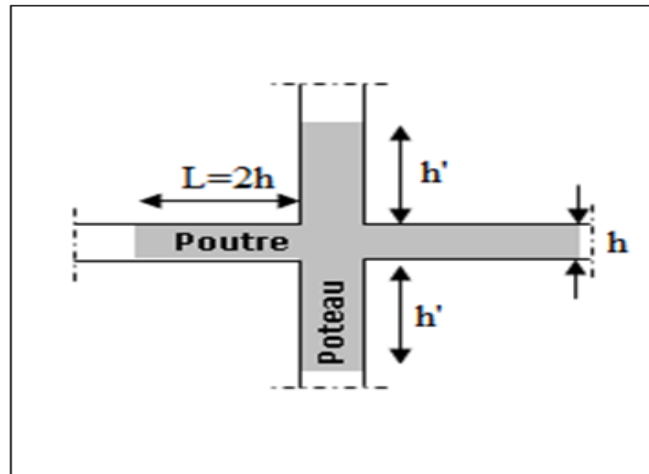


Figure V 1 Zone nodale

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	e ₀ (cm)	Nature	A _s (cm ²)	A _{rap} (cm ²)
70x70	ELU	2663.8	15.329	0.57	C.C	0	44.1
	08GEYmax	-1519.73	21.512	1.41	C.C	0	
	GQEYmin	1869.04	143.288	7.66	P.C	0	
65x65	ELU	2305.3	61.82	2.68	C.C	0	38.025
	08GEYmax	-1126.73	121.615	10.79	P.C	22.12	
	GQEYmin	1624.11	128.25	7.89	P.C	0	
60x60	ELU	1962.3	30.001	1.52	C.C	0	32.4
	08GEYmax	-735.26	14.464	1.96	C.C	11.34	
	GQEYmin	1357.5	125.71	9.26	P.C	0	
55x55	ELU	1631.48	30.68	1.88	C.C	0	27.225
	08GEYmax	-418.28	15.82	3.78	C.C	6.94	
	GQEYmin	1080.5	121.934	11.28	P.C	0	
50x50	ELU	1305.62	31.2	2.38	C.C	0	22.5
	08GEYmax	-194.37	16.925	8.7	P.C	3.9	
	GQEYmin	820.03	113.671	13.86	P.C	0	
45x45	ELU	1007.99	25.211	2.5	C.C	0	18.225
	08GEYmax	-70.547	15.293	22.67	P.C	2.13	
	GQEYmin	576.12	98.836	17.15	P.C	0	
40x40	ELU	950.25	20.211	2.12	C.C	0	14.4
	08GEYmax	-53.811	14.2	26.38	P.C	1.94	
	GQEYmin	552.12	88.68	16.06	P.C	0.64	

V.5.5 Exemple de calcul :

V.5.5.a Ferrailage longitudinal :

Soit un poteau de (70x70) cm² (Situation accidentelle) :

➤ Sous la combinaison 08G_EY_{max} :

C=C' = 3 cm.

L = 3.06m.

f_{bu} = 14.2 Mpa.

M_{max} = 121.615 KN.m.

N_{corr} = -1126.73 KN.

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{121.615}{1126.73} = 10.79 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.1079 + \left(0.63 - \frac{0.7}{2}\right) = 0.388 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1126.73 \times 0.388 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 437.171 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.7}{0.63} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.7}{0.63}\right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{437.171 \times 10^6}{700 \times 630^2 \times 14.2} = 0.110$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.15$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 700 \times 0.8 \times 0.15 \times 630}{348} = 21.6 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 21.6 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison GQEYmin :**

$$M_{\max} = 143.288 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = 1869.04 \text{ KN.}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{143.28}{1869.04} = 7.66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0766 + \left(0.63 - \frac{0.7}{2}\right) = 0.357 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1869.04 \times 0.357 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 667.247 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.7}{0.63} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.7}{0.63}\right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{667.247 \times 10^6}{700 \times 630^2 \times 14.2} = 0.169$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

• **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.232$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 700 \times 0.8 \times 0.232 \times 630}{348} = 33.39 \text{ cm}^2.$$

• **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 33.39 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison ELU :**

$$M_{\max} = 61.82 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = 2305.3 \text{ KN.}$$

• **La position du centre de pression est :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{61.82}{2305.3} = 2.68 \text{ cm} < \frac{b}{12} = 5.41 \text{ cm} \Rightarrow \text{compression centrée (C.C)}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{306 \times \sqrt{12}}{65} = 16.3$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.3}{35}\right)^2} = 0.814$$

$$Br = 3844 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - Br \frac{fc28}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left[\frac{2305.3 \times 1000}{0.814} - 384400 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.1}{400} \dots A_s < 0$$

Donc :

$$A = \max [A \text{ min RPA} ; A \text{ min BAEL}]$$

❖ Selon le BAEL :

$$A_{\min \text{BAEL}} = \text{Max} \begin{cases} 4 \times \text{périmètre} = 10.40 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 8.45 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min \text{BAEL}} = 10.4 \text{ cm}^2$$

❖ Selon le RPA

$$A_{\min \text{RPA}} = 0.9\% B$$

$$A_{\min \text{RPA}} = \frac{0.9}{100} \times 65 \times 65 = 38.025 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [38.025 ; 10.4]$$

$$\Rightarrow A = 38.025 \text{ cm}^2$$

• Conclusion :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\min(\text{RPA})}).$$

Tableau V 9 Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	AS _{cal} (cm ²)	ARPA	Choix	AS _{adop}	ACNF	Observation AS _{adop} > A _{RPA}
70x70	0	44.1	8HA20+4HA25	44.77	5.33	CV
65x65	22.12	38.02 5	4HA25+8HA20	44.77	4.6	CV
60x60	11.34	32.4	4HA25+8HA16	35.72	3.92	CV
55x55	6.94	27.22 5	4HA20+8HA16	28.65	3.3	CV
50x50	3.9	22.5	4HA20+8HA14	24.89	2.73	CV
45x45	2.13	18.22 5	4HA20+4HA14	21.62	2.21	CV
40x40	1.94	14.4	4HA20+4HA12	17.09	1.73	CV

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 10 Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Poteau	Zone courante		observation	Zone de recouvrement	
	AS adoptée	A _{max}	AS _{ad} < A _{max}	A _{max}	AS _{ad} < A _{max}
70x70	44.77	196	CV	294	CV
65x65	44.77	169	CV	253.5	CV
60x60	35.72	144	CV	216	CV
55x55	28.65	121	CV	181.5	CV
50x50	24.89	100	CV	150	CV
45x45	21.62	81	CV	121.5	CV
40x40	17.09	64	CV	96	CV

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par : $L_r = 4$

Pour :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
ϕ 25	100
ϕ 20	80
ϕ 16	64
ϕ 14	56
ϕ 12	48

V.5.5.b Ferrailage transversales :

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ **0.3%.**
- Si $\lambda_g < 3$ **0.8%.**
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « **a** » et « **b** », dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et « **L_f** » longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum de **10 ϕ_t** .

- **Zone courante : (Poteau 75x75)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{3.06}{0.7} = 4.37 < 5 \qquad V_u = 85.65 \text{ KN}$$

donc: $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 85.65 \times 10^3}{700 \times 400} = 1.376 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : $4HA10 = 3.14\text{cm}^2$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 4.37 \leq 5$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \text{ min}}{t.b_1} \geq 0.8 \%$$

$$\frac{3.14}{70 \times 12} = 0.37\% < 0.8\% \quad \text{Donc ce n'est pas vérifié}$$

Donc on adopte :

Choix des barres 10HA10 = 7.85cm²

- **Zone nodale :**

$$A_t = \frac{80 \times 3.75 \times 85.65 \times 10^3}{700 \times 400} = 0.91\text{cm}^2$$

Choix des barres : $4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

$$\frac{2.01}{70 \times 8} = 0.35\% < 0.8\% \quad \text{Donc ce n'est pas vérifié}$$

Donc on adopte :

Choix des barres 10HA10 = 7.85cm²

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8\text{cm}$

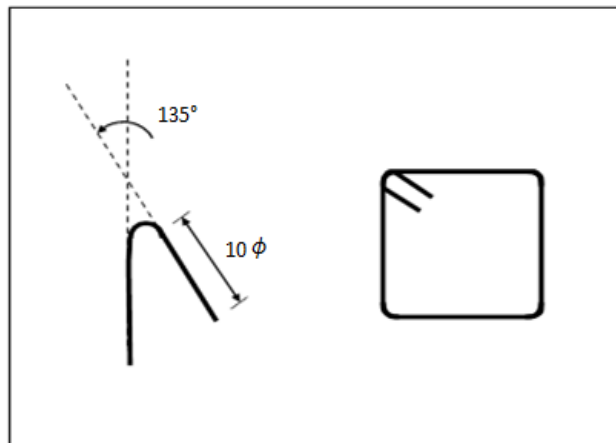


Figure V 2 Détail des armatures transversales

- Choix des armatures

Tableau V 11 Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

Poteaux	At _{cal} (cm ²)	Choix	At _{adoptée}	St (cm)
70x70	1.37	10HA10	7.85	12
65x65	1.48	10HA10	7.85	12
60x60	1.6	10HA10	7.85	12
55x55	1.75	10HA10	7.85	12
50x50	1.92	10HA10	7.85	12
45x45	2.14	10HA10	7.85	12
40x40	2.4	10HA10	7.85	12

- Zone nodale :

Tableau V 12 Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

Poteaux	At _{cal} (cm ²)	Choix	At _{adoptée}	St (cm)
70x70	0.91	10HA10	7.85	8
65x65	0.98	10HA10	7.85	8
60x60	1.07	10HA10	7.85	8
55x55	1.16	10HA10	7.85	8
50x50	1.28	10HA10	7.85	8
45x45	1.42	10HA10	7.85	8
40x40	1.6	10HA10	7.85	8

V.5.6 Vérifications diverses :

V.5.6.a Vérification du poteau à l'effort tranchant :

V.5.6.a.1 Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux :

[RPA art 7.4.3.2].

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4.34 \text{MPa (situation accidentelle)}.$$

$$\bar{\tau}_{su} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\psi} f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau V 13 Vérification des contraintes tangentielles

Poteaux	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V _u (KN)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}_{bu}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$	ΣU_i (mm)	τ_{su} MPA	$\bar{\tau}_{su}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
70x70	85.65	0.17	4.34	CV	989.58	0.137	3.15	CV
65x65	113.08	0.267	4.34	CV	813.46	0.24	3.15	CV
60x60	135.83	0.37	4.34	CV	712.08	0.353	3.15	CV
55x55	141.5	0.467	4.34	CV	661.93	0.431	3.15	CV
50x50	135.73	0.542	4.34	CV	602.88	0.5	3.15	CV
45x45	122.23	0.603	4.34	CV	549.71	0.549	3.15	CV
40x40	119.81	0.748	4.34	CV	490.88	0.677	3.14	CV

V.5.6.a.2 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Tableau V 14 Vérification des contraintes dans le béton

Poteaux	Nser (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	vérification
70x70	1941.22	44.77	4489	3.76	15	CV
65x65	1671.45	44.77	3844	3.7	15	CV
60x60	1126.82	35.72	3249	3.47	15	CV
55x55	1025.93	28.65	2704	3.27	15	CV
50x50	790.31	24.89	2209	3.06	15	CV
45x45	602	21.62	1764	2.88	15	CV
40x40	450.12	17.09	1369	2.76	15	CV

- **Justification à l'effort normal ultime :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

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.

V.5.6.a.3 Vérification du flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement . Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de

la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

- **Exemple de calcul : poteau 70x70**

L'effort maximal repris par le poteau est : $N_{max} 2818.28KN$

$$l_f = 3.06m$$

$$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.70^4}{12} = 0.02 m^4$$

$$B = 0.67 \times 0.67 = 0.4489m^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.02}{0.4489}} = 0.211m$$

$$i_{XX} = i_{YY} = 0.211m ; \quad \lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{3.06}{0.211} = 14.502$$

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

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$0 < \lambda = 14.052 < 50 \quad \text{donc } \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{14.502}{35}\right)^2} = 0.82$$

On doit vérifier que :

$$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (70 - 3) \times (70 - 3) = 4489 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{2657.23 \times 1000}{0.81 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 1491.36 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 4489 \text{ cm}^2 > 1491.36 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Exemple de calcul : poteau 70x70

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_{ultime} = 0.82 \left(\frac{4489 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 44.77 \times 100 \times \frac{400}{1.15} \right)$$

$$N_{ultime} = 8093.547 \text{ KN} > N_{max} = 2655.58 \text{ KN} \quad \text{donc la est condition vérifiée.}$$

Tableau V 15 Vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	L(m)	$l_f(m)$	λ	λ <50	Δ	Nmax(KN)	N ultime (KN)	observation
70x70	3.06	3.06	14.052	CV	0.82	2655.58	8093.547	CV
65x65	3.06	2.142	11.273	CV	0.832	2292.76	7218.212	CV
60x60	3.06	2.142	11.77	CV	0.831	1959.14	6032.313	CV
55x55	3.06	2.142	12.826	CV	0.827	1624.93	4965.249	CV
50x50	3.06	2.142	14	CV	0.823	1300.23	3400.969	CV
45x45	3.06	2.142	15.521	CV	0.817	1003.69	3956.519	CV
40x40	3.06	2.142	17.414	CV	0.809	890.12	4808.977	CV

V.6 Etude des voiles du système mixte :

V.6.1 Introduction :

Dans une structure, les voiles de contreventement, outre leurs rôles porteurs vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales grâce à leurs rigidités importantes dans ce plan.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons des efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges), et à des forces horizontales dues au séisme (cisaillement). Ce qui nécessitera la disposition du ferrailage suivante :

- 1) Sur le plan vertical (aciers verticaux)
- 2) Sur le plan horizontal (aciers horizontaux)

Pour cela, nous avons divisé notre structure en trois zones de calcul :

- les niveaux (RDC-1-2) **Zone 01**
- les niveaux (3-4-5) **Zone 02**
- les niveaux (6-7-8) **Zone 03**

V.6.1 Les combinaisons d'action :

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-après :

Les réglementations en vigueur **BAEL** et **RPA99/ V2003** exigent les combinaisons ci-contre :

1) Etat limite ultime :

- Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8 \pm E$

2) Etat limite de service : $G + Q$

V.6.2 Recommandations de RPA99/v.2003 :

V.6.2.a Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de **20%**.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de **L/10** dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à **15 cm**.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

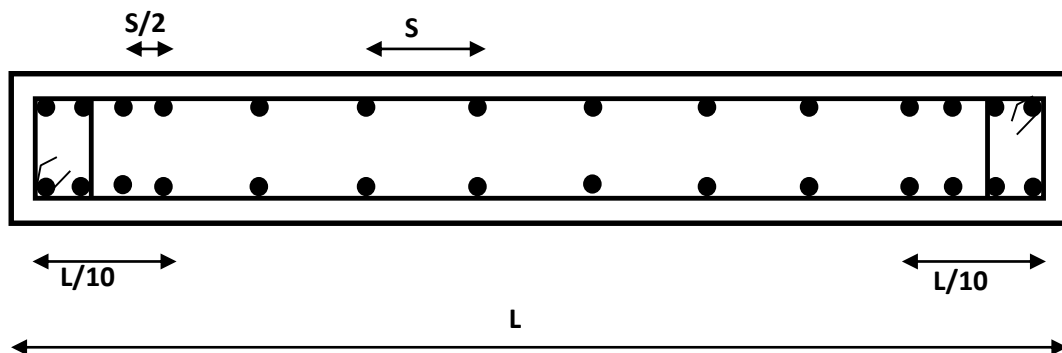


Figure V 3 Disposition des armatures verticales dans le voile

V.6.2.b Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135^0 ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.6.2.a.1 Règle communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$ (a : épaisseur du voile).
- $S \leq 30 \text{ cm}$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe. Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile est égale à **0,15%** de la section
- En zone courante égale à **0,10%** de la section

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible, 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

V.6.2.c Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre de quatre au moins par mètre carré.

V.6.2.d Armature de potelet :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par barres verticales, dont la section est supérieure ou égale à 4HA10.

V.6.2.e Armature de couture :

Le long de joint de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par des aciers de couture dont la section est donnée par la formule suivant :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad \bar{V} = 1,4V_U$$

V_U : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit être s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.6.3 Ferrailage des voiles :

V.6.3.a 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).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M}{I} \frac{V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile

V : bras de levier $V = \frac{L_{voile}}{2}$

Détermination de l'effort normal ultime et les armatures verticales :

❖ *Section partiellement comprimée (SPC) :*

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

$$A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_s}$$

❖ *Section entièrement comprimée (S.E.C) :*

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_{ul} - B \cdot f_{bu}}{\sigma_s}$$

❖ *Section entièrement tendue (S.E.T) :*

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_s}$$

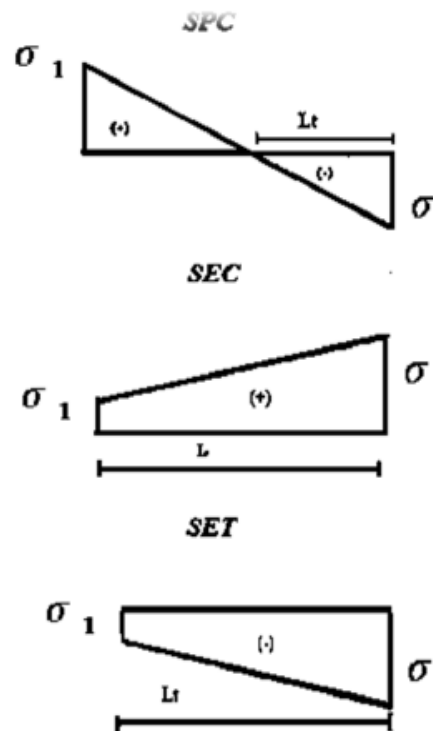


Figure V 4 Diagramme des contraintes

- **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

Section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max\left(0,23.B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005B\right)$

Section entièrement tendue : $A_{\min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B.\frac{f_{t28}}{f_e}; 0,005.B\right)$

V.6.4 Vérification :

V.6.4.a Vérification à l'ELS :

Pour cet état, on considère

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

V.6.4.b Vérification de la contrainte de cisaillement :

1. D'après le RPA99 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

ou : $\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$ avec : $V = 1,4V_u$ calcul

Avec :

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = 0,9h

h : hauteur totale de la section brute.

2. D'après le BAEL 91 :

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

Avec τ : contrainte de cisaillement

On a aussi $\bar{\tau}_u = \min\left(0,15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$

- Voile L =2 m.

$B = 0.4\text{m}^2 ; V = 1\text{m} ; I = 0.133 \text{ m}^4$

Tableau V 16 Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 2m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _v (cm ²)	Choix	A _v adpt (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _v totale (cm ²)
01	N _{min}	-370.57	64.325	-443,98	-1408,86	SEC	1.52	0.47	214,25	5.35	9HA12	10.18	6.08	18.10
	N _{max}	400.32	-150.526	-128,14	2129,745	SPC	1.88	0.11	401,77	10.04			7.54	
	M _{max}	390.15	-160.69	-229,80	2180,550	SPC	1.8	0.19	394,53	9.86			7.23	
02	N _{min}	-95.33	25.175	-49,512	-427,137	SEC	1.79	0.2	76.55	1.91			7.61	
	N _{max}	454.28	-40.869	829,18	1442,217	SEC	1.26	0.73	183,14	4.57			5.07	
	M _{max}	405.08	-145.12	-75,70	2101,1	SPC	1.93	0.06	405,6	10.14			7.72	
03	N _{min}	-62.76	100.742	598,66	-912,465	SPC	1.2	0.79	110,19	2.75			4.83	
	N _{max}	210.48	-78.105	-59,587	1111,98	SPC	1.89	0.1	211,08	5.27			7.59	
	M _{max}	72.41	120.966	1088,2	-726,22	SPC	0.8	1.19	58,13	1.45			3.2	

Tableau V 17 Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 2m)

Espacement		Armatures horizontales				Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		
5	15	2.486	3.8	5HA12 St=20cm	4HA8	

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	187.17	0.86	5	CV	0.61	2.5	CV
2	160.46	0.714	5	CV	0.54	2.5	CV
3	85.32	0.396	5	CV	0.28	2.5	CV

V.6.4.c Vérification des contraintes dans le béton :

Pour cet état, on considère

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué (N_{ser}).

B : section de béton.

A : section d'armature adoptée.

Type de voile	Nser (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
L = 2.00 m	335.52	1.31	15	CV

V.7 Etude des poteaux du système mixte :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	e ₀ (cm)	Nature	As (cm ²)	A _{rap} (cm ²)
65x65	ELU	1951.66	13.724	0.7	C.C	0	38.025
	08GEYmax	-1120.86	117.483	10.48	C.C	0	
	GQEYmin	1616.39	122.421	7.57	P.C	0	
60x60	ELU	2295.57	58.512	2.54	C.C	3.19	32.4
	08GEYmax	-718.138	16.279	2.26	P.C	0	
	GQEYmin	1348.017	119.32	8.85	P.C	0	
55x55	ELU	1627.775	27.904	1.71	C.C	0	27.225
	08GEYmax	-413.15	12.585	3.04	C.C	0	
	GQEYmin	1075.67	118.146	10.98	P.C	0	
50x50	ELU	1301.96	24.112	1.85	C.C	0	22.5
	08GEYmax	-189.11	15.761	8.33	C.C	0	
	GQEYmin	809.442	108.931	13.45	P.C	0	
45x45	ELU	1004.65	22.078	2.19	C.C	0	18.225
	08GEYmax	-67.37	11.385	16.89	P.C	0	
	GQEYmin	571.25	93.403	16.35	P.C	0	
40x40	ELU	943.49	20.846	2.2	C.C	0	14.4
	08GEYmax	-48.106	12.006	24.95	P.C	0	
	GQEYmin	537.83	82.637	15.36	P.C	0	
35x35	ELU	690.537	16.26	2.35	C.C	0	11.025
	08GEYmax	-40.19	9.447	23.50	P.C	0	
	GQEYmin	480.42	70.531	14.68	P.C	0	

V.7.1 Exemple de calcul :

V.7.1.a Ferrailage longitudinal :

Soit un poteau de (65x65) cm² (Situation accidentelle) :

➤ Sous la combinaison 08G_EY_{max} :

$$C=C'=3 \text{ cm.}$$

$$L = 3.06\text{m.}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$M_{\max} = 117.483\text{KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = -1120.86\text{KN.}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{117.483}{1120.86} = 10.48 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.1048 + \left(0.63 - \frac{0.65}{2}\right) = 0.364 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1120.86 \times 0.364 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 407.993 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.65}{0.585} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.65}{0.585}\right) = 0.493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{407.993 \times 10^6}{650 \times 585^2 \times 14.2} = 0.129$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.173$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 650 \times 0.8 \times 0.173 \times 585}{348} = 21.47 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 21.47 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison GQEYmin :**

$$M_{\max} = 122.421 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = 1616.39 \text{ KN.}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{122.421}{1616.39} = 7.57 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0757 + \left(0.585 - \frac{0.65}{2}\right) = 0.335 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1616.39 \times 0.335 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 541.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.65}{0.585} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.65}{0.585}\right) = 0.493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{541.49 \times 10^6}{650 \times 585^2 \times 14.2} = 0.171$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.236$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 650 \times 0.8 \times 0.236 \times 585}{348} = 29.294 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 29.294 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison ELU :**

$$M_{\max} = 58.512 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = 2295.57 \text{ KN.}$$

- **La position du centre de pression est :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{58.512}{2295.57} = 2.54 \text{ cm} < \frac{b}{12} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{compression centrée (C.C)}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{306 \times \sqrt{12}}{60} = 17.66$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{17.66}{35}\right)^2} = 0.808$$

$$Br = 3249 \text{ cm}^2$$

$$As \geq \left[\frac{N}{\alpha} - Br \frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$As \geq \left[\frac{2295.57 \times 1000}{0.814} - 324900 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.1}{400} \dots As < 0$$

Donc :

$$A = \max [A \text{ min RPA} ; A \text{ min BAEL}]$$

- ❖ **Selon le BAEL :**

$$A \text{ min BAEL} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 9.6 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 7.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A \text{ min BAEL} = 9.6 \text{ cm}^2$$

❖ Selon le RPA

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.9\% B$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \frac{0.9}{100} \times 60 \times 60 = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [34.6 ; 9.92]$$

$$\Rightarrow A = 32.4 \text{ cm}^2$$

• Conclusion :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\text{min(RPA)}}).$$

Tableau V 18 Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	$A_{S \text{ cal}}$ (cm^2)	A_{RPA}	Choix	$A_{S \text{ adop}}$	A_{CNF}	Observation $A_{S \text{ adp}} > A_{\text{RPA}}$
65x65	0	38.02 5	4HA25+8HA20	44.77	4.6	CV
60x60	3.19	32.4	4HA25+8HA16	35.72	3.92	CV
55x55	0	27.22 5	4HA20+8HA16	28.65	3.3	CV
50x50	0	22.5	4HA20+8HA14	24.89	2.73	CV
45x45	0	18.22 5	4HA20+4HA14	21.62	2.21	CV
40x40	0	14.4	4HA20+4HA12	17.09	1.73	CV
35x35	0	11.02 5	4HA20	12.57	1.27	CV

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 19 Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Poteau	Zone courante		observation	Zone de recouvrement	
	$A_{S \text{ adoptée}}$	A_{max}	$A_{S \text{ ad}} < A_{\text{max}}$	A_{max}	$A_{S \text{ ad}} < A_{\text{max}}$
65x65	44.77	169	CV	253.5	CV
60x60	35.72	144	CV	216	CV
55x55	28.65	121	CV	181.5	CV
50x50	24.89	100	CV	150	CV
45x45	21.62	81	CV	121.5	CV
40x40	17.09	64	CV	96	CV
35x35	12.57	39	CV	58.5	CV

• Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par : $L_r = 40$

Pour :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
ϕ 25	100
ϕ 20	80
ϕ 16	64
ϕ 14	56
ϕ 12	48

V.7.1.b Ferrailage transversales :

V.7.1.b.1 Calcul des armatures transversales :

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone III
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone III

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme

suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ **0.3%**.
- Si $\lambda_g < 3$ **0.8%**.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « **a** » et « **b** », dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et « **L_f** » longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum de **10 ϕ_t** .

- **Zone courante :** (poteau 65x65)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{3.06}{0.65} = 4.7 < 5 \quad V_u = 79.82 \text{ KN}$$

donc: $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 79.82 \times 10^3}{650 \times 400} = 1.381 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3HA8 = 1.51cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 4.7 \geq 5$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \text{ min}}{t.b_1} \geq 0.8 \%$$

$$\frac{1.51}{65 \times 12} = 0.19\% < 0.8\% \quad \text{Donc ce n'est pas vérifié}$$

Donc on adopte :

Choix des barres 8HA10 = 6.28cm²

- **Zone nodale :**

$$A_t = \frac{80 \times 3.75 \times 79.82 \times 10^3}{650 \times 400} = 0.921 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 3HA8 = 1.51cm²

$$\frac{1.51}{65 \times 8} = 0.29\% < 0.8\% \quad \text{Donc ce n'est pas vérifié}$$

Donc on adopte :

Choix des barres 6HA10 = 4.71cm²

Les cadres doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur de **10 ϕ_t = 12cm**.

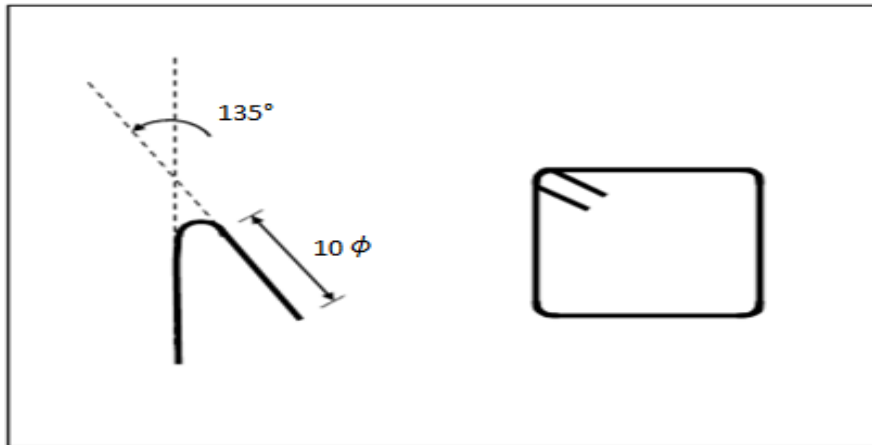


Figure V 5 Détail des armatures transversales

- Choix des armatures :

Tableau V 20 Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

Poteaux	At cal (cm ²)	Choix	At adoptée	St (cm)
65x65	1.48	8HA10	6.28	15
60x60	1.6	8HA10	6.28	15
55x55	1.75	8HA10	6.28	15
50x50	1.92	8HA10	6.28	15
45x45	2.14	8HA10	6.28	15
40x40	2.4	8HA10	6.28	15
35X35	2.6	8HA10	6.28	15

- Zone nodale :

Tableau V 21 Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

Poteaux	At cal (cm ²)	Choix	At adoptée	St (cm)
65x65	0.98	6HA10	4.71	12
60x60	1.07	6HA10	4.71	12
55x55	1.16	6HA10	4.71	12
50x50	1.28	6HA10	4.71	12
45x45	1.42	6HA10	4.71	12
40x40	1.6	6HA10	4.71	12
35x35	1.78	6HA10	4.71	12

I.7.2 Vérifications diverses :

V.7.2.a Vérification du poteau à l'effort tranchant :

V.7.2.a.1 Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux : [RPA art 7.4.3.2].

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 4.34 \text{MPa (situation accidentelle)}.$$

$$\bar{\tau}_{su} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\psi} f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau V 22 Vérification des contraintes tangentielles

Poteaux	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	V _u (KN)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}_{bu}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$	ΣU_i (mm)	τ_{su} MPA	$\bar{\tau}_{su}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
65x65	79.82	0.209	4.34	CV	805.28	0.188	3.15	CV
60x60	104.36	0.322	4.34	CV	711.94	0.301	3.15	CV
55x55	122.19	0.543	4.34	CV	638.72	0.429	3.15	CV
50x50	135.46	0.602	4.34	CV	554.56	0.603	3.15	CV
45x45	128.14	0.703	4.34	CV	401.37	0.875	3.15	CV
40x40	116.59	0.809	4.34	CV	360.25	0.998	3.15	CV
35x35	108.26	0.981	4.34	CV	290.01	1.316	3.14	CV

V.7.3 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau V 23 Vérification des contraintes dans le béton

Poteaux	N _{ser} (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	vérification
65x65	1650.14	44.77	3844	3.65	15	CV
60x60	1110.45	35.72	3249	2.933	15	CV
55x55	1014.57	28.65	2704	3.23	15	CV
50x50	760.88	24.89	2209	2.946	15	CV
45x45	590.67	21.62	1764	2.82	15	CV
40x40	501.96	17.09	1369	3.08	15	CV
35x35	437.17	12.57	1024	3.06	15	CV

- **Justification à l'effort normal ultime :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

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.

V.7.4. Vérification du flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement . Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de

la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

- **Exemple de calcul : poteau 65x65**

L'effort maximal repris par le poteau est :

$$N_{max} = 2287.24 \text{ KN}$$

$$l_f = 3.06 \text{ m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.65^4}{12} = 0.014 \text{ m}^4$$

$$B = 0.62 \times 0.62 = 0.3844 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.014}{0.3844}} = 0.19 \text{ m}$$

$$i_{XX} = i_{YY} = 0.19 \text{ m} ; \quad \lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{3.06}{0.19} = 16.105$$

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

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \quad \text{si} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$0 < \lambda = 14.052 < 50 \quad \text{donc} \quad \Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.502}{35} \right)^2} = 0.815$$

On doit vérifier que :

$$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (65 - 3) \times (65 - 3) = 3844 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{2287.24 \times 1000}{0.81 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 1283.577 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 3844 \text{ cm}^2 > 1283.577 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Exemple de calcul : poteau 65x65

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_{ultime} = 0.815 \left(\frac{3844 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 44.77 \times 100 \times \frac{400}{1.15} \right)$$

$N_{ultime} = 7070.724 \text{ KN} > N_{max} = 2287.24 \text{ KN}$ donc la est condition vérifiée.

Tableau V 24 Vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	L(m)	$l_f(m)$	λ	λ <50	Δ	Nmax(KN)	N _{ultime} (KN)	observation
65x65	3.06	3.06	16.105	CV	0.815	2287.24	7070.724	CV
60x60	3.06	2.142	11.769	CV	0.831	1946.71	6032.313	CV
55x55	3.06	2.142	13.387	CV	0.825	1613.88	4953.241	CV
50x50	3.06	2.142	14.28	CV	0.822	1311.93	3396.837	CV
45x45	3.06	2.142	16.47	CV	0.813	1000.98	3267.176	CV
40x40	3.06	2.142	17.85	CV	0.807	870.56	2525.603	CV
35x35	3.06	2.142	23.8	CV	0.778	567.43	1815.473	CV

V.8 Etude des voiles du système voile porteur :**V.8.1 Exemple de calcul :**

Nous prendrons comme exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L = 3.7$ m, dans la première zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

V.8.1.a Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = 2920.759 \text{ KN} \cdot \text{m} \implies N_{\text{cor}} = 530.125 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$I = \frac{0.2 (4.95)^3}{12} = 2.021 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 4.95 = 0.99 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4.95}{2} = 2.475 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 4112.361 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = -3041.402 \text{ KN/m}^2 \implies \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = 2.104 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2 L_t = 4.95 - 2 (2.104) = 0.74 \text{ m}$$

V.8.1.b Calcul des armatures verticales :

$$F = \frac{\sigma_2 L_t}{2} e = \frac{|-3041.402| \times 2.104}{2} 0.2 = 639.91 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{639.91 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 18.4 \text{ cm}^2$$

La section finale dans le voile est $A_v = 18.4 \text{ cm}^2 \implies A_{v \text{ adoptée}} = 21.55 \text{ cm}^2 (14\text{HA}14)$ doit être distribuée sur L_t .

- **Armature minimale dans la zone tendue :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min} = 0.2\% L_t e = 8.416 \text{ cm}^2 \quad A_v = 18.4 \text{ cm}^2 > A_{\min} 8.416 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99V2003 :**

- Longueur de la zone d'about : $495/10 = 49.5 \text{ cm}$ Avec : **St = 10cm**

- Longueur de la zone courante : $495-49.5=445.5$ cm. Avec : **St = 15 cm**

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale $A_v=21.55\text{cm}^2$ (**14HA14**) par nappe sur toute la longueur du voile.

V.8.1.c Armature horizontale :

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = 4.6\text{cm}^2$
- D'après le RPA 99 : $A_H = 0.15\% \times L \times e = 0.15\% \times 495 \times 20 = 14.85 \text{ cm}^2$

On adopte $A_H=15.39\text{cm}^2$ (**10HA14/m**) de hauteur pour chaque nappe avec **S_t=10cm**

V.8.1.d Armature transversale :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

V.8.2 Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA99 [art 7.7.2]:

$$\bar{\tau} = 0,02.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 700.28 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = \frac{1,4 \times 700.28 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4.95} = 1.1 \text{ cm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}$ **condition vérifiée.**

- Selon le BAEL91 :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{700.28 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 4.95} = 0.78 \text{ cm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}$ **condition vérifiée.**

Nous prendrons comme deuxième exemple de calcul le voile longitudinale de longueur $L=3.7$ m, dans la troisième zone. Ainsi le ferrailage sera calculer pour la longueur tondue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

V.8.3 Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = -488.7 \text{ KN .m} \implies N_{\text{cor}} = 889.97 \text{ KN .m}$$

$$I = \frac{0.2 (4.95)^3}{12} = 2.021 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 4.95 = 0.99 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{4.95}{2} = 2.475 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 300.64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = 1497.27 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$L_t = 4.12 \text{ m} \Rightarrow L_c = 0.82 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} e \times L_c = 887.15 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F - B \times \sigma_{bc}}{f_c} = 3.20$$

- **Armature minimale dans la zone tendue :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1)** :

$$A_{\min} = 0.2\% L_c e = 17.08 \text{ cm}^2 \qquad A_v = 3.2 < A_{\min} = 17.08 \text{ cm}^2$$

V.8.4 Résultats du calcul :

V.8.4.a Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage :

Après les calculs les résultats sont comme suite :

- Voile L =4.95m.

$B = 0.99\text{m}^2$; $V = 2.475 \text{ m}$; $I = 2.021 \text{ m}^4$

Tableau V 25 Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 4.95m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _v (cm ²)	Choix	A _{Vadpt} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Vtotale} (cm ²)
01	N _{min}	-1090.15	1140.69	2497.7 82	-295.459	SPC	2.18	0.76	77.9	1.95	18HA14	27.71	2.96	55.42
	N _{max}	2708.68	-2550.14	5858.3 4	-386.26	SPC	0.3	4.64	11.82	21.57			15.56	
	M _{max}	530.125	2920.759	4112.3 61	-3041.4	SPC	2.10 4	0.74	639.91	18.4			8.416	
02	N _{min}	-270.22	929.43	865.01	-1410.91	SPC	3.06	1.86	432.95	10.35			6.08	
	N _{max}	1595.36	950.62	2775.3 6	447.56	SEC	0.68	4.26	30.70	0.68			9.8	
	M _{max}	930.74	-1055.39	352.04	-2232.32	SPC	4.27	0.67	954.47	23.12			11.36	
03	N _{min}	-295.52	860.715	755.3	-1352.88	SPC	3.17	1.77	429.52	10.73	8.84			
	N _{max}	889.97	-488.7	300.64	1497.27	SEC	4.12	0.82	887.15	15.2	17.08			
	M _{max}	245.62	911.825	1364.5	-868.29	SPC	1.92	3.02	167.14	3.02	7.16			

Tableau V 26 Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L 4.95m)

Espacement		Armatures horizontales				Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		
10	15	7.28	12.01	8HA14 St=12cm	4HA8	

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	699.85	2.47	5	CV	1.25	2.5	CV
2	533.66	1.58	5	CV	0.9	2.5	CV
3	231.42	0.75	5	CV	0.45	2.5	CV

- Voile L =3 m.

$B = 0.6 \text{ m}^2$; $V = 1.5 \text{ m}$; $I = 0.45\text{m}^4$

Tableau V 27 Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 3.m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _v (cm ²)	Choix	A _{Vadpt} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Vtotale} (cm ²)
01	N _{min}	-910.04	9925.773	3156,9 1	-3460.91	SPC	1.5	1.43	542.83	13.5	20HA14	30.79	6.27	61.58
	N _{max}	1835.24	-548.68	1229.4	4887.33	SEC	2.39	0.6	1171.4	29.28			9.5	
	M _{max}	20.17	2562.394	8574,9 3	-8507,69	SPC	1.49	1.5	1271,1 31	29.89			6.76	
02	N _{min}	-287.93	637.811	1646,1 53	-2605,92	SPC	1.83	1.16	479,11	11.97			7.68	
	N _{max}	936.47	9.642	1592,9 2	1528,64	SEC	1.46	1.53	224,57	5.61			5.87	
	M _{max}	536.5	1108.409	4588,8	-2800,53	SPC	1.13	1.86	318,4	7.96			4.54	
03	N _{mn}	-270.21	575.528	1468,7	-2368,77	SPC	1.85	1.14	438,72	10.96			7.4	
	N _{max}	575.74	-330.685	-113,68	218,034	SEC	1.74	3.35	19,87	4.94			6.99	
	M _{max}	523.16	-577.486	-1053,1	2796,88	SEC	2.17	0.82	609,5	15.23			8.71	

Tableau V 28 Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 3m)

Espacement		Armatures horizontales				Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		
10	15	8.6	10.91	8HA14 St=12cm	4HA8	

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	589.34	2.05	5	CV	0.99	2.5	CV
2	453.72	1.95	5	CV	0.85	2.5	CV
3	208.45	1.13	5	CV	0.69	2.5	CV

- Voile L =2.5 m.

$B = 0.3 \text{ m}^2$; $V = 0.5\text{m}$; $I = 0,26 \text{ m}^4$

Tableau V 29 Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 2.5m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _v (cm ²)	Choix	A _v adpt (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _v totale (cm ²)
01	N _{min}	-240.14	32.51	-324,23	-636,32	SEC	1.65	0.84	105,38	2.63	10HA14	15.39	6.62	20.36
	N _{max}	580.67	-387.201	-697,22	3019,90	SPC	2.03	0.46	613,36	15.33			8.12	
	M _{max}	108.23	390.35	2090,1	-1657,26	SPC	1.05	1.39	183,22	4.58			4.42	
02	N _{min}	-112.86	139.49	443,83	-895,27	SPC	1.67	0.86	149,63	3.74			6.68	
	N _{max}	390.75	15.16	854,26	708,732	SEC	1.13	1.36	80.34	2			4.53	
	M _{max}	228.53	225.328	1538,6	-624,514	SPC	0.72	1.77	45.07	1.12			2.88	
03	N _{min}	-168.30	320.436	1201,4	-1874,69	SPC	1.52	0.97	285,61	7.14			6.09	
	N _{max}	305.56	-115.12	58,544	1163,696	SEC	2.38	0.11	276,98	6.92			9.52	
	M _{max}	279.46	-388.82	-1031,4	2221,256	SPC	1.7	0.79	379,22	9.48			6.82	

Tableau V 30 Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 2.5m)

Espacement		Armatures horizontales				Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		
5	15	3.2	4.6	5HA12 St= 20cm	4HA8	

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	130	0.88	5	CV	0.7	2.5	CV
2	108.35	0.64	5	CV	0.41	2.5	CV
3	185.12	0.98	5	CV	0.8	2.5	CV

- Voile L =2 m.

$B = 0.4\text{m}^2$; $V = 1\text{m}$; $I = 0.133 \text{ m}^4$

Tableau V 31 Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 2m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _t (m)	L _c (m)	F (KN)	A _v (cm ²)	Choix	A _v adpt (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _v totale (cm ²)
01	N _{min}	-370.57	64.325	-443,98	-1408,86	SEC	1.52	0.47	214,25	5.35	9HA12	10.18	6.08	18.10
	N _{max}	400.32	-150.526	-128,14	2129,745	SPC	1.88	0.11	401,77	10.04			7.54	
	M _{max}	390.15	-160.69	-229,80	2180,550	SPC	1.8	0.19	394,53	9.86			7.23	
02	N _{min}	-95.33	25.175	-49,512	-427,137	SEC	1.79	0.2	76.55	1.91			7.61	
	N _{max}	454.28	-40.869	829,18	1442,217	SEC	1.26	0.73	183,14	4.57			5.07	
	M _{max}	405.08	-145.12	-75,70	2101,1	SPC	1.93	0.06	405,6	10.14			7.72	
03	N _{min}	-62.76	100.742	598,66	-912,465	SPC	1.2	0.79	110,19	2.75			4.83	
	N _{max}	210.48	-78.105	-59,587	1111,98	SPC	1.89	0.1	211,08	5.27			7.59	
	M _{max}	72.41	120.966	1088,2	-726,22	SPC	0.8	1.19	58,13	1.45			3.2	

Tableau V 32 Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 2m)

Espacement		Armatures horizontales				Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		
5	15	2.486	3.8	5HA12 St=20cm	4HA8	

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	187.17	0.86	5	CV	0.61	2.5	CV
2	160.46	0.714	5	CV	0.54	2.5	CV
3	85.32	0.396	5	CV	0.28	2.5	CV

V.8.5 Vérification des contraintes dans le béton :

Pour cet état, on considère

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

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0,6.f_c28 = 15\text{MPa}$$

Avec:

N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton.

A: section d'armature adoptée.

Type de voile	Nser (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
L = 4.95 m	1620.83	2.14	15	CV
L = 3.00 m	805.49	2.04	15	CV
L = 2.50 m	443.71	1.75	15	CV
L = 2.00 m	335.52	1.31	15	CV

V.9 Etude des poteaux du voile porteur :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Section	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	e ₀ (cm)	Nature	As (cm ²)	A _{rap} (cm ²)
60x60	ELU	1723.14	7.724	0.44	C.C	0	32.4
	08GEYmax	-1045.36	100.912	9.65	C.C	0	
	GQEYmin	1442.86	122.421	8.48	P.C	0	
55x55	ELU	1902.42	43.512	2.28	C.C	0	27.225
	08GEYmax	-636.792	12.321	1.93	P.C	0	
	GQEYmin	1210.193	111.64	9.22	P.C	0	
50x50	ELU	1465.435	24.132	1.64	C.C	0	22.5
	08GEYmax	-324.55	11.986	3.69	C.C	0	
	GQEYmin	980.37	109.462	11.16	P.C	0	
45x45	ELU	1253.138	21.286	1.69	C.C	0	18.225
	08GEYmax	-150.135	10.325	6.87	C.C	0	
	GQEYmin	725.146	83.635	11.53	P.C	0	
40x40	ELU	908.782	19.221	2.11	C.C	0	14.4
	08GEYmax	-58.77	9.567	16.27	P.C	0	
	GQEYmin	453.315	79.662	17.57	P.C	0	
35x35	ELU	810.901	15.102	1.82	C.C	0	11.025
	08GEYmax	-35.447	8.63	24.34	P.C	0	
	GQEYmin	461.24	65.352	14.16	P.C	0	
30x30	ELU	520.239	12.402	2.38	C.C	0	8.1
	08GEYmax	-30.635	5.262	24.42	P.C	0	
	GQEYmin	430.331	38.662	8.98	P.C	0	

V.9.1 Exemple de calcul :

V.9.1.a Ferrailage longitudinal :

Soit un poteau de (60x60) cm² (Situation accidentelle) :

➤ Sous la combinaison 08G_EY_{max} :

C=C'= 3 cm.

L = 3.06 m.

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$M_{\max} = 100.912 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = -1045.36 \text{ KN.}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{100.912}{1045.36} = 9.65 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0965 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2}\right) = 0.336 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1045.36 \times 0.336 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 351.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.60}{0.54} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.60}{0.54}\right) = 0.493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{351.24 \times 10^6}{600 \times 540^2 \times 14.2} = 0.141$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.19$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 600 \times 0.8 \times 0.19 \times 540}{348} = 20.09 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 20.09 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison GQEYmin :**

$$M_{\max} = 1442.86 \text{ KN.m.}$$

$$N_{\text{corr}} = 122.421 \text{ KN.}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{122.421}{1442.86} = 8.48 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0848 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2}\right) = 0.324\text{m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1442.86 \times 0.324 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 467.486 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.60}{0.540} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.60}{0.540}\right) = 0.493$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{467.486 \times 10^6}{600 \times 540^2 \times 14.2} = 0.188$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée.**

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.262$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 600 \times 0.8 \times 0.262 \times 540}{348} = 27.71 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : **$A_1 = 27.71\text{cm}^2$**

➤ **Sous la combinaison ELU :**

$$M_{\max} = 43.512 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 1902.42 \text{ KN.}$$

- **La position du centre de pression est :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{43.512}{1902.42} = 2.28 \text{ cm} < \frac{b}{12} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{compression centrée (C.C)}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{306 \times \sqrt{12}}{55} = 19.27$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.27}{35}\right)^2} = 0.801$$

$$Br = 2704 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - Br \frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left[\frac{1902.42 \times 1000}{0.801} - 270400 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.1}{400} \dots A_s < 0$$

Donc :

$$A = \max [A \text{ min}_{RPA} ; A \text{ min}_{BAEL}]$$

❖ Selon le BAEL :

$$A \text{ min}_{BAEL} = \text{Max} \begin{cases} 4 \times \text{périmètre} = 8.8 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 6.05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A \text{ min}_{BAEL} = 8.8 \text{ cm}^2$$

❖ Selon le RPA

$$A \text{ min}_{RPA} = 0.9\% B$$

$$A \text{ min}_{RPA} = \frac{0.9}{100} \times 55 \times 55 = 27.22 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [27.22 ; 8.8]$$

$$\Rightarrow A = \text{cm}^2$$

• Conclusion :

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\text{min(RPA)}}).$$

Tableau V 33 Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	$A_{S \text{ cal}}$ (cm^2)	A_{RPA}	Choix	$A_{S \text{ adop}}$	A_{CNF}	Observation $A_{S \text{ adop}} > A_{RPA}$
60x60	0	32.4	4HA25+8HA16	35.72	3.92	CV
55x55	0	27.22	4HA20+8HA16	28.65	3.3	CV
		5				
50x50	0	22.5	4HA20+8HA14	24.89	2.73	CV
45x45	0	18.22	4HA20+4HA14	21.62	2.21	CV
		5				
40x40	0	14.4	4HA20+4HA12	17.09	1.73	CV
35x35	0	11.02	4HA20	12.57	1.27	CV
		5				
30x30	0	8.1	4HA14+4HA12	10.68	1.07	CV

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V 34 Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Poteau	Zone courante		observation	Zone de recouvrement	
	AS adoptée	A _{max}	AS _{ad} < A _{max}	A _{max}	AS _{ad} < A _{max}
60x60	35.72	144	CV	216	CV
55x55	28.65	121	CV	181.5	CV
50x50	24.89	100	CV	150	CV
45x45	21.62	81	CV	121.5	CV
40x40	17.09	64	CV	96	CV
35x35	12.57	39	CV	58.5	CV
30x30	10.68	33.13	CV	49.69	CV

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique III, la longueur minimale de recouvrement est donnée par : **L_r = 40**

Pour :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40 ϕ
ϕ 25	100
ϕ 20	80
ϕ 16	64
ϕ 14	56
ϕ 12	48

V.9.1.b Ferrailage transversales :

V.51.b.1 Calcul des armatures transversales :

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

V_U : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale:

- $\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone III
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone III

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ **0.3%**.
- Si $\lambda_g < 3$ **0.8%**.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec « **a** » et « **b** », dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et « **L_f** » longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite minimum de **10 ϕ_t** .

- **Zone courante : (poteau 60x60)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{3.06}{0.60} = 5.1 > 5 \quad V_u = 66.12 \text{ KN}$$

donc: $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{120 \times 2.5 \times 66.12 \times 10^3}{600 \times 400} = 0.82 \text{cm}^2$$

Choix des barres : 2HA8 = 1.01cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 5.1 \geq 5$$

$$\Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.3 \%$$

$$\frac{1.01}{60 \times 12} = 0.14\% < 0.3\% \quad \text{Donc ce n'est pas vérifié}$$

Donc on adopte :

Choix des barres 3HA10 = 2.36cm²

- **Zone nodale :**

$$A_t = \frac{80 \times 2.5 \times 66.12 \times 10^3}{600 \times 400} = 0.551 \text{cm}^2$$

Choix des barres : 2HA8 = 1.01cm²

$$\frac{1.01}{60 \times 8} = 0.29\% < 0.3\% \quad \text{Donc ce n'est pas vérifié}$$

Donc on adopte :

Choix des barres 3HA8 = 1.51cm²

Les cadres doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur de **10φ_t = cm.**

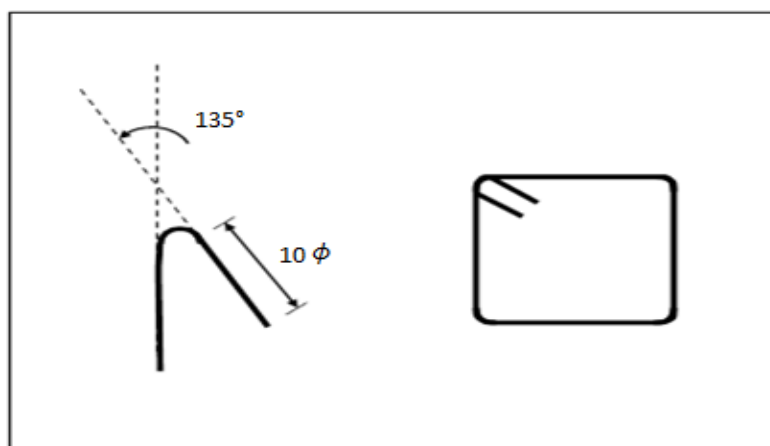


Figure V 6 Détail des armatures transversales

- Choix des armatures :

Tableau V 35 Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

Poteaux	At cal (cm ²)	Choix	At adoptée	St (cm)
65x65	1.48	3HA10	2.36	15
60x60	1.6	3HA10	2.36	15
55x55	1.75	3HA10	2.36	15
50x50	1.92	3HA10	2.36	15
45x45	2.14	3HA10	2.36	15
40x40	2.4	3HA10	2.36	15
35X35	2.6	3HA10	2.36	15

- Zone nodale :

Tableau V 36 Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

Poteaux	At _{cal} (cm ²)	Choix	At _{adoptée}	St (cm)
65x65	0.98	3HA8	1.51	12
60x60	1.07	3HA8	1.51	12
55x55	1.16	3HA8	1.51	12
50x50	1.28	3HA8	1.51	12
45x45	1.42	3HA8	1.51	12
40x40	1.6	3HA8	1.51	12
35X35	1.78	3HA8	1.51	12

V.9.2 Vérifications diverses :

V.9.2.a Vérification du poteau à l'effort tranchant :

V.9.2.a.1 Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux :

[RPA art 7.4.3.2].

Contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous sismique doit être vérifiée la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 4.34 \text{MPa (situation accidentelle)}.$$

$$\bar{\tau}_{su} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\psi} f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau V 37 Vérification des contraintes tangentielles

Poteaux	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	Vu(KN)	τ_{bu} MPA	$\bar{\tau}_{bu}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$	ΣU_i (mm)	τ_{su} MPA	$\bar{\tau}_{su}$ MPA	Observation $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
60x60	66.12	0.204	4.34	CV	723.63	0.187	3.15	CV
55x55	98.734	0.304	4.34	CV	647.85	0.342	3.15	CV
50x50	115.65	0.424	4.34	CV	573.44	0.497	3.15	CV
45x45	128.762	0.572	4.34	CV	425.95	0.829	3.15	CV
40x40	119.58	0.655	4.34	CV	384.68	0.959	3.15	CV
35x35	113.381	0.787	4.34	CV	254.14	1.57	3.15	CV
30x30	96.82	0.878	4.34	CV	177.61	2.243	3.14	CV

V.9.3 Vérification des contraintes :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable à chaque zone.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_y + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau V 38 Vérification des contraintes dans le béton

Poteaux	Nser (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	vérification
60x60	1542.22	35.7	3249	4.075	15	CV
55x55	1084.76	28.65	2704	3.461	15	CV
50x50	962.14	24.89	2209	3.725	15	CV
45x45	676.456	21.62	1764	3.239	15	CV
40x40	511.65	17.09	1369	3.147	15	CV
35x35	430.39	12.57	1024	3.549	15	CV
30x30	371.28	10.68	729	4.175	15	CV

- **Justification à l'effort normal ultime :**

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. L'expression de l'effort normal ultime est :

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

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.

V.9.4 Vérification du flambement :

Si l'élanement $\lambda \leq 50$ on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement . Dans le cas contraire, il y a lieu de tenir compte du risque de flambement dans les calculs de

la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : c'est la longueur de flambement : $l_f = 0,7 l_0$

i : c'est le rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

- **Exemple de calcul : poteau 65x65**

L'effort maximal repris par le poteau est :

$$N_{max} = 1642.186 \text{KN}$$

$$l_f = 3.06 \text{m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.60^4}{12} = 0.001 \text{ m}^4$$

$$B = 0.57 \times 0.57 = 0.3249 \text{ m}^2$$

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{l_f}{i} ; \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.001}{0.3249}} = 0.055 \text{ m}$$

$$i_{XX} = i_{YY} = 0.055 \text{ m} ; \quad \lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{3.06}{0.055} = 55.63$$

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

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$55.63 > 50 \quad \text{donc } \Delta = 0.484$$

On doit vérifier que :

$$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (60 - 3) \times (60 - 3) = 3249 \text{ cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{1642.186 \times 1000}{0.484 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 1542.474 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 3249 \text{ cm}^2 > 1542.474 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

- **Exemple de calcul : poteau 65x65**

$$N_{ultime} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_{ultime} = 0.484 \left(\frac{3249 \times 100 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 35.7 \times 100 \times \frac{400}{1.15} \right)$$

$$N_{ultime} = 3513.068 \text{ KN} > N_{max} = 1642.186 \text{ KN} \quad \text{donc la est condition vérifiée.}$$

Tableau V 39 Vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	L(m)	$l_f(m)$	λ	λ <50	Δ	Nmax(KN)	N _{ultime} (KN)	observation
60x60	3.06	3.06	55.63	CV	0.484	1642.186	3513.068	CV
55x55	3.06	2.142	13.387	CV	0.825	1580.89	4953.241	CV
50x50	3.06	2.142	14.28	CV	0.822	1237.01	4074.226	CV
45x45	3.06	2.142	16.47	CV	0.813	990.14	3267.176	CV
40x40	3.06	2.142	17.85	CV	0.807	751.629	2556.899	CV
35x35	3.06	2.142	21.85	CV	0.788	457.46	1838.808	CV
30x30	3.06	2.142	22.31	CV	0.786	381.38	1353.081	CV



**CHAPITRE VI:
COMPARAISON
ET DISCUSSION
DES
RESULTATS**

VI. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on effectue une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus pour les trois systèmes de contreventement.

Pour chaque critère de comparaison, on procédera à une analyse comparative des résultats, la variante qui présente les meilleurs résultats, sera considérée comme la **disposition optimale des voiles**.

Les critères qui sont pris en considération pour faire la comparaison sont :

- La période (les trois premiers modes de la participation massique).
- Le volume des poteaux.
- Le volume des voiles.
- Le pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.
- Le poids de la structure.
- L'effort tranchant à la base.
- La quantité des aciers dans les poteaux et les voiles.

VI.1 période :

En utilisant le logiciel ETABS, on obtient les périodes des trois premiers modes de chacune des variantes étudiées, les périodes sont mis sous forme d'histogrammes.

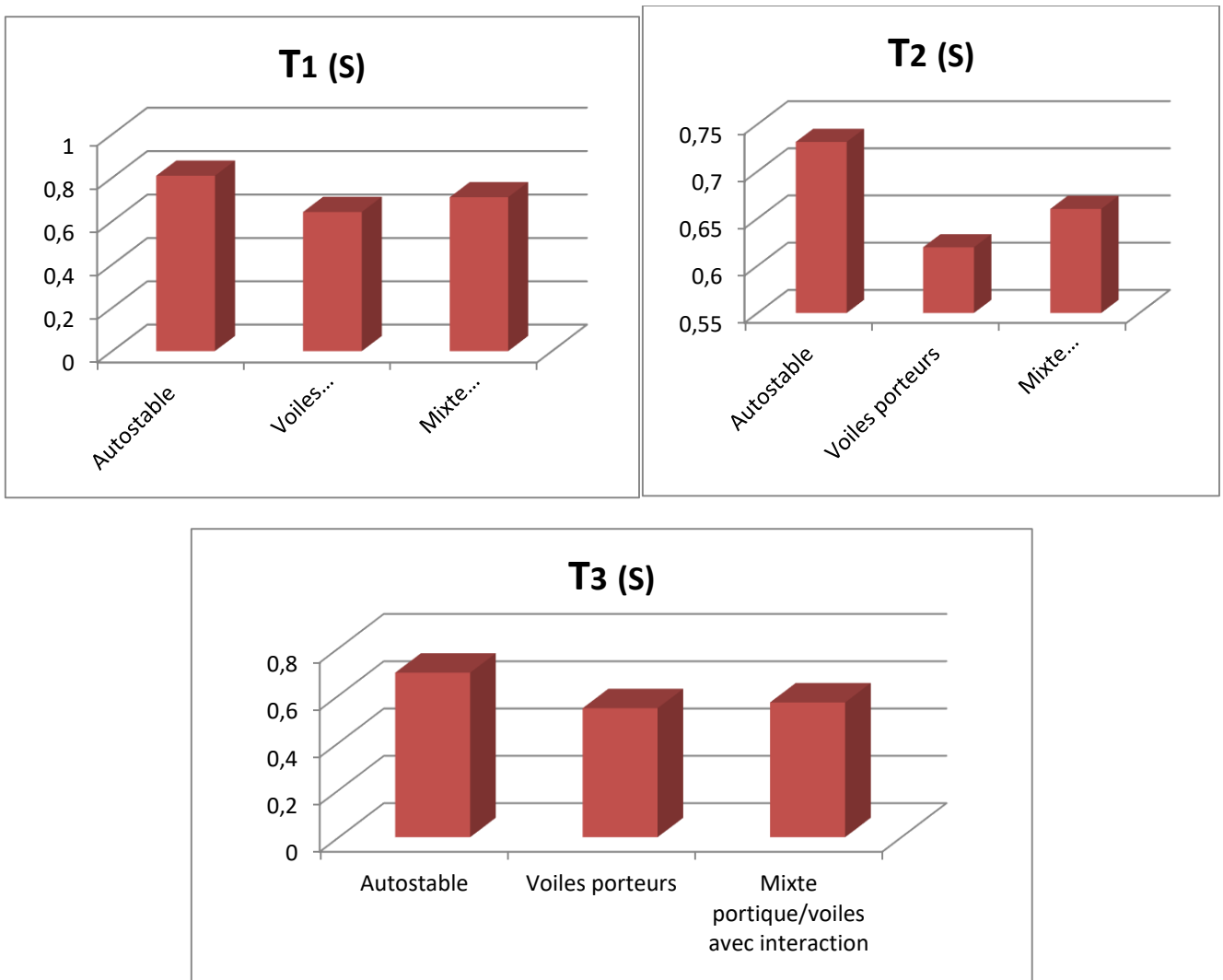


Figure VI 1 Les périodes des trois premiers modes de la participation massique

- Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que la première variante a une valeur de 0,8094 s comme premier mode. Dans la 2^{ème} variante (voiles porteurs), et comme on a une forme complexe ce qui convient d'ajouter des voiles de contreventement, c'est pour ça la période a diminué jusqu'à 0,6425 s . Par contre dans la 3^{ème} variante on a diminué le nombre des voiles, ce qui nous donne une période de 0,7104 s.

VI.2 Le volume des poteaux :

Le volume des poteaux est estimé par le calcul du volume dans tous les niveaux.

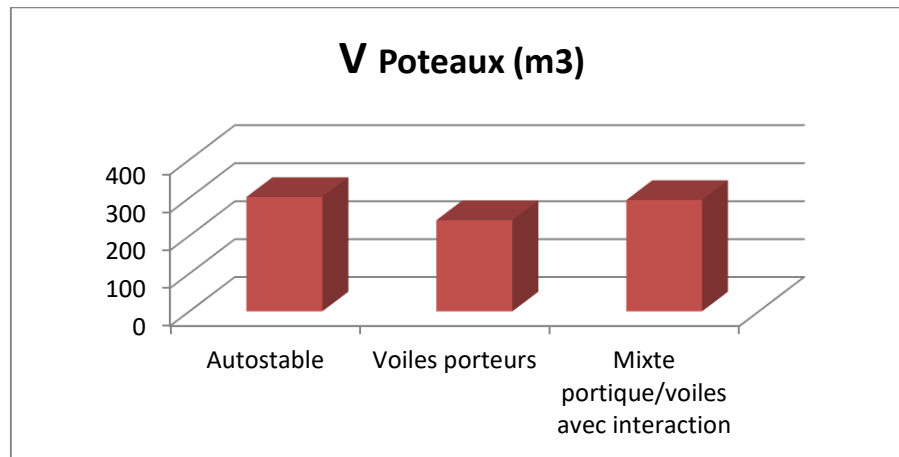


Figure VI 2 Le volume des poteaux

- Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que le système voiles porteurs a le petit volume par rapport aux autres systèmes parce que la section des poteaux dans le RDC dans la première variante on a utilisé une section de 70x70, et une section de 60x60 cm² dans la deuxième variante ,mais une section de 65x65 cm² dans le troisième système.

Néanmoins, bien que la 2^{ème} variante présente un petit volume par rapport aux autres variantes, mais ce paramètre ne peut être considéré comme un critère de comparaison déterminant sans voir le critère de volume des voiles.

VI.3 Volume des voiles :

Dans ce critère on va faire la comparaison juste entre la 2^{ème} et la 3^{ème} variante parce que dans le système autostable y a aucun voile.

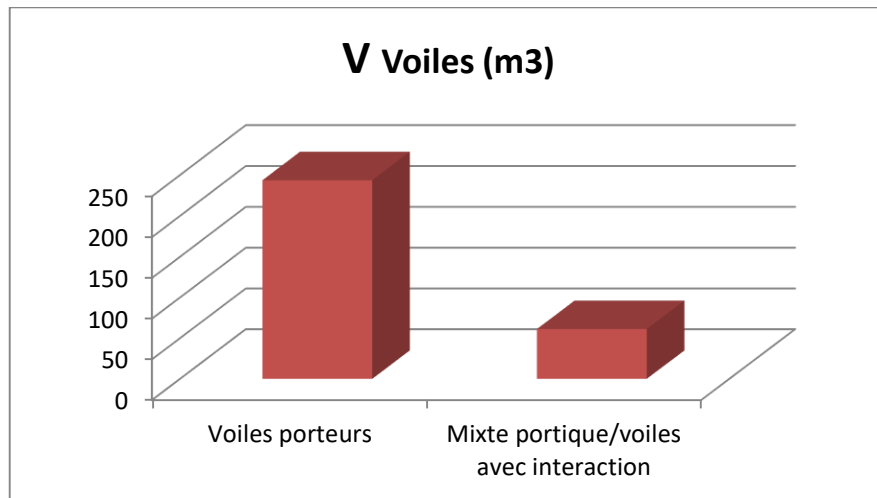


Figure VI 3 Le volume des voiles

- Analyse des résultats :

Dans ce critère, on remarque que le volume des voiles dans le système voiles porteur égale à plus que deux fois le volume dans le système mixtes portiques / voiles avec interaction.

Si on fait la comparaison entre le volume totale (voiles + poteaux), on trouve que le 3^{ème} système (mixtes portiques/voiles avec interaction) présente un petit volume par rapport au 2^{ème} système.

Nous savons que lorsque la section des poteaux diminue le ferrailage augmente, donc pour avoir le bon système et la bonne disposition, il faut faire une comparaison de la quantité de ferrailage utilisée dans ces systèmes.

VI.4 Le pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :

Le pourcentage des charges verticales reprises par les portiques et les voiles est déterminé pour justifier le choix de système de contreventement.

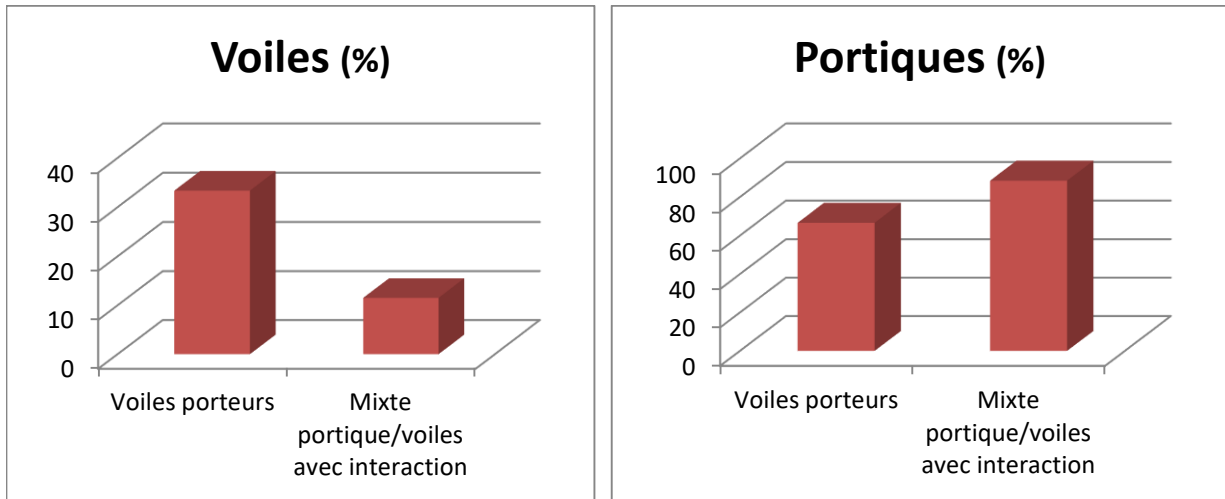


Figure VI 4 Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques

- Analyse des résultats :

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix du système de contreventement voiles porteurs, il faut que les voiles reprennent plus de 20 % des charge verticales, on remarque qu'on a trouvé un pourcentage de 32.28%, par contre dans l'autre système, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, nous avons trouvé un pourcentage de 11.78 %.

VI.5 Poids de la structure :

Le poids de la structure peut être un des critères qui nous donne un indice pour déduire l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismique et le dimensionnement de la structure.

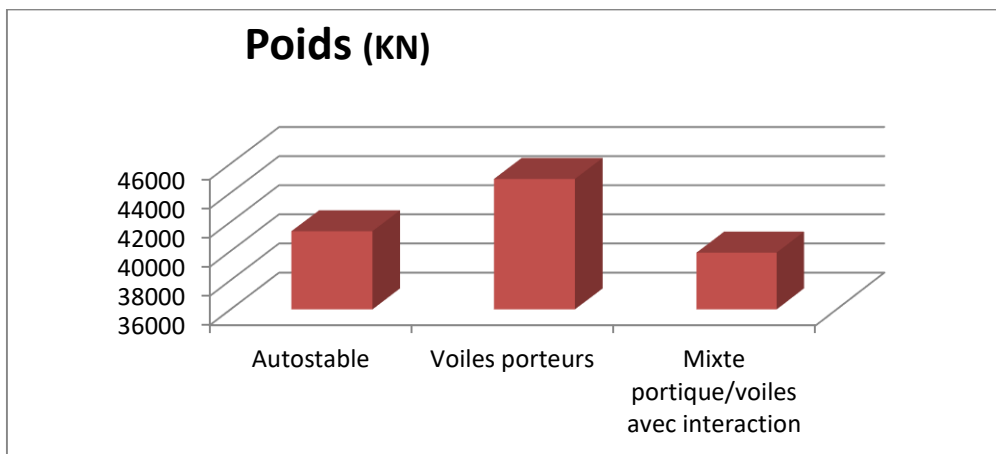


Figure VI 5 Le poids de la structure

- Analyse des résultats :

On remarque que le poids de la 1^{ère} et la 3^{ème} variante présentent une petite valeur par rapport à la 2^{ème} variante, cela est due au élément principaux et précisément les voiles parce que la 2^{ème} variante a beaucoup de voiles par rapport aux autres.

VI.6 L'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant à la base est l'un des critères les plus importants pour connaître l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismiques de la structure, les résultats obtenus sont mis sous forme d'histogrammes :

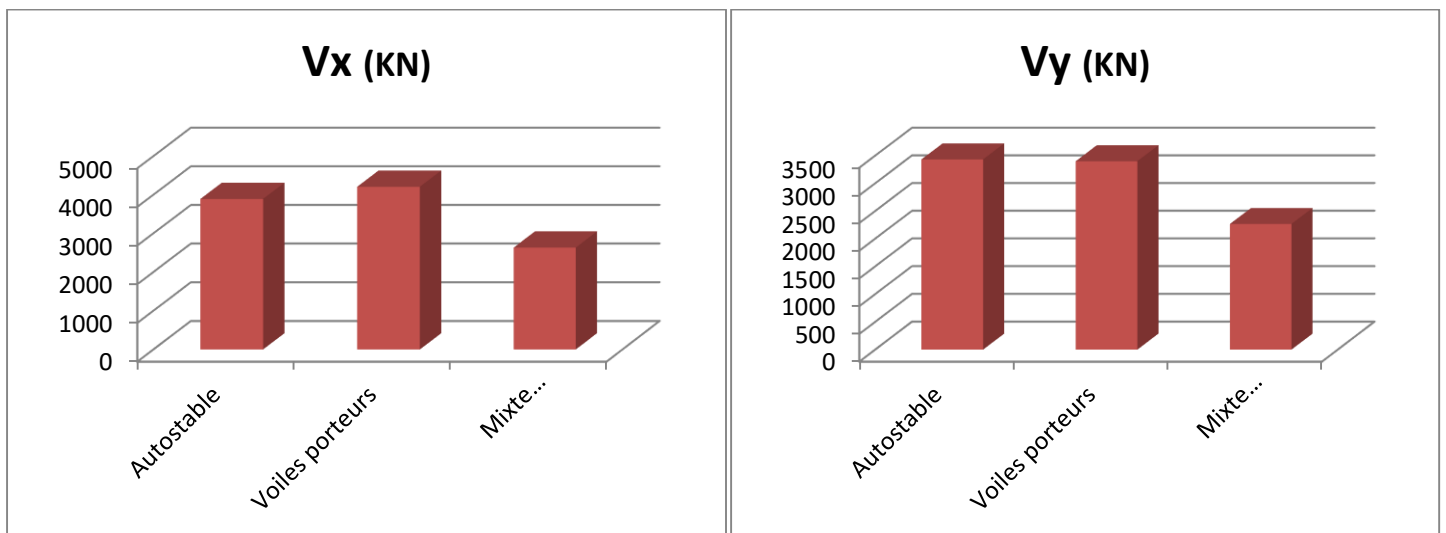


Figure VI 6 L'effort tranchant à la base

- Analyse des résultats :

On remarque que l'effort tranchant à la base de la 3^{ème} variante est petit par rapport aux autres variantes, il est égale à 1.5 V_x de la 1^{ère} variante et de 1.6 V_x de la 2^{ème} variante.

Ceci peut expliquer l'excellent comportement de la 3^{ème} variante, car l'un des plus importants objectifs d'une bonne conception parasismique est de réduire au maximum l'effort tranchant à la base.

Par conséquent, l'effort tranchant à la base doit être considéré comme un critère de comparaison dans l'optique du choix de la disposition optimale des voiles.

VI.7 La quantité des aciers dans les poteaux et les voiles :

La quantité du ferrailage utilisée dans les poteaux et les voiles dépend sur les sollicitations et la section de ces derniers, donc cette quantité de ferraille a une grande influence sur la

Réponse sismique.

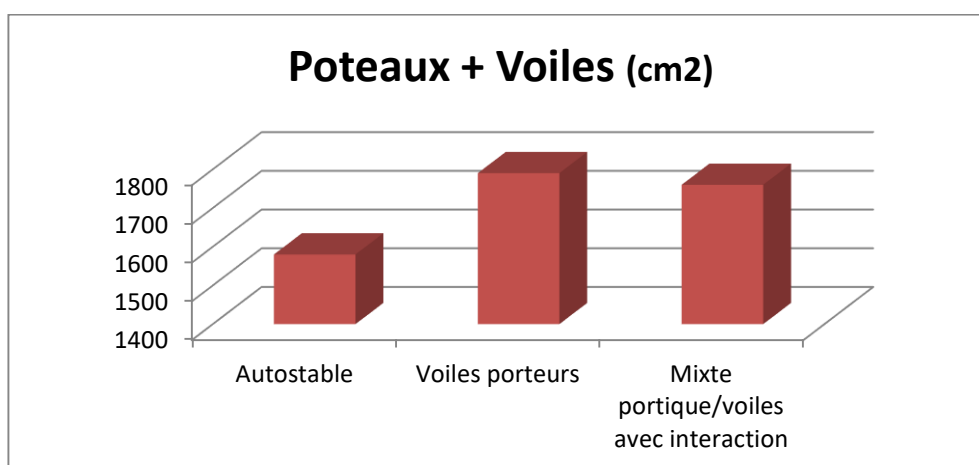
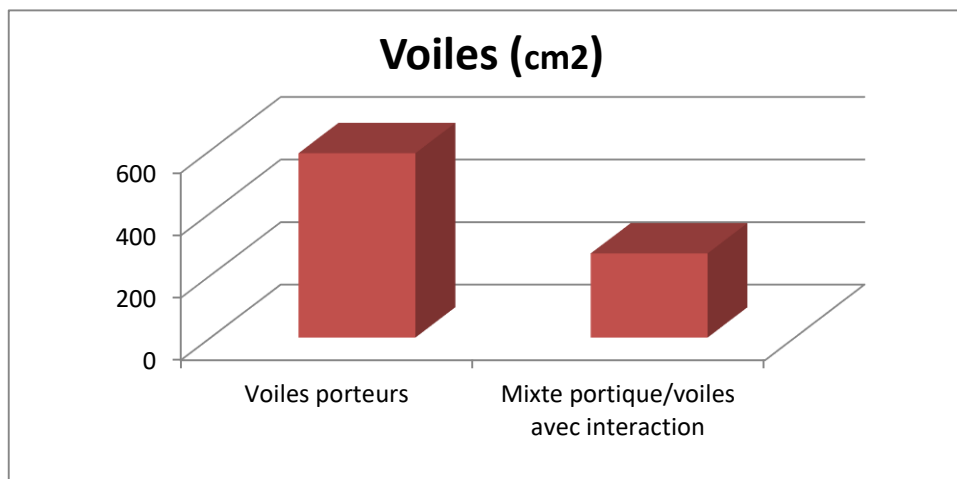
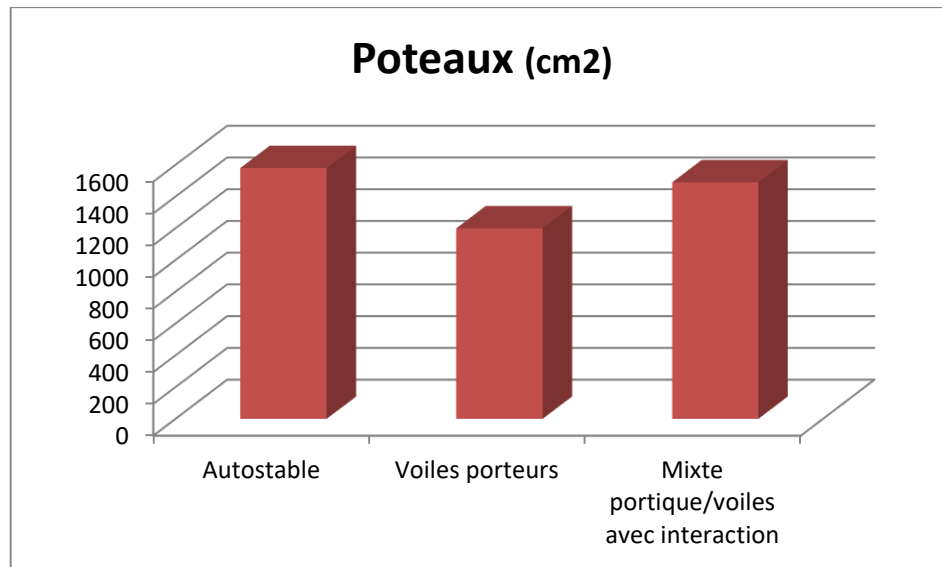


Figure VI / La quantite des aciers

- Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que la 2^{ème} variante a une petite quantité de ferrailage dans les poteaux par rapport aux autres variantes, par contre elle a une grande quantité dans les voiles, mais si on compare la quantité totale du ferrailage on trouve que la 3^{ème} variante (mixtes portiques/voiles avec interaction) a une petite quantité par rapport à la 2^{ème} variante.

VI.8 CONCLUSION :

Le système de contreventement en portiques autostables présente la solution idéale du point de vue économique (pour l'acier et au béton) ; son seul inconvénient est la section importante des poteaux qui gêne l'occupation et l'exploitation des planchers d'étage.

Le système de contreventement en voiles porteurs présente la solution la moins économique du point de vue acier et béton, et d'autant plus il occupe une grande surface (poteaux et voile) du plancher ce qui limite l'exploitation.

Le système de contreventement mixtes portiques /voiles avec interactions est le meilleur système à adopter car il permet un certain équilibre entre l'économie (la quantité d'acier et du béton) et la section des éléments structuraux ; une grande diminution du nombre des voiles ce qui implique une libération d'espace en plus une meilleure exploitation de la surface des planchers.



CHAPITRE VII:
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE
(FONDATIONS)

VII. Etude de l'infrastructure (Fondations) :**VII.1 Introduction :**

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur). Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux). On distingue trois types de fondations :

1. 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.

2. 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.

3. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

• Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donner la valeur **1.7 bars** pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de **3.2 m**.

• Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure : qui sont des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces obliques, 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 stables ; 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.

VII.1.2 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.

VII.1.3 Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on peut choisir entre :

- Semelle isolée.
- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général

VII.1.4 Etude des fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage à fonder sur un sol de capacité portante égal à 1,7 bars, il est possible de réaliser des fondations du type :

- Semelles filantes (continues).
- Radier nervuré.
- Radier général.

Pour passer du premier choix de fondation (semelles filantes) au radier, on doit faire la vérification suivante :

La surface occupée par les semelles doit être inférieure à la moitié de la surface du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \dots \dots \dots (I)$$

S_s : surface des semelles.

S_b : surface du bloc.

VII.1.5 choix du type de fondation :

La surface de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N_s : L'effort normal total revenant aux semelles

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 1,7 \text{ bars} = 170 \text{ KN} / \text{m}^2$)

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$N_u = 74082,21 \text{ KN} ; \sigma_{sol} = 1,7 \text{ bars} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{74082,21}{170}$$

$$S_b = 497,43 \text{ m}^2$$

- **Vérification de la condition (I):**

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{436}{497,43} = 0,88 = 88\% > 50\%$$

- **Conclusion :**

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Garantir la transmission la totalité des efforts imposés par la structure au sol.
- Éviter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.
- La facilité d'exécution.

VII.2 Radier nervuré :

Un radier est une dalle pleine, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sous toute la surface de l'ouvrage.

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.
- Augmentation de la stabilité de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution.

VII.2.1 Pré dimensionnement :

VII.2.1.a Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{5} \geq h_r \geq \frac{L_{\max}}{8} \Rightarrow \frac{588}{5} \geq h_r \geq \frac{588}{8} \Rightarrow 117,6 \geq h_r \geq 73,5$$

VII.2.1.b Condition de rigidité (de la raideur):

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1) \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \dots\dots\dots(2) \end{cases}$$

L_{max} : plus grande distance entre deux files parallèles. **L_{max} = 5.95 m.**

L_e : longueur élastique (hauteur du libage),

E : module d'élasticité du béton **E = 32 164.2 MPa.**

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc **K = 4×10⁴ KN/m³**).

b : largeur de radier, on prend une bande de **1 m.**

• **Calcul de l'épaisseur du radier h_r :**

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{b}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 E}} \quad \mathbf{h_{nervure} = 92 \text{ cm} .}$$

On adopte : **h_{nervuré} = 95 cm**

VII.2.1.c Epaisseur de la dalle du radier :

$$h_{dalle} > \frac{L_{MAX}}{20} = \frac{595}{20} > 29.75 \text{ cm}$$

L_{max} : plus grande distance perpendiculaire aux nervures. **L_{max} = 5.95 m.**

• **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

h_{ner} = 95 cm	Nervure
H_{dalle} = 30 cm	Dalle

- Largeur de la nervure : $b \geq \frac{95}{2} = 47.5 \text{ cm}$; on adopte **b = 50 cm.**

VII.2.1.d Calcul de la surface minimale du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

A la base du bâtiment : (depuis l'ETABS)

N_{ser} = 84691.51 KN

$\bar{\sigma}_{adm} = 1.7 \text{ bars} = 170 \text{ KN/m}^2$.

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{85802.49}{170} = 504.7 \text{ m}^2 \quad S_{\text{bat}} = 497.43 \text{ m}^2 < S_{\text{rad}} = 504.7 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de ($S = 497.43 \text{ m}^2$), est donc par conséquent inférieure à la surface du radier. A cet effet, on n'aura pas besoin de débords.

VII.2.2 Détermination des efforts :

VII.2.2.a Détermination des charges et des surcharges :

1) **Superstructure** : $G_{\text{Superstructures}} = 43200 \text{ KN}$; $Q = 6790 \text{ KN}$

2) **Infrastructure** : $G_{\text{Infrastructure}} = 13441 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} G_{\text{TOTAL}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{Superstructure}} = 56641 \text{ KN} \\ Q_{\text{TOTAL}} = 6790 \text{ KN} \end{array} \right.$$

✓ **A l'ELU** : $N_u = 1,35G + 1,5Q = 86650.4 \text{ KN}$.

✓ **A l'ELS** : $N_{\text{ser}} = G + Q = 63431 \text{ KN}$.

VII.2.3 Caractéristiques géométrique du radier (A l'aide de l'AutoCad)

• Détermination du centre de gravité du radier :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{array} \right. \quad \text{Donc :} \quad \left\{ \begin{array}{l} X_G = 11.55 \text{ m.} \\ Y_G = 12.65 \text{ m.} \end{array} \right.$$

• 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.

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 50264.28 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 141580.09 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

• Centre de masse de la structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 15.02 \text{ m.} \\ Y_G = 12.01 \text{ m.} \end{array} \right.$$

VII.2.4 Vérifications nécessaires :

VII.2.4.a Vérification au poinçonnement :

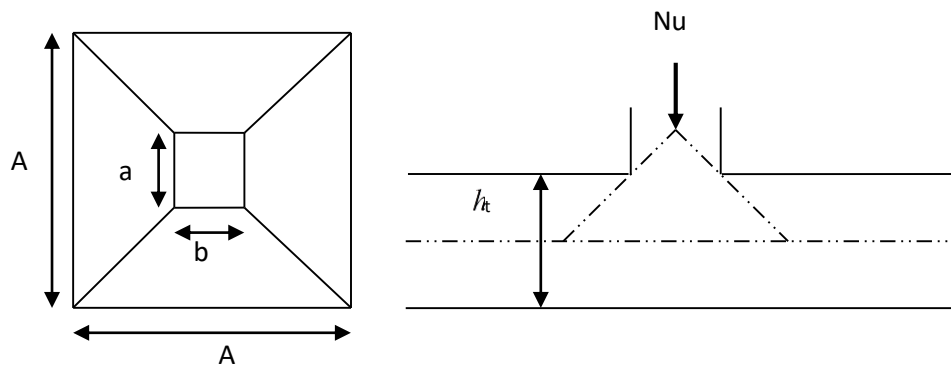


Figure VII 1 Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{J_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93** (article A.5.2.4.2)

N_u : L'effort normal max à l'ELU sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h_t = 0.75 + 0.95 = 1.70 \text{ m}$$

$$B = b + h_t = 0.75 + 0.95 = 1.70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (1.70 + 1.70) = 6.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2.765 \text{ MN} < (0.045 \times 6.8 \times 0.95 \times 25) / 1.5$$

$$N_u = 2.765 \text{ MN} < 4.845 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

VII.2.4.b 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 :

$$W \geq F_s \gamma Z S$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = G_{\text{TOTAL}} = 56641 \text{ KN}$$

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 ($Z = 3.2 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 504.7 \text{ m}^2$).

$$F_s \gamma Z S = 1.5 \times 10 \times 3.2 \times 504.7 = 24225.6 \text{ KN}$$

Donc :

$$W = 56641 \text{ KN} \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 224225.6 \text{ KN KN} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

VII.2.4.c Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9 h_r = 0.86 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle **L_{max} = 5.95 m.**

$$\mathbf{Nu = 83968.9 \text{ KN.}}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}.$$

$$V_{u \max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \cdot b \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{83968.9}{504.7} \times 1 \times \frac{5.95}{2} = 494.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{494.96}{1 \times 0.9 \times 0.95} \cdot 10^{-3} = 0.579 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ CV}$$

VII.2.4.d Vérification de la contrainte normale :

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité é de l'aire du radier donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties. Leur diagramme peut être soit triangulaire ou trapézoïdale. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} < 1.5 \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par:

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales :

$$M = N \times e$$

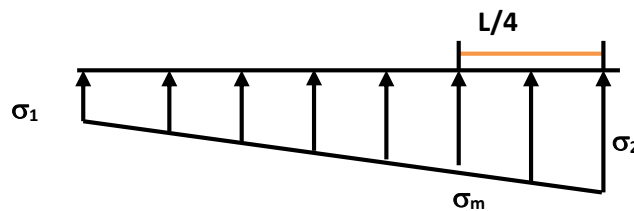


Figure VII 2 Diagramme des contraintes

Tableau VII 1 Vérification des contraintes (Radier)

	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (KN)	86650.4	86650.4	63431	63431
M (KN.m)	119577.55	77985.36	87534.78	57087.9
e (m)	1.38	0.90	1.38	0.90
S (m²)	504.7	504.7	504.7	504.7
V (m)	14.6	9.96	14.6	9.96
I (m⁴)	50264.28	141580.09	50264.28	141036.74
σ_1 (KN/m²)	206.42	177.17	151.11	129.71
σ_2 (KN/m²)	136.96	166.20	100.26	121.65
σ_{moy} (KN/m²)	189.06	174.43	138.4	127.7
1.5 $\times \sigma_{adm}$ (KN/m²)	240	240	240	240
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

VII.2.4.e Vérification de stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment versant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base. .

T_0 : L'effort tranchant a la base.

h : profondeur de l'infrastructure (**$h = 3.20$ m**).

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison **0,8G ± E**.
- Aux contraintes de (compression) maximales avec la combinaison **G + Q +E**.

VII.2.4.f Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E):

Tableau VII 2 Vérification de la stabilité au renversement

	0.8 G + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	36230.58	36230.58
M (KN.m)	46423.69	30120.22
S (m²)	504.7	504.7
V (m)	14.6	9.96
I (m⁴)	50264.28	141580.09
σ_1 (KN/m²)	85.27	73.91
σ_2 (KN/m²)	58.3	69.67
σ_{moy} (KN/m²)	78.5	72.85
1.5xσ_{adm} (MPa)	240	240
Vérification	C.V	C.V

VII.2.4.g Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau VII 3 Vérification de soulèvement (Radier)

G + Q + E		
	X-X	Y-Y
N (KN)	48550.42	48550.42
M (KN.m)	63455.19	42014.86
S (m ²)	504.7	504.7
V (m)	14.6	9.96
I (m ⁴)	50264.28	141580.09
σ_1 (KN/m ²)	114.63	99.15
σ_2 (KN/m ²)	77.77	93.24
σ_{moy} (KN/m ²)	105.42	97.68
1.5 $\times\sigma_{adm}$ (MPa)	240	240
Vérification	C.V	C.V

VII.2.5 Ferrailage de la dalle du radier :

VII.2.5.a Détermination des efforts :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours,

Nous distinguons deux cas : M_x : dans le sens de la petite portée.

M_y : dans le sens de la grande portée.

- **1^{ère} cas : $0 \leq \alpha \leq 0.4$** \Rightarrow la dalle porte sur un seul sens.

Avec :

$$\alpha = L_x / L_y \quad \Rightarrow \quad L_x \leq L_y$$

$$M_x = q L_x / 8$$

$$M_y = 0$$

- **2^{ème} cas : $0.4 \leq \alpha \leq 1$** \Rightarrow la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

Pour les panneaux de rive :

- Moment en travées : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)
- Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3 M_x$; $M_{ay} = 0,3.M_y$)

Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75 M_x$; $M_{ty} = 0,75 M_x$)

- 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 :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

Les sollicitations :

- **ELU** : $v = 0$

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{86650.4}{504.7} = 171.69 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS** : $v = 0.2$

$$q_s = \frac{Nu}{S} = \frac{63431}{504.7} = 125.68 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité

$$L_x = 5.60 \text{ m} ; L_y = 5.95 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.6}{5.95} \Rightarrow \alpha = 0.94$$

$\Rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$ (la dalle porte sur deux sens).

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

VII.2.5.b Calcul des moments :

- **ELU** : $v = 0$

$$q_u = 171.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0513$$

$$\mu_y = 0.8204$$

- **ELS** : $v = 0.2$

$$q_s = 125.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0585$$

$$\mu_y = 0.8845$$

Tableau VII 4 Les moments à L'ELU et à l'ELS (Radier)

	q (KN)	L _x (m)	L _y (m)	α	v	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
ELU	171.69	5.6	5.95	0.94	0	0.0513	0.8204	276.21	244.31
ELS	125.68	5.6	5.95	0.94	0,2	0.0585	0.8845	230.57	203.94

Les moments calculés à l'ELU et à l'ELS seront multipliés par des coefficients comme suite :

- **0,85** en travée
- **0,3** aux appuis

Tableau VII 5 Les moments en travées et aux appuis à L'ELU et à l'ELS (Radier)

		ELU	ELS
M_x	(KN.m)	276.21	230.57
M_y	(KN.m)	244.31	203.94
$M_{x \text{ appui}}$	(KN.m)	-82.863	-69.171
$M_{y \text{ appui}}$	(KN.m)	-69.852	-62.652
$M_{x \text{ travée}}$	(KN.m)	234.78	196
$M_{y \text{ travée}}$	(KN.m)	195.124	177.35

VII.2.5.c Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0.23 b.d \quad f_{t28}/f_e = 10.32 \text{ cm}^2$

VII.2.5.c.1 Section minimale :

- **Sens XX :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 6 h_0 : \text{feE500.} \\ 8 h_0 : \text{feE400.} \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en exprimant } h_0 \text{ en mètre). \quad = 8 \times 0.95 = 7.6 \text{ cm}^2$$

- **Sens YY :**

$$A_{\min} = \frac{3-\rho}{2} A_{y\min} = [(3 - 0.8) \times 7.6]/2 = 8.36 \text{ cm}^2$$

VII.2.5.c.2 Espacement maximal : (BAEL 91 Pages (360))

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) \quad \Rightarrow \quad S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h_r) \quad \Rightarrow \quad S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

VII.2.5.c.3 Calcul des armatures :

➤ **Exemple de calcul :**

1) **Ferraillage dans le sens X-X** $A_{s\min} = 7.6 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b.d^2.F_{bu}} = \frac{82.863 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = 0.008$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{a_u}}{M_{a_{ser}}} = \frac{82.863}{69.171} = 1.20$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.20) + 49(25) - 3050]. 10^{-4} = \mathbf{0.2303}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.008} < \mu_{lu} = \mathbf{0.2303} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.008} < \mu_{lu} = \mathbf{0.2303} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.008)] = 851 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{82.863 \times 10^6}{851 \times 348} = 279.8 \text{ mm}^2 = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}} \quad \text{avec} \quad S_t = \frac{100}{4} = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

- **En travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{234.78 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.023}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{234.78}{196} = 1.20$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.20) + 49(25) - 3050]. 10^{-4} = \mathbf{0.2303}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.023} < \mu_{lu} = \mathbf{0.2303} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.023} < \mu_{lu} = \mathbf{0.2303} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.023)] = 843.201 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{234.78 \times 10^6}{843.201 \times 348} = 800.11 \text{ mm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}} \quad \text{avec} \quad S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

2) Ferrailage dans le sens Y-Y $A_{s\text{min}} = 8.36 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{69.852 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.006}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{69.852}{62.652} = 1.11$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.11) + 49(25) - 3050]. 10^{-4} = \mathbf{0.199}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.006} < \mu_{lu} = \mathbf{0.199} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.006} < \mu_{lu} = \mathbf{0.199} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.006)] = 851.92 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{69.852 \times 10^6}{851.92 \times 348} = 235.61 \text{ mm}^2 = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}} \quad \text{avec} \quad S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

- **En travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{195.124 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.018}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{195.124}{177.35} = 1.10$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.10) + 49(25) - 3050]. 10^{-4} = \mathbf{0.195}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.018} < \mu_{lu} = \mathbf{0.195} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.018} < \mu_{lu} = \mathbf{0.195} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.018)] = 845.77 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u(max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{195.124 \times 10^6}{845.77 \times 348} = 662.95 \text{ mm}^2 = 6.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{A_s = 10.05 \text{ cm}^2} \rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}} \quad \text{avec } S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau VII 6 Calcul des armatures à L'ELU (Radier)

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	234.78	-82.863	195.124	-69.852
μ_{bu}	0.023	0.008	0.018	0.006
μ_l	0.2303	0.2303	0.2303	0.199
A_s (cm²/ml)	8	2.8	6.6	3.35
A_{smin} (cm²/ml)	7.6	7.6	8.36	8.36
Choix des barres	5HA16	5HA16	5HA16	5HA16
A_s adopté	10.05	10.05	10.05	10.05
St (cm)	20	20	20	20

VII.2.5.d Vérification :

VII.2.5.d.1 Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{2}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

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

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VII 7 Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
TravéeX-X	196	10.05	904757.04	13.18	21.67	2.85	15	C.V
AppuisX-X	69.171	10.05	904757.04	13.18	7.65	1	15	C.V
TravéeY-Y	177.35	10.05	904757.04	13.18	19.6	2.58	15	C.V
AppuisY-Y	62.652	10.05	904757.04	13.18	6.92	0.91	15	C.V

VII.1.1.1. Schéma de ferrailage du radier

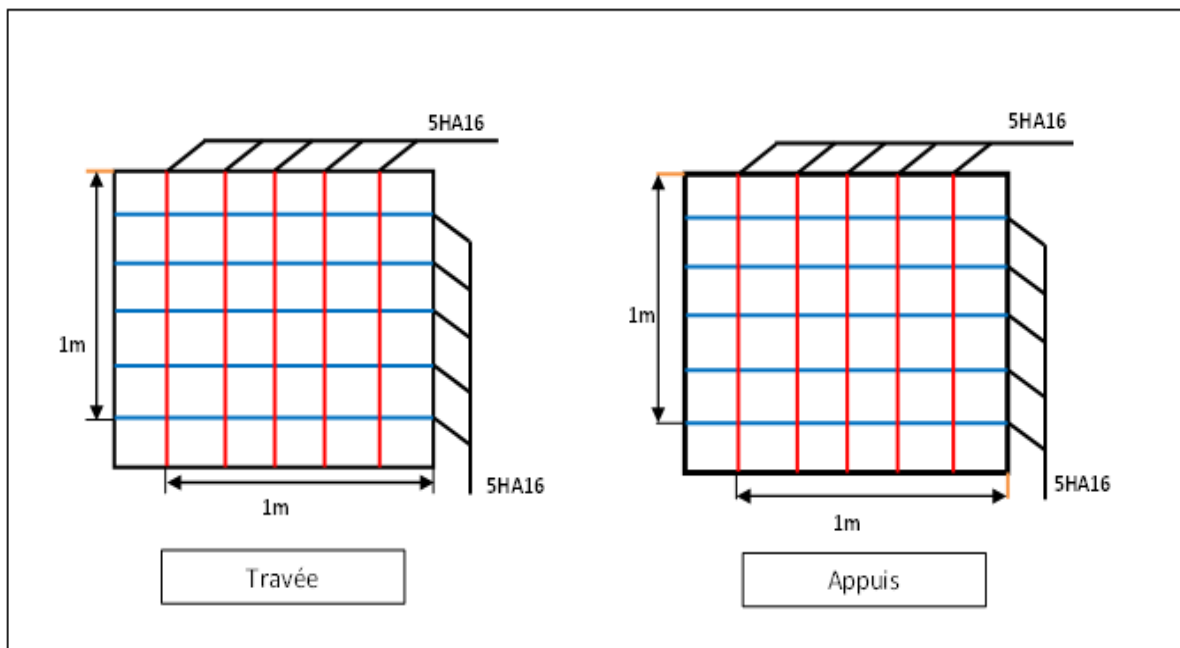


Figure VII 3 Schéma de ferrailage du radier

VII.2.6 Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

$$h = 95 \text{ cm} \quad ; \quad d = 85.5 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad ; \quad c = 4 \text{ cm}$$

VII.2.6.a Calcul des charges revenant à revenant à la nervure :

$$qu = \frac{N_U}{S_R} = \frac{86650.4}{504.7} = 171.69 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_R} = \frac{63431}{504.7} = 125.69 \text{ KN/m}^2$$

VII.2.6.a Ferrailage de la nervure :

VII.2.6.a.1 Détermination des efforts :

Les moments fléchissant et les sont donnés ci-après :

Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\text{ELU : (X - X): } M_t = 428.2 \text{ KN.m} , M_a = -587.3 \text{ KN.m}$$

$$(Y - Y) : M_t = 476.3 \text{ KN.m}, M_a = - 520.4 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : (X - X): } M_t = 260.7 \text{ KN.m} , M_a = -423.7 \text{ KN.m}$$

$$(Y - Y) : M_t = 365.8 \text{ KN.m}, M_a = -384 \text{ KN.m}$$

Tableau VII 8 Ferrailage à l'ELU

Sens	zone	M _u (KN.m)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	choix
X-X	Appuis	-587.3	5.16	21.09	21.99	7HA20
	Travée	408.2	5.16	14.40	14.07	7HA16
Y-Y	Appuis	-520.4	5.16	18.60	21.99	7HA20
	Travée	461.3	5.16	16.40	14.07	7HA16

VII.2.6.a.2 Vérifications à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 50 \times 85.5 \times 2.1 / 400 = 5.16 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right) = (27.2 ; 50 ; 20) , \text{ on adopte } \phi = 10$$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons: $A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales :**

✓ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi \right) ; S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{95}{2} \quad S_t \leq 47.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante

VII.3. Etude de voile périphérique :

Comme notre ouvrage est situé en zone **III** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectuée sur une profondeur de 3.06 m. Il assure à la fois un bon encastrement et une bonne stabilité de l'ouvrage.

VII.3.1 Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2):

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure **ou égale 20cm** ($e \geq 15$).
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % **B** dans les deux sens (**B** : Section du voile).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

VII.3.2 Dimensionnement des voiles :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm
- Hauteur de 2.60 m
- Longueur de 111.2 m

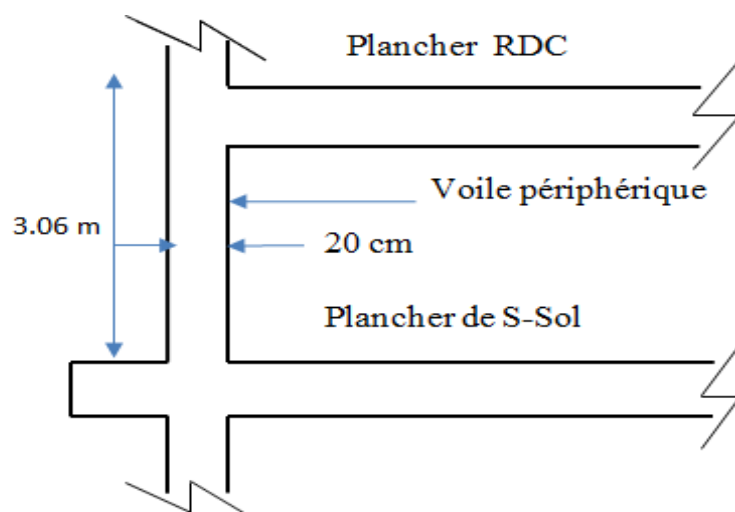


Figure VII 4 Schéma du voile périphérique

VII.3.3. Ferrailage du mur de soutènement :**VII.3.3.a Caractéristiques du sol :**

- Le poids spécifique :

$$\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$$

- L'angle de frottement :

$$\varphi = 20^\circ$$

- La cohésion :

$$c = 0 \text{ KN/m}^2$$

- Epaisseur de : 20 cm
- Hauteur de : 2.60m

VII.3.3.b Evaluation des charges et surcharges :

Le mur de soutènement est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$W = h \times \gamma \quad K = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 2.60 \times 20 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2}\right)$$

$$G = 29.65 \text{ KN/m}^2.$$

- **Surcharge accidentelle :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 4.90 \text{ KN/ml}$$

VII.3.3.c Ferrailage de mur de soutènement :

Pour le ferrailage de mur on prend le panneau le plus défavorable (à l'ELU).

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis,

$$\sigma_{\max} = 1.35 G + 1.5 Q = 47.38 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 Q = 7.35 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 37.38 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 37.38 \text{ KN/ml}$$

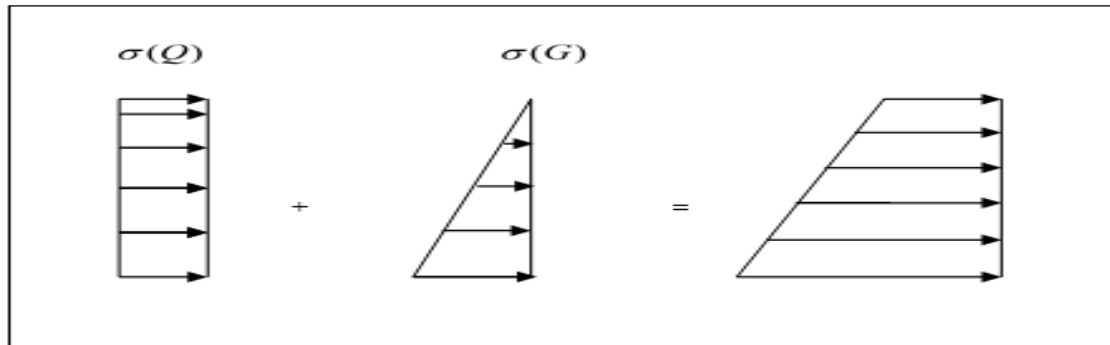


Figure VII 5 Répartition des contraintes sur le mur de soutènement

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.60 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5.14 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm.}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- Moment en travée : $0,75M_{ox}$ ou $0,75 M_{oy}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{ox}$ ou $0,5M_{ox}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive donc :

- Moment en travée : $0,85 M_{ox}$ ou $0,85 M_{oy}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,3 M_{ox}$ ou $0,3 M_{ox}$

On opte que le ferrailage du panneau le plus défavorable, reste le même pour les autres panneaux.

1) à l'ELU :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{5.14} = 0,51 > 0,4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,094 \\ \mu_y = 0,26 \end{array} \right.$$

$$M_0^X = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 30.11 \text{ KN.m}$$

$$M_0^Y = \mu_y \times M_0^X = 7.83 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\text{En travée : } M_y^t = 0,85 \times M_0^Y = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_x^t = 0,85 \times M_0^X = 25.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_x^a = 0,3 \times M_0^X = -9.033 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_y^a = 0,3 \times M_0^Y = -2.35 \text{ KN.m}$$

2) à l'ELS :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 27.75 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 27.75 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.60}{5.14} = 0,51 > 0,4$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,096 \\ \mu_y = 0,82 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 22.42 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 18.39 \text{ KN.m}$$

Donc :

En travée : $M_y^t = 0,85 \times M_0^y = 15.63 \text{ KN.m}$

En travée : $M_x^t = 0,85 \times M_0^x = 19.06 \text{ KN.m}$

En appui : $M_x^a = 0,3 \times M_0^x = -6.73 \text{ KN.m}$

En appui : $M_y^a = 0,3 \times M_0^y = -5.52 \text{ KN.m}$

• **Ferraillage minimal:**

Selon le RPA2003 (Art. 10.1.2) :

Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100 / 100 = \mathbf{2cm^2/ml.}$$

Selon le BAEL 91 : le ferraillage minimal est de :

$$A_{min} = 0,0008.b.h = \mathbf{1,6 cm^2/ml.}$$

Tableau VII 9 Ferraillage du mur de soutènement

sens	zone	M (KN.m)	μ	α	z (mm)	A_{calcul} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix	A_{adop} (cm ² /ml)	St (cm)
X-X	Appuis	-9.03	0.019	0.024	178.27	1.36	2.00	5HA12	5.65	20
	Travée	25.6	0.055	0.071	175	3.91	2.00	5HA12	5.65	20
Y-Y	Appuis	-2.35	0.005	0.006	179.57	0.35	2.00	5HA12	5.65	20
	Travée	6.66	0.014	0.018	178.70	1	2.00	5HA12	5.65	20

VII.3.3.d Vérification à l'ELU :

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

On doit vérifier que : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{ (Fissuration préjudiciable.)}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 48.30 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} \leq V_x \Rightarrow V_y = 32.40 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{48,30 \cdot 1000}{1000 \cdot 180} = 0.27 \text{ MPa}$$

Donc : $\Rightarrow \tau_u = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$

• **Vérification d'armature transversale à l'effort tranchant (ART5.2.2/CBA93) :**

$$\tau_{bu} \leq \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 25}{1.15} = 1.52 \text{ MPa} \Rightarrow 0.27 < 1.52 \text{ MPa} \dots\dots \text{CV}$$

VII.3.3.e Vérification à l'ELS :

• **Vérification de contrainte :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I}$$

Avec :

$$\begin{cases} y : \text{position de l'axe neutre} \\ I_Y = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2] \quad (\text{Moment d'inertie}) \end{cases}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$y = \frac{15 (A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5 (A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

• **Calcul de Moment d'inertie I :**

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

Tableau VII 10 Vérification des contraintes (Mur de soutènement)

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
Travée	x-x	18.53	5.65	13.4	70672.96	2.6	15	CV
	y-y	7.32	5.65	13.4	70672.96	1.03	15	CV
Appuis	x-x	-6.24	5.65	13.4	70672.96	0.90	15	CV
	y-y	-2.25	5.65	13.4	70672.96	0.32	15	CV

VII.4.3.6. Schéma de ferrailage du mur de soutènement

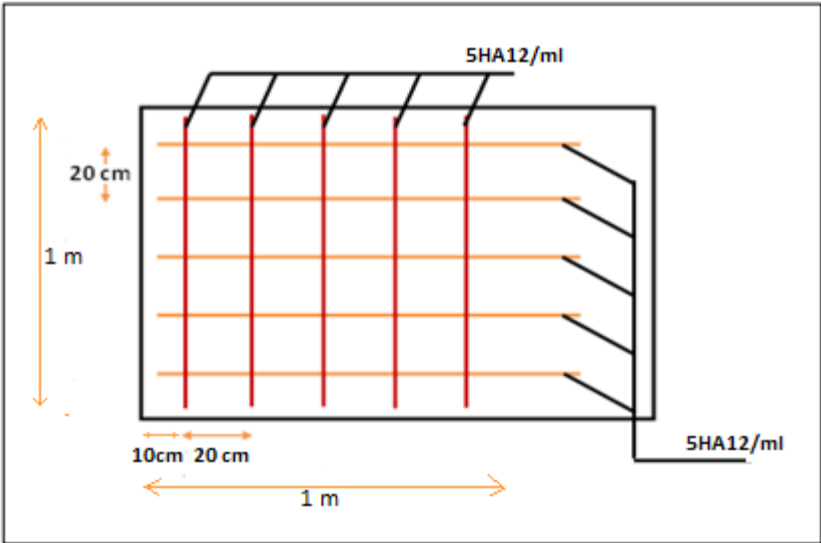


Figure VII 6 Ferrailage du mur de soutènement

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur. L'intérêt pour nous a été double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Pour une bonne étude d'une structure, il faut comprendre son comportement.
- Les modèles numériques doivent être fidèles au comportement réel de la structure et ceux en introduisant tous les éléments de la structure sans en oublier un, car la rigidité du modèle en dépend.
- Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventements.
- La modélisation avec le logiciel ETABS 9.7.4 nous a permis d'apprendre beaucoup des choses à savoir :
- Le comportement et le mouvement de la structure.
- Dans l'étude sismique et dynamique plusieurs systèmes de contreventement ont été étudiés, les recommandations du RPA 99/2003 ont été vérifiées. La variante retenue est la variante optimale du point de vue économique, sécurité et architecturale.
- La forme irrégulière et l'aspect architectural du bâtiment sont des facteurs négatifs qui ont augmenté la complexité du comportement de la structure.
- Partager la structure en zones, nous a permis d'économiser de la matière (facteur économique).
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

-
- Ce travail nous a incités à se documenter davantage pour paraitre à toute difficulté rencontrée au cours de sa réalisation et d'améliorer notre vision sur le comportement des structures.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à nous documenter et à étudier les méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en GENIE CIVIL.

En fin nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la concordance avec le côté pratique, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie :

Règlements :

- RPA99V2003 : Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91 modifier : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

Livres et Documents :

- Précis de calcul de béton armé (H Renaud & J Lamirault)
- Béton Armé, Guide de Calcul. Bâtiment et Génie Civil (H.Renaud & J.Lamirault [Foucher])
- Pratique du BAEL91 cours avec exercices corrigés (Jean Perchat & Jean Roux, édition Eyrolles.)
- Formulaire de béton armé, fondations (V. Davidivici. Publication de moniteur 1995)
- Cours de Béton armé 3^{ème} année.
- Cours de Bâtiment master I
- Mémoires de fin d'études précédentes

Logiciels :

- ETABS (Pour l'analyse des structures)
- RDM6 (Pour le calcul des moments et des efforts).
- AUTOCAD 2011 (Pour le dessin d'architecture et lire les plans)
- WORD 2010 (Pour le traitement du texte).
- SOCOTEC (Pour le calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou composée).