

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



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :
GUESMI Khaled
HADJI Noufel

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

Filière : GENIE CIVIL
Option : Structures

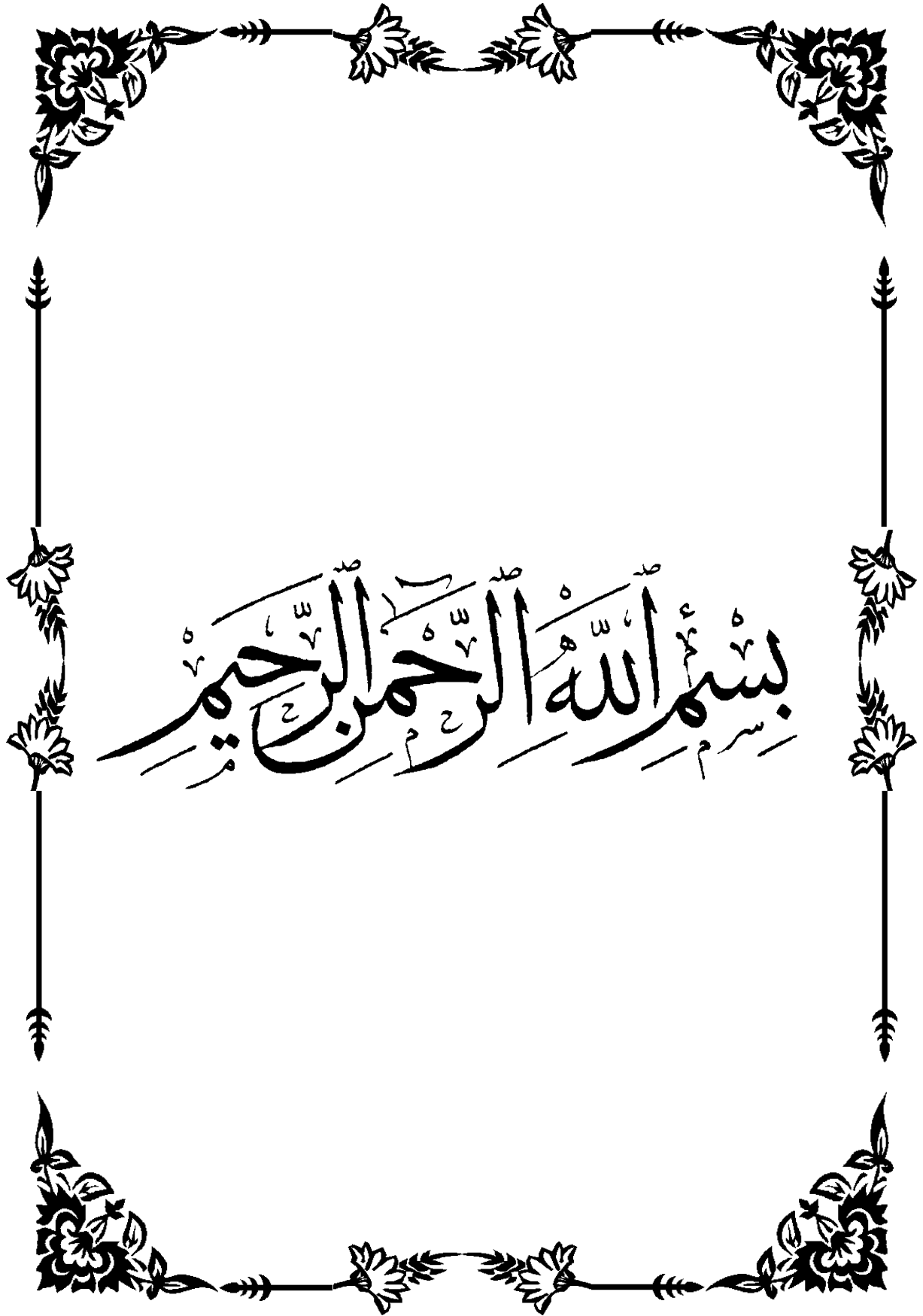
Thème :

**INFLUENCE DE LA DISPOSITION DES VOILES SUR LE
COMPORTEMENT SISMIQUE ET LE DIMENSIONNEMENT DE LA
STRUCTURE**

Devant le jury composé de :

Mr ABDELHAMID Abdelmalek	MAA	UAMOB	Président
Mme MOHAMADI Saddika	MAA	UAMOB	Encadreur
Mr DJOUABI Hamza	MAA	UAMOB	Examinateur
Mme BOUMAIZA Malika	MAA	UAMOB	Examinateur

Année Universitaire 2017/2018



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'étude TECHNO BAT et L'UNIVERSITE AKLI
MOHAND OULHADJ DE BOUIRA, Faculté des Sciences
et Sciences Appliquées, Département de Génie Civil.*

*Nous remercions très sincèrement Mme MOHAMADI
promotrice de ce projet qui nous a fait donner de ses précieux
conseils, fruits 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.*

Khaled

Noufel

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 chère et tendre mère, source d'affection, de courage et d'inspiration qui
a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour.*

*A mon père source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance
pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté.*

A mon cher frère ZINOÛ, à mes adorables sœurs : IMANE et ASMA

*Merci pour votre affection si sincère et votre soutien inconditionnel. Je vous
dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de sérénité.*

A mon neveu YOUNES.

A mes deux nièces DINA et NADA.

A toute ma famille.

*A mon binôme NOUFEL, pour ce long travail qu'il a effectué à mes
côtés et les moments que nous avons partagés ensemble.*

A tous mes amis et mes collègues de promotion Génie Civil.

GUESMI KHALED

Dédicaces

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

*À la lumière qui a éclairé mon chemin depuis ma naissance, source de
mon éducation et mon instruction, à la personne qui m'a encouragé tout le
long chemin de ma vie, à ses conseils et son orientation : mon grand- père
bien aimé.*

A ma mère, la plus belle bougie qui m'a toujours aidée avec ses prières.

A mon père, pour ses encouragements et son soutien

*À la mémoire de ma grand- mère que Dieu l'accueille dans son vaste
paradis*

A mon cher frère Djallal, que dieu le garde et le protège où qu'il soit.

*A mon adorable petit frère Rabah, je te souhaite un avenir plein de joie,
de bonheur, de réussite et de sérénité.*

A tous mes oncles, toutes mes tantes et leurs enfants.

*A mes chers amis, Mahmoud, Naim, Khalef, loutfi, Remdhan, Sid
Ahmed, Arezki, Abdelhalim, ousama et mohamed.*

*A mon binôme Khaled, 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.

*Tous ceux qui m'aiment et que j'aime trouveront l'expression de ma plus
profonde gratitude.*

HADJI Noufel

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I

I. Recherche bibliographique	6
I. Les séismes :	8
I.1. Origine des tremblements de terre :	8
I.2. Le séisme et les bâtiments	8
I.3. Réaction des bâtiments aux séismes :	9
I.4. Déformation d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à des secousses:.....	10
I.5. Modes de déformation d'un bâtiment : :	10
I.6. Conception parasismique des bâtiments	11
I.7. Signification des principes de conception parasismique :	11
I.8. Principes de conception parasismique des bâtiments :	12
I.9. Méthodes de calcul sismique :	12
I.9.1. Méthode statique équivalente :	12
I.9.2. Méthode modale spectrale :	13
I.9.3. Méthode d'analyse dynamique par accélérographe :	14
I.9.4. L'analyse statique non linéaire « push over » :	14
I.10. Description de la structure étudiée :	16
I.11. Dimensions de la structure :	16
I.12. Données sismiques de la structure :	16
I.13. L'ossature et la conception structurelle :	16
I.14. Les caractéristiques des matériaux :	20
I.14.1. Le béton :	20
I.14.2. L'acier :	28
I.15. Les logiciels utilisés :	31
I.16. Les règlements utilisés :	31

CHAPITRE II

II. Pré dimensionnement des éléments et descente de charges :	32
II.1. Introduction :	32
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :	32
II.2.1. Les planchers :	32
II.2.2. L'acrotère :	34

Sommaire

II.2.3. Les balcons :	34
II.2.4. Les escaliers (caractéristiques techniques) :	35
II.2.5. Pré dimensionnement des poutres :	37
II.2.6. Les voiles :	39
II.3. Evaluation des charges et des surcharges :	41
II.3.1. La toiture :	41
II.3.2. terrasse inaccessible :	41
II.3.3. terrasse accessible :	42
II.3.4. Plancher des étages courants et le RDC :	42
II.3.5. Acrotère :	43
II.3.6. Escalier :	43
II.3.6.1. Escalier 01 :	43
II.3.7. Murs extérieurs :	45
II.3.8. Murs intérieurs :	45
II.3.9. Balcons :	46
II.4. Pré dimensionnement des poteaux :	46
II.4.1.Principe:	46
II.4.2. Loi de dégression :	48
II.4.3. Le minimum requis par (RPA99/v2003) :	49
II.4.4.vérification à l ELS :	49
II.4.5.vérification (solicitation normale) :	50
II.4.6. calcul des surface d'influence pour chaque poteau :	51
II.5. Poteau central:	51
II.6. Poteau de rive :	53
II.7. Poteau d'angle :	53
II.8. Descente des charges :	54
II.9. Calcul des dimensions des poteaux :	57
II.9.1. Poteau central :	57
II.9.2. Poteau de rive :	58
II.9.3. Poteau d'angle :	59
II.10. Vérification des sections :	60
II.10.1. Vérification de l'RPA:	60
II.10.2. Vérification au flambement :	60

Sommaire

II.10.3. Dimension à respecter pour les poutres :	61
---	----

CHAPITRE III

III. Calcul des éléments secondaires :	62
III.1. Etude de l'acrotère :	62
III.1.1. Introduction :	62
III.1.2. Vérification au séisme	63
III.1.3. Ferrailage de l'acrotère :	64
III.1.4. Vérification à L'ELU :	67
III.1.6. Vérification de l'écartement des barres :	70
III.1.7. Vérification au flambement :	70
III.1.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère :	71
III.2. calcul du balcon :	72
III.2.1. Détermination des efforts:	72
III.2.2 Ferrailage de balcon:	73
III.3. calcul des escaliers:	78
III.3.1. Définition :	78
III.3.2. Terminologie :	78
III.3.3. Les différents types d'escalier :	79
III.3.4. Escalier des étages courants :	80
III.4. Volée à 4 contres marches :	86
III.4.2. Ferrailage de la console :	87
III.4.3. Escaliers type 2 (duplexe) :	92
III.5. Calcul du plancher:	98
III.5.1. Dalle de compression :	98
III.5.2. Etude des poutrelles :	100
III.5.3. Schéma de ferrailage des poutrelles:	125
III.6. L'ascenseur:	126
III.6.1. Etude de la dalle d'ascenseur :	126
III.6.2. Charge centrée :	126
III.6.3. Evaluation des charges et surcharges :	127
III.6.4. Calcul des sollicitations :	127
III.6.5. La composition des moments à l'ELU et à l'ELS:	129
III.6.6. Calcul des armatures en flexion simple:	130

Sommaire

III.6.7. Vérification à l'ELU:.....	130
III.6.8. Vérification à l'ELS :.....	131
III.6.9. Schéma de ferrailage:.....	131

CHAPITRE IV

IV. L'étude sismique et dynamique :	132
IV.1. Etude sismique:	132
IV.1.1. Généralité:.....	132
IV.1.2. Introduction:.....	132
IV.1.3. Le choix de la méthode de calcul:.....	132
IV.2. Etude dynamique pour notre structure :	133
IV.2.1. Objectif de l'étude dynamique :.....	133
IV.2.2. Modélisation:	133
IV.2.4. Méthode d'analyse modale spectrale:.....	136
IV.2.5. Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide:	138
IV.2.5. Calcul de l'excentricité:	142
IV.2.6. Vérification au renversement :	153
IV.2.7. distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....	154
IV.3. Système de contreventement constitué par des voile porteurs:.....	159
IV.3.1. La disposition des voiles.	160
IV.3.2. Vérification au renversement :	175
IV.3.3. distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....	176
IV.4. Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interactions:.....	181
IV.4.1. La disposition des voiles.	182
IV.4.2. Vérification au renversement :	197
IV.4.3. distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :.....	198

CHAPITRE V

V. Calcul des éléments principaux :.....	203
V.1. Introduction :	203
V.2. Etude des poutres :	203
V.2.1. Les combinaison de calcul :	204
V.2.2. Ferrailage des poutres :	204
V.2.3. Exemple de calcul :	207
V.3. Etude des voiles :.....	221

Sommaire

V.3.1. Introduction :	221
V.3.2. Les combinaisons d'action :	221
V.3.3.Recommandation de RPA99/v2003 :	222
V.3.4. Ferrailage des voiles :	223
V.3.5. Vérification :	225
V.3.6.Exemple de calcul :	225
V.3.7. Résultats du calcul :	228
V.4.Etude des poteaux :	235
V.4.1. Introduction :	235
V.4.2. Ferrailage des poteaux :	235
V.4.3. Vérification diverses :	244
V.5. Ferrailage du deuxième système (voiles porteurs) :	247
V.5.1. Ferrailage des voiles :	247
V.6. Ferrailage du premier système (portiques autostables) :	256
V.6.1. Ferrailage des poteaux:	256
V.6.2. Vérification diverses :	259

CHAPITRE VI

VI. Comparaison et discussion des résultats :	262
VI.1. La période :	262
VI.2. Le volume des poteaux:	263
VI.3. Le volume des voiles:	263
VI.4. Le pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :	264
VI.5. Le poids de la structure:	265
VI.6. L'effort tranchant à la base :	265
VI.7. La quantité des aciers dans les poteaux et les voiles :	266
Conclusion :	265

CHAPITRE VII

VII. Etude de l'infrastructure (fondation) :	268
VII.1. Introduction :	268
VII.2. Choix de type de fondations :	269
VII.3. Radier nervuré :	272
VII.3.1. Pré dimensionnement :	273
VII.3.2. Détermination des efforts :	274

Sommaire

VII.3.3. Vérification nécessaire :	275
VII.3.4. Ferrailage de la dalle du radier :	280
VII.3.5. Etude de la nervure :	286
VII.4. Etude de voile périphérique :	289
VII.4.1. Préconisation du RPA99 (Art-10-1-2) :	289
VII.4.2. Dimensionnement des voiles :	289
VII.4.3. Ferrailage du mur de soutènement :	290
Conclusion générale :	295

*Liste
des tableaux*

Tableau.1. Les séismes les plus destructeurs en Algérie :	2
Tableau II.1. loi de dégression :	48
Tableau II.2. Descente des charges (poteau central) :	54
Tableau II.3. Descente des charges (poteau de rive) :	55
Tableau II.4. Descente des charge (poteau d'angle)	56
Tableau II.5. Calcul des dimensions des poteaux (poteau central) :	57
Tableau II.6. Calcul des dimensions des poteaux (poteau de rive) :	58
Tableau II.7. Calcul des dimensions des poteaux (poteau d'angle) :	59
Tableau II.8. Vérification des conditions RPA:	60
Tableau II.9. Vérification du flambement:	61
Tableau II.10. Dimensions à respecter pour les poutres:	61
Tableau III.1 Sollicitations dans l'acrotère :	61
Tableau III.2. Vérifications des contraintes dans le béton à l'ELS :	70
Tableau III.3 Vérification des contraintes de compression dans le béton :	74
Tableau III.4. Calcul des combinaisons des charges (7 contre marches) :	80
Tableau III.5. Valeurs des réactions aux appuis:	81
Tableau III.6. Valeurs des moments fléchissant:	81
Tableau III.7. Résultats du calcul des sections d'armatures en travée :	82
Tableau III.8. Résultats du calcul des sections d'armatures en appuis :	83
Tableau III.9. Vérification des contraintes dans le béton :	85
Tableau III.10. Vérification de la flèche :	86
Tableau III.11. Vérification des contraintes de compression dans le béton :	89
Tableau III.12. Résultats de ferrailage de la poutre brisée :	91
Tableau III.13. Vérification des contrainte de béton :	92
Tableau III.14. Le chargement de la rampe :	92
Tableau III.15. Valeurs des réactions aux appuis :	93
Tableau III.16. Valeurs des moments fléchissant :	94
Tableau III.17. Résultats du calcul des sections d'armatures en travées :	95
Tableau III.18. Résultats du calcul des sections d'armatures en appuis :	95
Tableau III.19. Vérification des contraintes dans le béton :	98
Tableau III.20. Charges et surcharges avant le coulage de la dalle de compression :	101
Tableau III.21. Les charges supportées par la poutrelle :	103

Tableau III.22. Les longueurs de travées fictives :.....	108
Tableau III.23. Les moments sur appuis à gauche, droite et les efforts tranchants :.....	108
Tableau III.24. Les longueurs de travées fictives :.....	108
Tableau III.25. Les moments sur appuis à gauche, droite et les efforts tranchants :.....	108
Tableau III.26. Les résultats contraintes maximales dans le béton comprimé :.....	112
Tableau III.27. Les longueurs de travées fictives :.....	114
Tableau III.28. Les moments sur appuis à gauche, droite et les efforts tranchants :.....	114
Tableau III.29. Les longueurs de travées fictives :.....	114
Tableau III.30. Les moments sur appuis à gauche, droite et les efforts tranchants :.....	115
Tableau III.31. Ferrailage en travée :	115
Tableau III.32. Ferrailage en appuis :	116
Tableau III.33. Les résultats contraintes maximale dans le béton comprimé :	118
Tableau III.34. Les longueurs de travées fictives :.....	120
Tableau III.35. Les moments sur appuis à gauche, droite et les efforts tranchants :.....	120
Tableau III.36. Les longueurs de travées fictives :.....	120
Tableau III.37. Les moments sur appuis à gauche, droite et les efforts tranchants :.....	120
Tableau III.38. Ferrailage en travée :	121
Tableau III.39. Les résultats contraintes maximales dans le béton comprimé :.....	122
Tableau III.40. Evaluation des charges :	127
Tableau III.41. Calcul de M 1 :	128
Tableau III.42. Calcul de M 2 :	128
Tableau III.43. Correction des moments:.....	129
Tableau III.44. Le ferrailage dans les deux sens:.....	130
Tableau III.45. Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS :	131
Tableau IV.1. Calcul de facteur de qualité Q :.....	137
Tableau IV.2. Centre de masse et centre de rigidité de la structure :.....	143
Tableau IV.3. Pourcentage de la participation massique :	144
Tableau IV.4. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal :	145
Tableau IV.5. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal :	145
Tableau IV.6. Combinaison des réponses modales :.....	146
Tableau IV.7. Résumé des résultats des paramètres calculés :	149
Tableau IV.8. Résultantes des forces sismiques à la base :.....	149
Tableau IV.9. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X :.....	150

Tableau IV.10. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y :.....	151
Tableau IV.11. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X :	152
Tableau IV.12. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y :	153
Tableau IV.13. Les valeurs des effort sismiques appliqués sur la structure sens X-X :	156
Tableau IV.14. Les valeurs des effort sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y :	157
Tableau IV.15. Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y :	157
Tableau IV.16. Vérification du renversement :.....	158
Tableau IV.17. Centre de masse et centre de rigidité de la structure :.....	163
Tableau IV.18. Pourcentage de la participation massique :	164
Tableau IV.19. Les charges verticales reprises par les voiles et les portiques :.....	165
Tableau IV.20. Les charge horizontales reprises par les voiles et par les portiques :.....	165
Tableau IV.21. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal :	166
Tableau IV.22. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal :	166
Tableau IV.23. Combinaison des réponses modales :.....	167
Tableau IV.24. Résumé des résultats des paramètres calculés :	167
Tableau IV.25. Résultantes des forces sismiques à la base :.....	171
Tableau IV.26. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X :.....	172
Tableau IV.27. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y :.....	172
Tableau IV.28. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X :	174
Tableau IV.29. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y :	174
Tableau IV.30. Les valeurs des effort sismiques appliqués sur la structure sens X-X :	177
Tableau IV.31. Les valeurs des effort sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y :	178
Tableau IV.32. Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y :	179
Tableau IV.33. Vérification du renversement :.....	180
Tableau IV.34. Centre de masse et centre de rigidité de la structure :.....	182
Tableau IV.35. Pourcentage de la participation massique :	186
Tableau IV.36. Les charges verticales reprises par les voiles et les portiques :.....	187
Tableau IV.37. Les charge horizontales reprises par les voiles et par les portiques :.....	187
Tableau IV.38. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal :	188
Tableau IV.39. Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal :	189
Tableau IV.40. Combinaison des réponses modales :.....	190
Tableau IV.41. Résumé des résultats des paramètres calculés :	193
Tableau IV.42. Résultantes des forces sismiques à la base :.....	193

Tableau IV.43. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens X-X :	194
Tableau IV.44. Déplacements latéraux inter-étage dans le sens Y-Y :	195
Tableau IV.45. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X :	196
Tableau IV.46. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y :	197
Tableau IV.47. Les valeurs des effort sismiques appliqués sur la structure sens X-X :	200
Tableau IV.48. Les valeurs des effort sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y :	201
Tableau IV.49. Valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y :	201
Tableau IV.50. Vérification du renversement :	202
Tableau V.1. Caractéristiques des poutres :	207
Tableau V.2. Caractéristiques des matériaux :	207
Tableau V.3. Ferrailage des poutres principales (30x45)cm ² :	210
Tableau V.4. Ferrailage des poutres secondaires (30x40) cm ² :	212
Tableau V.5. Vérification de l'effort tranchant:	216
Tableau V.6. Vérification de l'adhérence :	217
Tableau V.7. Contrainte de compression dans le béton (PP) :	218
Tableau V.8. Contrainte de compression dans le béton (PS) :	219
Tableau V.9. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L=3.7m) :	229
Tableau V.10. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	229
Tableau V.11. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=1.85m:	230
Tableau V.12. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	230
Tableau V.13. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=3.4m:	231
Tableau V.14. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	231
Tableau V.15. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=1.5m:	232
Tableau V.16. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	232
Tableau V.17. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=1.2m :	233
Tableau V.18. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	233
Tableau V.19. Vérification des contraintes dans le béton :	234
Tableau V.20. Caractéristiques mécanique des matériaux :	235
Tableau V.21. Les effort et les moments dans les poteaux :	237
Tableau V.22. Calcul des armatures longitudinale des poteaux :	241
Tableau V.23. Ferrailage longitudinale adopté pour les poteaux :	241
Tableau V.24. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante) :	244
Tableau V.25. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	244

Tableau V.26. Vérification des contraintes tangentielles :.....	245
Tableau V.27. Vérification des contraintes dans le béton :.....	245
Tableau V.28. Vérification vis-à-vis au flambement :.....	247
Tableau V.29. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=5.35m:	248
Tableau V.30. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	248
Tableau V.31. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=3.7m:.	249
Tableau V.32. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	249
Tableau V.33. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=3.4m:.	250
Tableau V.34. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	250
Tableau V.35. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=1.7m:.	251
Tableau V.36. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	251
Tableau V.37. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles L=1.4m:.	252
Tableau V.38. Espacement, les armatures horizontales, transversales, et les contraintes.....	252
Tableau V.39. Vérification des contraintes dans le béton :.....	253
Tableau V.40. Ferrailage des poteaux (voiles porteurs) :	253
Tableau V.41. Calcul des armatures longitudinales des poteaux :.....	254
Tableau V.42. Ferrailage longitudinales adopté pour les poteaux :.....	254
Tableau V.43. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante) :.....	255
Tableau V.44. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	255
Tableau V.45. Vérification des contraintes tangentielles :.....	255
Tableau V.46. Vérification des contraintes dans le béton :.....	256
Tableau V.47. Vérification vis-à-vis au flambement :.....	257
Tableau V.48. Ferrailage des poteaux (portiques-autostables) :.....	257
Tableau V.49. Calcul des armatures longitudinales des poteaux :.....	258
Tableau V.50. Ferrailage longitudinale adopté pour les poteaux :	258
Tableau V.51. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante) :.....	259
Tableau V.52. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)	259
Tableau V.53. Vérification des contraintes tangentielles :.....	259
Tableau V.54. Vérification des contraintes dans le béton :.....	260
Tableau V.55. Vérification vis-à-vis au flambement :.....	261
Tableau VII.1. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X :.....	261
Tableau VII.2. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y :.....	272
Tableau VII.3. Vérification des contraintes (radier) :	278

Tableau VII.4. Vérification de la stabilité au renversement :	279
Tableau VII.5. Vérification de soulèvement (radier) :	279
Tableau VII.6. Les moments à l'ELU et à l'ELS :	281
Tableau VII.7. Les moments en travées et aux appuis à l'ELU et à l'ELS :	281
Tableau VII.8. Calcul des armatures à l'ELU :	285
Tableau VII.9. Vérification à l'ELS :	286
Tableau VII.10. Ferrailage à l'ELU :	287
Tableau VII.11. Ferrailage de mur de soutènement :	292
Tableau VII.12. Vérification des contraintes :	294

*Liste
des figures*

Figure.1. Carte des plaques lithosphériques principales :	1
Figure.2. Plastification des voiles :	4
Figure.3. Plastification des poteaux :	4
Figure.4. Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles	5
Figure I.1. Origine des tremblements de terre :	6
Figure I.2. Ondes sismiques :	7
Figure I.3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs et inférieurs.....	9
Figure I.4. Mode de déformation des éléments :	10
Figure I.5. Schéma générale de fonctionnement en boîte :	11
Figure I.6. Vue en plan de la structure :	18
Figure I.7. Coupe verticale A-A de la structure :	19
Figure I.8. Eprouvette 16x32 :	21
Figure I.9. Evolution de la résistance F_{cj} en fonction de l'âge du béton :	21
Figure I.10. Evolution de la résistance F_{tj} en fonction de F_{cj} :	22
Figure I.11. Diagramme des déformations limites de la section :	24
Figure I.12. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU :	26
Figure I.13. Diagramme rectangulaire simplifié :	27
Figure I.14. Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS :	27
Figure I.15. Diagramme contraintes déformations de l'acier :	29
Figure I.16. Diagramme contraintes déformations de calcul :	30
Figure II.1. Schéma d'une dalle à corps creux :	32
Figure II.2. Schéma d'une poutrelles :	33
Figure II.3. Schéma de l'acrotère :	34
Figure II.4. Schéma de l'escalier type 01 :	35
Figure II.5. Schéma de la première et troisième volée (type 1) :	35
Figure II.6. Schéma de la deuxième volée (type1) :	36
Figure II.7. Schéma de l'escalier type 02 :	36
Figure II.8. Schéma de la première et la deuxième volée (type2) :	37
Figure II.9. Dimensions à respecter pour les poutres :	38
Figure II.10. Poutres PP (30x45) cm^2 :	39
Figure II.11. Poutres PS (30x40) cm^2 :	39
Figure II.12. Coupe de voile en élévation :	40
Figure II.13. Coupe de voile en plan :	40

Figure II.14. Choix des poteaux les plus sollicités :.....	51
Figure II.15. Dimensions à respecter pour les poutres :.....	61
Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère :	62
Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère :	62
Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère :	71
Figure III.4. Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et à l'ELS :.....	72
Figure III.5. Diagramme des sollicitations à l'ELU :.....	73
Figure III.6. Diagramme des sollicitations à l'ELS :	73
Figure III.7. Schéma de ferrailage du balcon	77
Figure III.8. Schéma d'un escalier :	78
Figure III.9. Les systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs :.....	79
Figure III.10. Les systèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs :	79
Figure III.11. Le schéma statique à l'ELU (escalier type 01) :.....	80
Figure III.12. Le schéma statique à l'ELS (escalier type 01)	80
Figure III.13. Schéma statique pour le calcul de la 2 ^{ème} volée à l'ELU et à l'ELS.....	87
Figure III.14. Diagramme des sollicitations à l'ELU :.....	87
Figure III.15. Diagramme des sollicitations à l'ELS :	87
Figure III.16. Schéma statique de la poutre brisée (escalier type 1)	90
Figure III.17. Le schéma statique à l'ELU (escalier type 02) :.....	93
Figure III.18. Le schéma statique à l'ELS (escalier type 02)	93
Figure III.19. Schéma coupe verticale du plancher.....	98
Figure III.20. Treillis soudés (20x20) cm ²	99
Figure III.21. Schéma d'une poutrelle :	100
Figure III.22. Schéma de la nervure :.....	101
Figure III.23. Schéma des charges appliquées sur la poutrelle :.....	101
Figure III.24. Schéma d'une poutrelle à quatre travées :	106
Figure III.25. Les moments et les efforts tranchants à l'ELU :.....	109
Figure III.26. Les moments et les efforts tranchants à l'ELS :	109
Figure III.27. Schéma d'une poutrelle à deux travées :.....	114
Figure III.28. Les moments et les efforts tranchants à l'ELU :.....	115
Figure III.29. Les moments et les efforts tranchants à l'ELS :	115
Figure III.30. Schéma d'une poutrelle à une travée :	120
Figure III.31. Les moments et les efforts tranchants à l'ELU :.....	121

Figure III.32. Les moments et les efforts tranchants à l'ELS :	121
Figure III.33. Schéma de ferrailage du plancher :.....	125
Figure III.34. Schéma représentant la surface d'impact :.....	126
Figure III.35. Diagramme des moments dans les deux sens :.....	129
Figure III.36. Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur :	131
Figure IV.1. Les paramètres RPA99 (portiques autostables) :.....	138
Figure IV.2. Présentation de la vue en 3D :	139
Figure IV.3. Présentation de la vue en plan :	140
Figure IV.4. 1 ^{er} mode de vibration :	140
Figure IV.5. 2 ^{ème} mode de vibration :.....	141
Figure IV.6. 3 ^{ème} mode de vibration :.....	141
Figure IV.7. Schéma représentatif des effets appliqués sur la structure :	154
Figure IV.8. Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X :.....	156
Figure IV.9. Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y	157
Figure IV.10. Les paramètres RPA99 (voiles porteurs) :	159
Figure IV.11. La disposition des voiles :	160
Figure IV.12. 1 ^{er} mode de vibration :	160
Figure IV.13. 2 ^{ème} mode de vibration :.....	161
Figure IV.14. 3 ^{ème} mode de vibration :.....	161
Figure IV.15. Schéma représentatif des effets appliqués sur la structure :	176
Figure IV.16. Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X :.....	178
Figure IV.17. Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y	179
Figure IV.18. Les paramètres RPA99 (mixtes portiques/voiles avec interactions) :	181
Figure IV.19. La disposition des voiles :	182
Figure IV.20. 1 ^{er} mode de vibration :	183
Figure IV.21. 2 ^{ème} mode de vibration :.....	183
Figure IV.22. 3 ^{ème} mode de vibration :.....	184
Figure IV.23. Schéma représentatif des effets appliqués sur la structure :	198
Figure IV.24. Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X :.....	200
Figure IV.25. Répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y	201
Figure V.1. La zone comprimée et la zone tendue :.....	206
Figure V.3. détail d'espacement:.....	214
Figure V.4. Disposition des armatures verticales dans le voile	222

Figure V.5. Diagramme des contraintes :.....	224
Figure V.6. Zone nodale :.....	237
Figure V.7. Détail des armatures transversales :.....	243
Figure VI.1. Les périodes des trois premiers modes de la participation massique :	262
Figure VI.2. Le volume des poteaux :.....	263
Figure VI.3. Le volume des voiles :.....	264
Figure VI.4. Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques :.....	264
Figure VI.5. Le poids de la structure :.....	265
Figure VI.6. L'effort tranchant à la base :.....	265
Figure VI.7. La quantité de aciers :.....	266
Figure VII.1. Disposition des semelles :	271
Figure VII.2. Présentation de la zone d'impact de la charge compactée :	275
Figure VII.3. Diagramme des contraintes :	277
Figure VII.4. Diagrammes des moments à L'ELU (Radier) :.....	282
Figure VII.5. Diagrammes des moments à L'ELS (Radier)	282
Figure VII.6. Schéma de ferrailage du radier :.....	286
Figure VII.8. Schéma du voile périphérique:	289
Figure VII.9. Répartition des contraintes sur le mur de soutènement :.....	291
Figure VII.6. Schéma de ferrailage du mur de soutènement :.....	294

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 a 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'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
- K : Coefficient de raideur de sol.
- S_c : Tassement œdométrique.
- S_c^T : Tassement total.

Liste des symboles

- 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.

Liste des symboles

- 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 :

تمثل هذه المذكرة دراسة تأثير مختلف انواع أنظمة الدعم على الاستجابة الزلزالية لمنشأ خرساني مسلح مكون من عدة طوابق, وكذلك التأثير على حساب الأبعاد.

المنشأ قيد الدراسة يتكون من طابق سفلي, اضافة الى ثمانية طوابق, زائد طابق تحت ارضي, المنشأ ذو طبيعة سكنية, الواقع

في ولاية البويرة المصنفة كمنطقة زلزالية معتدلة (Iia) وذلك حسب المعايير الزلزالية الجزائرية 2003/99.

تم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر الاساسية و الثانوية وفق المعايير البناء المعمول بها (BAEL91,CBA93,RPA99/2003)

التحليل الديناميكي للمنشأ تم بواسطة برنامج الحساب ETABS والذي يعتمد على العناصر المنتهية.

تم تسليح العناصر الاساسية للمنشأ وذلك باعتماد نظام الدعم الذي يمثل أحسن نوع من ناحية المقاومة و الكلفة الاقتصادية (نظام دعم عوارض/جدران القص).

تم تمثيل الطابق تحت الارضي بعلبة صلبة , وهذا لانها محاطة بجدران حاملة على كامل محيط المنشأ .

نظام الأساسات المعتمد لهذا المنشأ عبارة عن لبشة ذات اعصاب.

كلمات مفتاحية: عمارة , خرسانة مسلحة, نظام دعم, زلزال, نظام دعم مختلط, لبشة ذات اعصاب.

Résumé :

Ce mémoire présente une étude de l'influence de la variation du système de contreventement sur la réponse sismique d'un bâtiment en béton armé à plusieurs étages et sur le dimensionnement des éléments par conséquence.

Le bâtiment objet de cette étude est constitué d'un RDC et huit (08) étages avec un sous-sol à usage d'habitation implanté à la wilaya de Bouira classée en zone de moyenne sismicité (Iia) selon le Règlement Parasismique Algérien 99 / version 2003.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs et secondaires a été établi conformément aux documents normatifs en vigueur tel que le BAEL 91, CBA93 et RPA99/version2003.

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel de calcul par élément finis ETABS.9.7.4.

Le ferrailage des éléments structuraux a été réalisé pour la variante, des systèmes de contreventement, jugée optimale en termes d'économie et de résistance (système de contreventement mixtes portiques/voiles avec interactions).

Le sous-sol a été assimilé à une cage rigide vu qu'il est entouré par des murs de soutènement sur toute la périphérie (voiles périphériques) .

Le système de fondation adopté pour ce bâtiment est un radier nervuré.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Système de contreventement, Séisme, Contreventement mixtes, Radier nervuré, voile périphérique.

Abstract :

This memory presents a study of the influence of the variation of the bracing system on the seismic response of a multi-storey reinforced concrete building and on the dimensioning of the elements as a consequence.

The building object of this study consists of a ground floor and eight (8) floors with an underground for residential use located in the wilaya of Bouira classified as an area of medium seismicity (IIa) according to the Algerian earthquake code RPA 99/2003

The pre-dimensioning of the load-bearing and secondary elements has been established in the normative documents in force such as BAEL 91, CBA93 and RPA99 / version2003. The dynamic analysis of the structure was performed using the finite element calculation software. ETABS.9.7.4

The underground has been likened to a rigid cage as it is surrounded by retaining walls on the entire periphery (peripheral sails) .

The foundation system adopted for this building is a ribbed raft.

Key words: Building, Reinforced concrete, Bracing system, Earthquake, Mixed bracing, Ribbed raft, peripheral wall.

Agzul :

Tazerawt-agi nnay tebna yef unadi n wallalen ara yettusxedmen deg lebni elayen d waddad n lebni agi deg tallit n zenazel.

Tazrawt-agi nnay treṣṣa yef yiwwen n lebni n (béton armées s thefransisth), yesean tza n tseddarin d yiwwet ddaw n tmurt,lebni-agi yella-d i tnezduyt n yemdanen,deg tubiret.tubiret yettwaḥseben d yiwwen wadeg ur tetthaza ara zenzla s waṭas (II a)yef leḥsab n (RPA99/2003).

Nefka leketyal i yiferdisen imenza igejdanen d yinnadayen yef leḥsab (RPA99/2003 ; BAEL91 ; CBA93).

Taseleḍt tadinamikit tettwaxdam s yiwwen n ttawil n leḥsab n (ETABS).

Nezda iferdisen igejdanen s yiwwen ttawil id nufa yeḡhed yerna ur yuḥwaḡ ara aṭas n tedrimt d (le system mixte portique / voiles avec interaction).

Taseddart yellan ddaw n tmurt d yiwwet n tsenduqt iḡehden mliḡ ,imi yezzi-as d yiwwen n lḡid iḡehden ,lsas i yef ireṣṣa lebni-agi d yiwen wallal ittuseman s thefransisth,(radier nervuré).

Awallen ibhimen : lebni, tallit n zenazel, beton armée s thefransisth, le system mixte portique / voiles avec interaction s thefransisth,radier general s thefransisth.

Introduction Générale

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres, certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie (figure 1). Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an, ce qui génère une accumulation importante de contraintes. Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques.

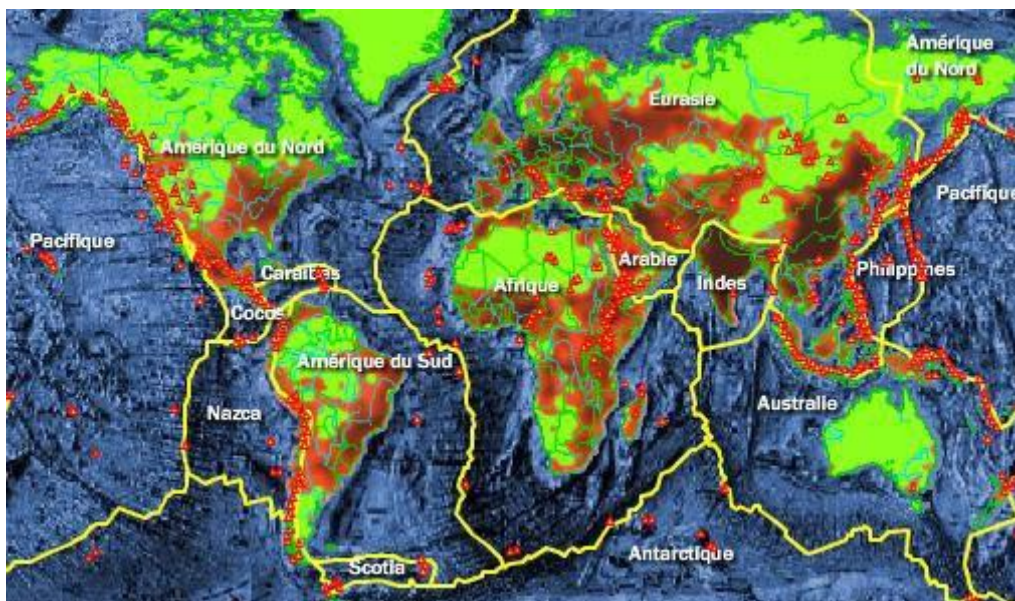


Figure.1 : Carte des plaques lithosphériques principales.

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer :

Introduction générale

Tableau.1 : Les séismes les plus destructeurs en Algérie

Lieu	Date	Magnitude	Observations
Alger	1365	-	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (Chlef)	1954	6.7	20 000 habitations détruites
El Asnam (Chlef)	1980	7.3	70% des habitations détruites
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain Témouchent	1999	5.8	Dégâts importants à Ain-Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdès	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

L'analyse des dommages subis par les structures en portiques autostables a mis en évidence leur vulnérabilité au séisme. Ce constat a poussé les responsables du CGS à imposer de nouvelles prescriptions, plus restrictives, concernant la hauteur des structures auto stables en zone sismique.

En effet, dans l'addenda du RPA 99, publié en 2003, la hauteur des structures autostables est limitée à (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze mètres en zone IIa, trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III.

Cette décision a eu un impact sur la culture de la construction en Algérie, car, le manque d'assiettes de terrain pour réaliser des infrastructures dans les régions du nord, fait que la demande en logement ne peut être satisfaite qu'en construisant en hauteur, par conséquent, le recours à d'autres systèmes constructifs en lieu et place des structures autostables devenait indispensable.

Plusieurs experts ont préconisé le développement des structures en voiles en béton armé en zone sismique, en mettant en avant la bonne tenue de ces constructions lors du séisme de Boumerdès.

En effet, ces structures ont eu un excellent comportement, qui est du à la présence de voiles en béton armé, car outre leur rôle porteur vis à vis des charges verticales, leur grande rigidité permet de limiter les déplacements latéraux et ainsi assurer la résistance aux forces horizontales.

Introduction générale

Néanmoins, le développement de ces structures a été empêché par l'émergence des structures mixtes, constituées de portiques et de voiles, elles représentent une alternative idéale pour contourner les exigences économiques des structures en voiles.

Au jour d'aujourd'hui, les bureaux d'études optent systématiquement pour des structures mixtes dès que la hauteur de l'ouvrage dépasse les limites fixées par le RPA 2003 pour l'usage des structures autostables, faisant ainsi que ce type de construction soit de plus en plus répandu dans notre paysage urbain.

L'expérience dans le passé a montré que ces structures présentaient généralement un bon comportement sismique, toutefois lorsqu'elles sont mal conçues, elles peuvent être tout aussi vulnérables que les structures autostables.

En effet concevoir une structure pour que les voiles et les portiques reprennent conjointement les efforts sismiques est difficile, et l'interaction de ces éléments rend le comportement de certaines structures mixtes aléatoire.

Le règlement parasismique algérien RPA 2003, définit la structure mixte comme étant une structure qui satisfait les critères suivants :

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- 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 les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Pour satisfaire le premier critère, les portiques de la structure doivent être dimensionnés pour reprendre au moins 25% des charges sismiques ainsi que la totalité des charges verticales sans tenir compte de la présence des voiles, ce critère est simple à vérifier car il revient à dimensionner et à vérifier une structure en portiques autostables

Le deuxième critère précise que dans une structure mixte, les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités.

En limitant à 20% le ratio qu'ils doivent reprendre des charges verticales, le troisième critère limite ainsi le nombre de voiles, or aucun de ces critères ne donne

Introduction générale

d'indications sur un paramètre qui nous semble important, en l'occurrence : Le nombre minimal de voiles à introduire dans la structure.

En effet, la vulnérabilité des portiques fait que les voiles doivent impérativement être présents en nombre conséquent pour reprendre la plus grande partie des efforts sismiques, car leur présence en nombre insuffisant précipiterait la plastification des voiles présents et la redistribution d'une grande partie de l'énergie sismique aux éléments des portiques, qui au vu de leur faible capacité de dissipation risquent de subir des dommages importants.



Après redistribution
des efforts

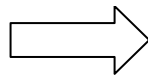


Figure.2._: Plastification des voiles

Figure.3. : Plastification des poteaux.

Par conséquent, il est nécessaire de prévoir un nombre de voiles de manière à réduire la contribution des portiques à la reprise des efforts sismiques ,cependant, rigidifier la structure en satisfaisant les critères de l'article 3.4 du RPA 2003 ne garantit pas forcément son bon comportement, car aucun de ces critères ne tient compte d'un paramètre tout aussi important qui est : la disposition des voiles.

Problématique:

La disposition des voiles dans les structures mixtes est essentielle pour avoir une conception adéquate, une bonne disposition des voiles permet une exploitation optimale de la rigidité de la structure, à l'inverse, une mauvaise disposition peut engendrer des dommages locaux importants, voir la ruine de l'ouvrage.

Cette disposition des voiles doit aussi répondre à un phénomène, qui est particulièrement source de dommages dans les structures mixtes, à savoir : La torsion d'ensemble.

Cette torsion d'ensemble survient lorsque le centre de rigidité de la structure se trouve décalé par rapport au centre des masses, c'est notamment le cas lorsque les éléments de contreventement sont répartis d'une manière asymétrique par rapport au centre de gravité de la structure. Ce type de sollicitation est mal toléré par la structure, car l'ouvrage vire

Introduction générale

autour d'un axe vertical au lieu de fléchir comme un bloc, subissant ainsi à chaque niveau des déplacements horizontaux différents.

La construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande, ainsi les poteaux situés aux extrémités du bâtiment opposés au centre de torsion peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leurs têtes et leurs pieds, déplacements pouvant entraîner sa destruction.

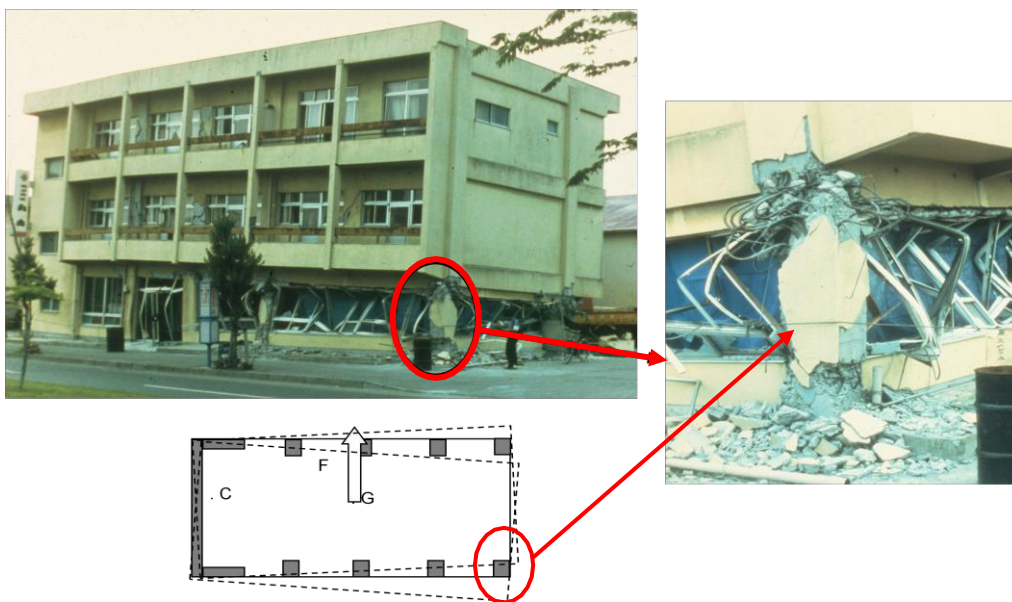


Figure.4. : Plastification d'un poteau d'angle due à la disposition asymétrique des voiles.

Afin de ne pas soumettre la construction à une torsion d'axe vertical, les différents codes parasismiques préconisent la répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments de contreventement par rapport au centre de gravité du niveau.

Ils recommandent aussi de disposer les contreventements en façade, car la distribution des contraintes dans un solide soumis à la torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner de la résistance torsionnelle à la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal.

L'Objectif de ce travail :

L'objectif assigné à cette étude est de comprendre l'influence de la disposition des voiles sur le comportement sismique d'une structure mixte et le dimensionnement de la structure.



CHAPITRE I

Recherche bibliographique et caractéristiques de la structure



I. Introduction :

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe.

I.1 Origine des tremblements de terre :

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulé durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles.

L'énergie brusquement dégageée le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre). Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture consécutive se fera dans les plans de faille déjà existants. A cause des forces de friction entre les deux parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs, dégageant à chaque fois un séisme. Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère. A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide. Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique.

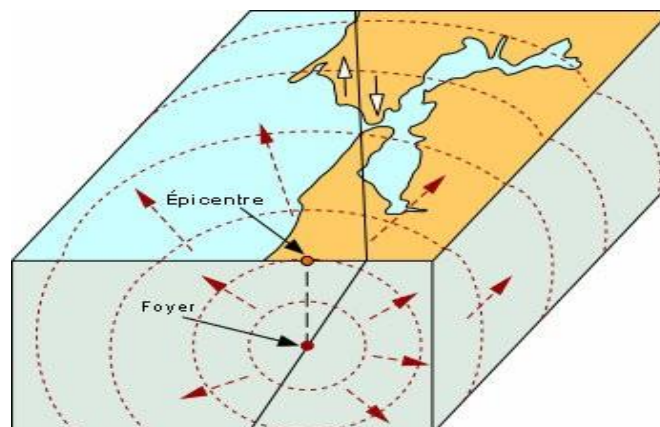
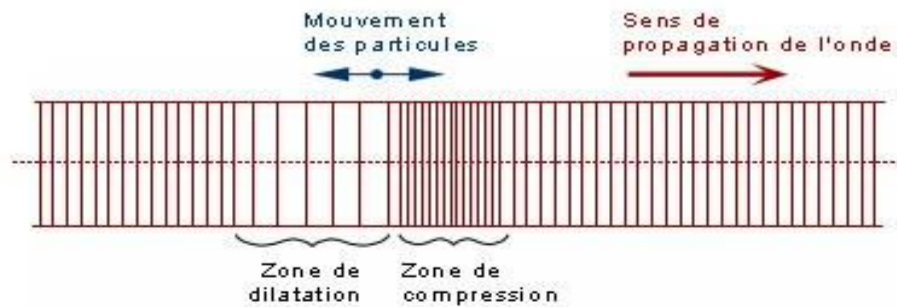


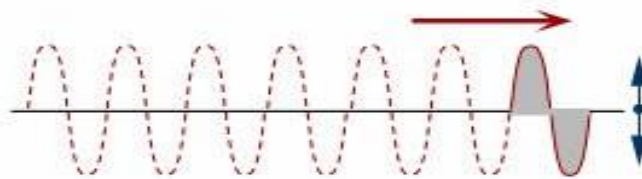
Figure I.1: Origine des tremblements de terre.

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer. On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh.

Onde P (compression)



Onde S (cisaillement)



Onde L (de Love) (cisaillement)



Onde de Rayleigh

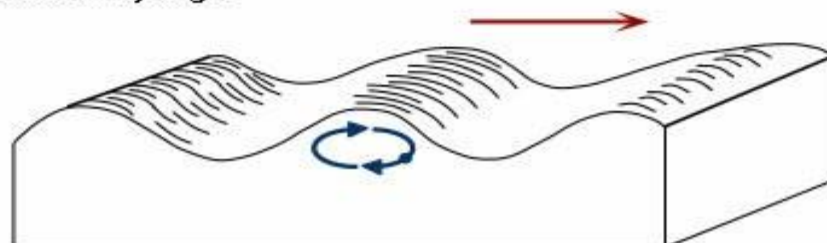


Figure I.2 : Ondes sismiques

Les ondes P sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde. Les ondes S sont des ondes de

cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde. Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral. Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

I.2 Le séisme et les bâtiments:

Les scientifiques nous expliquent comment un bâtiment se déforme, se dégrade, puis se casse sous l'effet des secousses. Les architectes et ingénieurs se forment pour en tenir compte dans leurs projets en zone sismique. Sur le chantier, nous avons l'ultime responsabilité, celle de réaliser correctement les travaux.

Mais d'abord, essayons de comprendre que les phénomènes internes au bâtiment qui peuvent amener sa ruine sont multiples. Mais également que tous les dommages qui surviennent pendant un séisme ne sont pas signe de danger... au contraire !

Dans l'état actuel des choses, il est question de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. Puis, la résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique. Mais c'est bien la conception architecturale qui va conditionner la façon dont les bâtiments se déforment. Plus celle-ci est régulière, plus le bâtiment a de chances de bien se comporter lors d'un séisme majeur.

Un « comportement régulier » n'implique pas une architecture pauvre, mais la prise en considération de la réponse « dynamique » de la structure aux secousses.

- Estimer « à l'avance » les niveaux et modes possibles de déformation de la structure sur un sol donné.
- Estimer « à l'avance » son aptitude à transformer le mouvement d'origine sismique en chaleur, éventuellement au prix de dommages.
- Connaître « à l'avance » les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses.
- Etablir des règles de construction efficaces à partir de ces connaissances.

I.3 Réaction des bâtiments aux séismes :

Les photos suivantes nous montrent des destructions d'immeubles dont la structure est en béton armé. Elles illustrent bien le fait qu'il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Nous pourrions illustrer une même variété d'effets sur les petits bâtiments comme les maisons individuelles ou pour d'autres matériaux de structure comme le bois, l'acier ou la maçonnerie porteuse. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre... ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard. Si nous regardons de plus près comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause.



Figure I.3: Désolidarisation des façades, destruction des étages supérieurs, intermédiaires ou inférieurs.

Pour éviter l'effondrement des constructions Les architectes et les ingénieurs doivent étudier comment ne pas « faire de mauvais choix » en fonction de chaque projet sur son site et éviter les différents problèmes possibles. Il s'agit surtout de bien:

1. Localiser les « masses » de la construction (essentiellement les planchers)
2. Contrôler les possibilités de déformation des différents murs et poteaux, c'est à- dire leurs raideurs.
3. Savoir utiliser l'endommagement de quelques éléments qui ne compromettent pas la sécurité, pour « freiner » les secousses dans le bâtiment.

I.4. Déformation d'un bâtiment lorsqu'il est soumis à des secousses :

a- La déformabilité des éléments de la construction :

Soumis à une force identique (à la « poussée » des secousses à un moment donné) les différents éléments d'une construction se déforment plus ou moins selon leur forme (un poteau se déforme plus qu'un mur), leurs matériaux (le bois se déforme plus que le béton armé), leurs masses (dont dépendent les forces d'inertie) et la nature des liaisons entre les éléments. Les secousses d'un séisme génèrent des forces alternées dans toutes les directions, forces qui déforment le bâtiment de façon aléatoire, mais selon ses caractéristiques architecturales et constructives.

b- Les forces d'inertie :

Comme le passager soumis aux secousses d'un véhicule en mouvement (accélérations, coups de frein, coups de volant à droite et à gauche, trous et bosses dans la chaussée), les masses d'un bâtiment soumis aux accélérations désordonnées du sol (dans toutes les directions) pendant un tremblement de terre « tendent » à rester là où elles se trouvent au début de chaque mouvement du sol.

Les forces qui le « retiennent à sa position d'origine » s'appellent les forces d'inertie : elles sont d'autant plus importantes que les masses sont élevées et que les accélérations sont violentes.

Les fondations, ancrées dans le sol se déplacent avec celui-ci, et le haut du bâtiment « suit » avec un retard d'autant plus important que les forces d'inertie sont importantes et que le matériau peut se déformer.

I. 5. Modes de déformation d'un bâtiment :

Les caractéristiques de chaque élément de la construction et celles de l'ensemble formé par ces éléments et leurs types de liaisons vont conditionner les modes de déformation en fonction des caractéristiques vibratoires du sol d'implantation.

Les schémas ci-dessus illustrent des modes de déformation pour différents éléments :

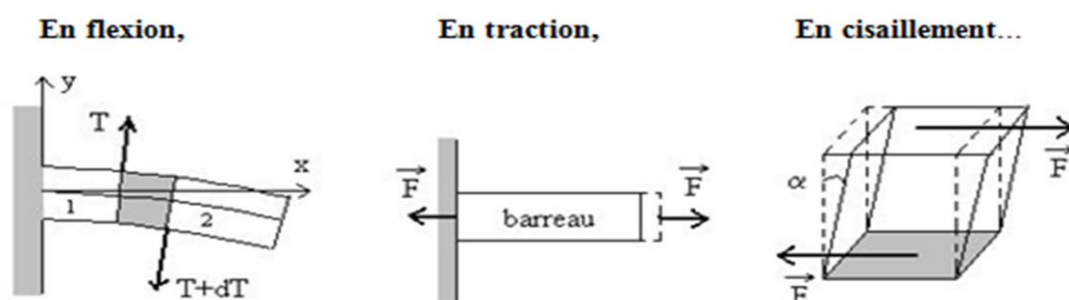


Figure I.4 : mode de déformation des éléments

On peut savoir à l'avance quel sera le mode de déformation de chaque élément constructif sous l'action d'un séisme et déterminer où il faut le renforcer pour éviter sa rupture fragile. Il faut en outre prévoir les modes de déformation globale de la construction.

I.6. Conception parasismique des bâtiments :

1- Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique.

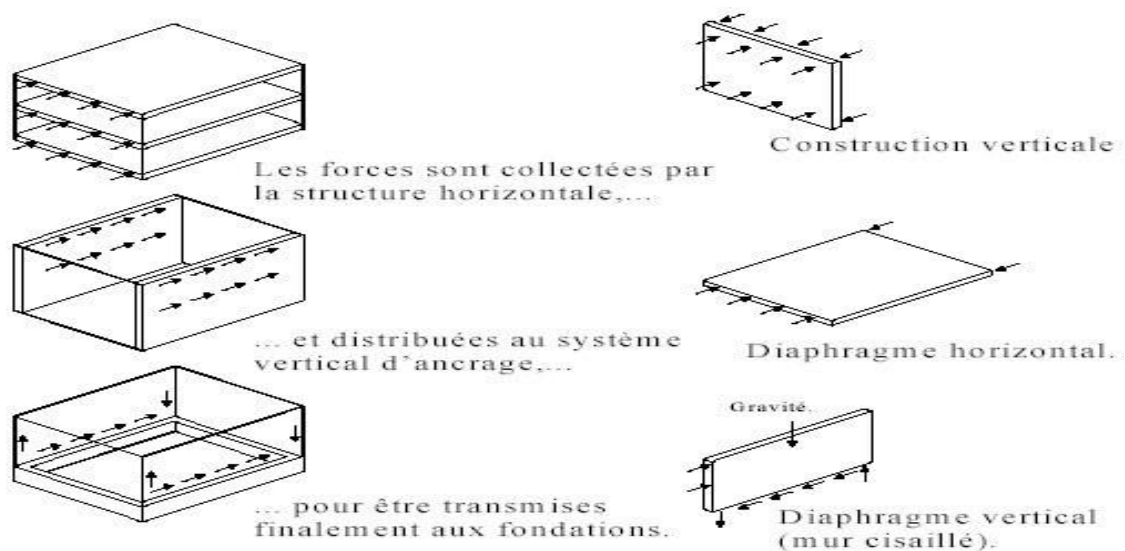


Figure I.5. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent.

Tous les bâtiments constituent des « boîtes », dont le fonctionnement général est schématisé à la Figure I.5 et dont la stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes:

- Une résistance adéquate des plans.
- Un choix convenable de ces plans.
- Des liaisons adéquates entre ces plans.

I.7 . Signification des « principes de conception parasismique » :

Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en termes de sécurité sont obtenus en respectant les « principes de conception ». Il convient de préciser trois choses à propos de ces « principes »:

1. le respect des principes de conception a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer d'une structure normale à une structure parasismique.

2. la structure secondaire doit toutefois être conçue pour continuer à reprendre les charges gravitaires lorsque le bâtiment est soumis aux déplacements causés par le séisme.

3. le respect des principes de conception laisse encore l'auteur de projet devant plusieurs choix à effectuer au départ du projet, car plusieurs solutions sont possibles qui respectent toutes les principes de conception parasismique.

I.8. Principes de conception parasismique des bâtiments :

- ✓ Simplicité.
- ✓ Continuité.
- ✓ Régularité en plan.
- ✓ Régularité en élévation.
- ✓ Raideur et résistance à la torsion.
- ✓ Diaphragmes efficaces.
- ✓ Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés.
- ✓ Créer les conditions d'un mécanisme plastique global.
- ✓ Choix rationnels relatifs aux masses.
- ✓ Largeur de contreventements.
- ✓ Largeur de fondations.
- ✓ Partition en sous structures.
- ✓ Fixation des éléments non structurels.

I.9. Méthodes de calcul sismique :

Dans le code parasismique algérien, l'étude de la réponse des structures sous séisme est conduite en faisant appel à des méthodes simplifiées (Méthode statique équivalente, analyse modale spectrale) qui reposent sur le principe qui consiste à déterminer les efforts susceptibles d'être appliquée puis procéder à une vérification des déplacements de la structure.

La quasi-totalité des méthodes d'évaluation de la charge sismique est basée sur la "théorie dynamique du génie sismique", d'où l'analogie qui doit en résulter, tant pour la définition de cette charge que pour les facteurs qui la conditionnent.

Les méthodes de calcul doivent tenir compte de la séismicité du site, des caractéristiques dynamiques de la construction et des conditions du sol.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant **quatre méthodes**.

I.9.1. Méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments régulières faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La

distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification.

Qui est basée sur les conceptions parasismiques les plus récents aux USA, dont le principe est de remplacer les forces dynamiques réelles développées dans la construction par des forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique, elle définit l'action sismique V ou l'effort tranchant à la base de la construction considérée par :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- A: coefficient d'accélération de zone,
- D: facteur d'amplification dynamique moyen,
- R: coefficient de comportement global de la structure,
- Q: facteur de qualité.

• Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation,
- ✓ Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III,
- ✓ Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées dans la première condition, les conditions complémentaires suivantes :
 - Zone I:
 - ✓ tous groupes
 - Zone II :
 - ✓ groupe d'usage 3
 - ✓ groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Zone III :
 - ✓ groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- ✓ groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

I.9.2. Méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elle comporte les étapes suivantes :

- Etablissement d'un modèle de calcul reproduisant au mieux le comportement dynamique réel de la structure.
- Calcul des modes propres et fréquences propres du modèle.
- Lecture sur le spectre de réponse des valeurs maximales des réponses des modes propres.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

I.9.3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Son application demande un personnel bien qualifié. Lors de la réalisation des constructions en zones sismiques il faut avoir le réflex «construction parasismique» dès les premières esquisses.

I.9.4. Par l'analyse statique non linéaire « push over » :

➤ Description de l'analyse push-over :

Le terme d'analyse « *Push over* » ou poussée progressive est une application moderne de l'analyse bien connue de l'«effondrement» qui est basé sur l'analyse plastique classique des structures. Cependant, à la différence de l'analyse plastique ou la résistance ultime (précisément pour les charges verticales) et de grand intérêt, l'analyse *push over* vise à caractériser la résistance latérale aussi bien que les déformations locales dans la structure.

L'analyse en poussée progressive (*Push over* en anglais) est fondamentalement une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, qui croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état de ruine correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges

gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

➤ **But de l'analyse push over :**

Le but de l'analyse push over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse push over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- ✓ L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- ✓ La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- ✓ Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- ✓ L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- ✓ L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- ✓ L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

I.10. Description de la structure étudiée :

La structure objet de cette étude est un bâtiment en R+8+Sous sol à usage d'habitation implanté dans la Wilaya de Bouira classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), selon le règlement parasismique algérien **RPA 99/ version 2003**.

I.11. Dimensions de la structure :➤ **En plan :**

- La longueur totale ----- **28.19 m**
- La largeur totale ----- **20.04 m**

➤ **En élévation :**

- Hauteur de tous les niveaux ----- **3.06 m**
- Hauteur de l'acrotère ----- **0.60 m**
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- **28.48 m**

I.12. Données sismiques de la structure :

La structure appartient au groupe d'usage 2 parce que la hauteur totale ne dépasse pas 48m.

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$ à 3,06 m de profondeur.

Le site est considéré comme **ferme** (S2).

I.13. L'ossature et la conception structurelle :

Afin d'étudier l'influence des voiles sur le comportement sismique et le dimensionnement de notre structure, nous allons procéder à l'étude de trois variantes de systèmes de contreventement, qui sont comme suit :

✓ **Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide :**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone IIa, et trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en zone IIb et III .

✓ **Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :**

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portique. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles

- ✓ **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 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.

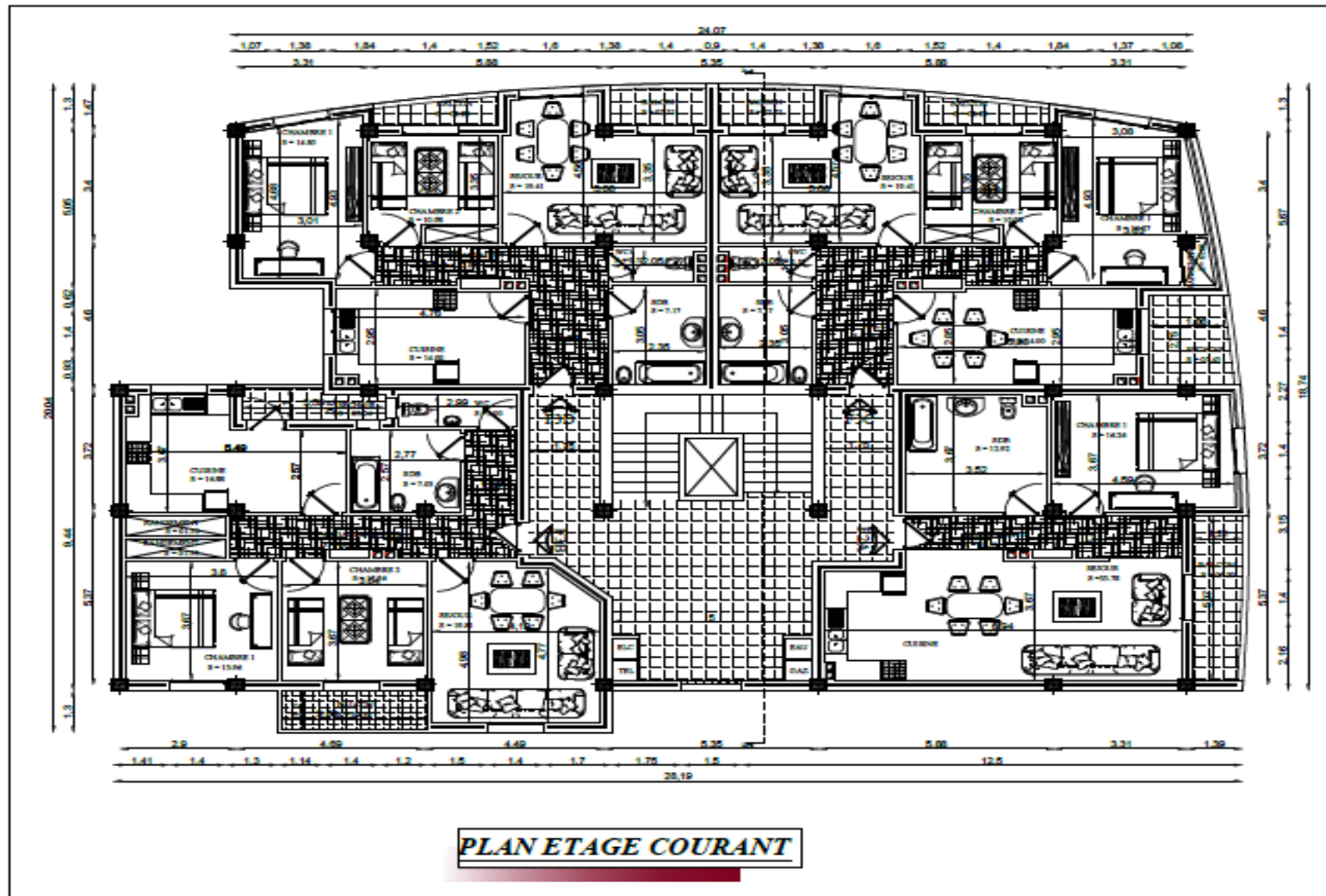


Figure I.6. Vue en plan de la structure

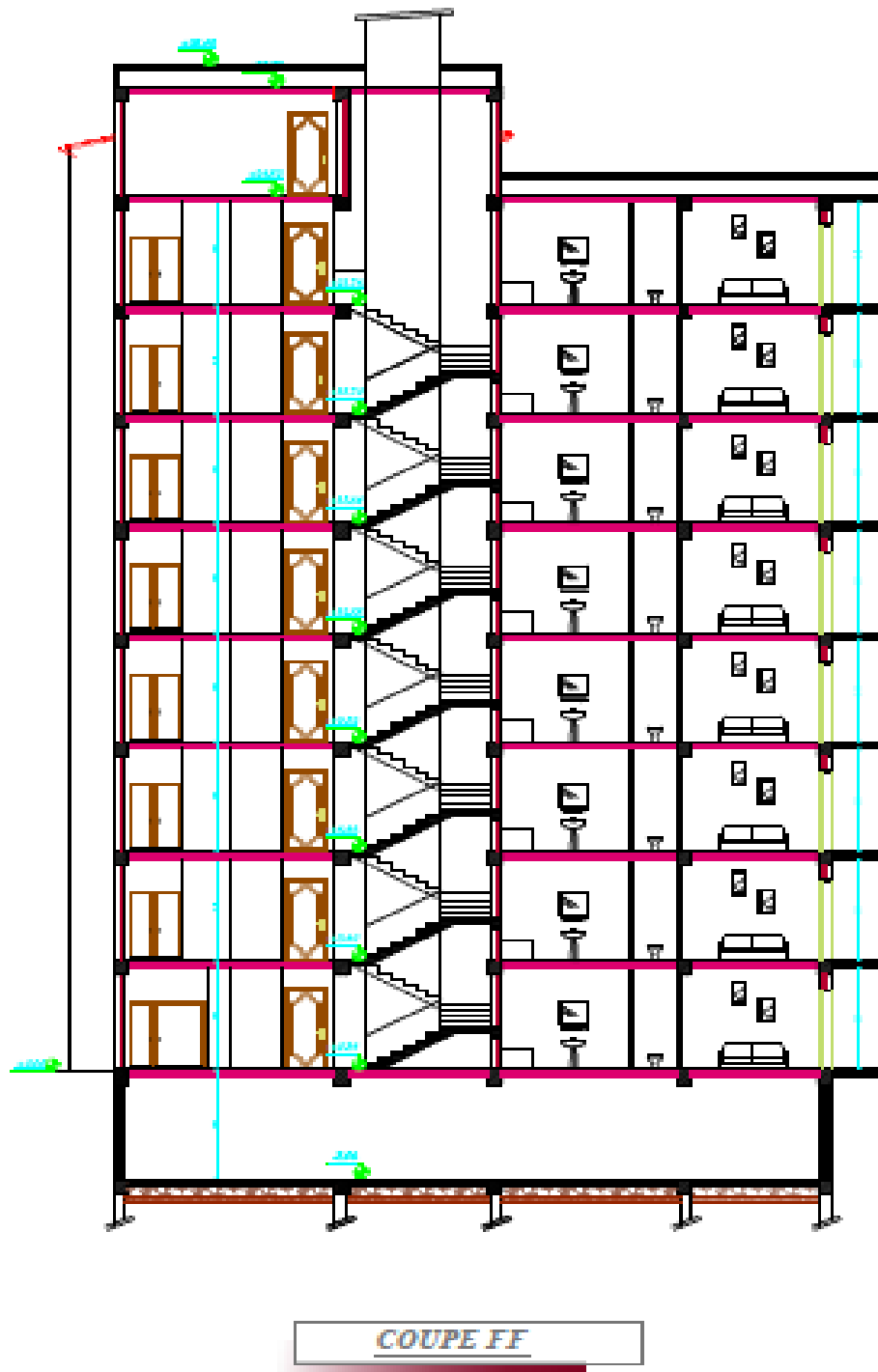


Figure I.7. Coupe verticale A-A de la structure

I.14. Les caractéristiques des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA 93** et les règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites **BAEL91** ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version2003**.

I.14.1. Le Béton :**I.14.1.1. Définition:**

Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants" :

1. la masse volumique de béton est égale à **2500 Kg/m³**.
2. le poids volumique de béton :
 - **2300 à 2400 daN / m³** s'il n'est pas armé
 - **2500 daN / m³** s'il est armé

I.14.1.2. Compositions du béton :

- **Ciment:** joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Granulats:** comprennent les sables et les pierrailles:
- **Sables :** sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à **5 mm**. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.
- **Graviers :** sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre **5 et 25 à 30 mm**. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière ou obtenues par concassage de roches dures.

I.14.1.3. Dosage de béton : Le dosage d'un mètre cube de béton courant est composé de :

- 350 Kg de ciment portland artificiel **CPA 325** bar.
- 400 l de sable (**D < 5 mm**).
- 800 l de gravillons (**D ≤ 25mm**).
- 175 l d'eau.

I.14.1.4. Résistance caractéristique à la compression: f_{cj} ,

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression, notée f_{cj} .

On utilise le plus souvent la valeur de **fc28**. Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16 x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement

Pour notre présent projet on prend :

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

En cas des calculs en phase de réalisation,

On adoptera les valeurs de f_{cj} à (j) jours, à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

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

$$f_{cj} = \begin{cases} \frac{j}{1,40 + 0,95.j} \times f_{c28} & \text{Si } j \leq 28 j. \\ f_{c28} & \text{Si } j > 28 j. \end{cases}$$

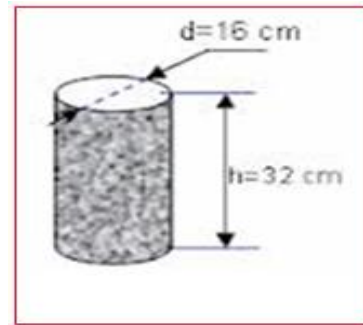


Figure I.8. Eprouvette 16x32

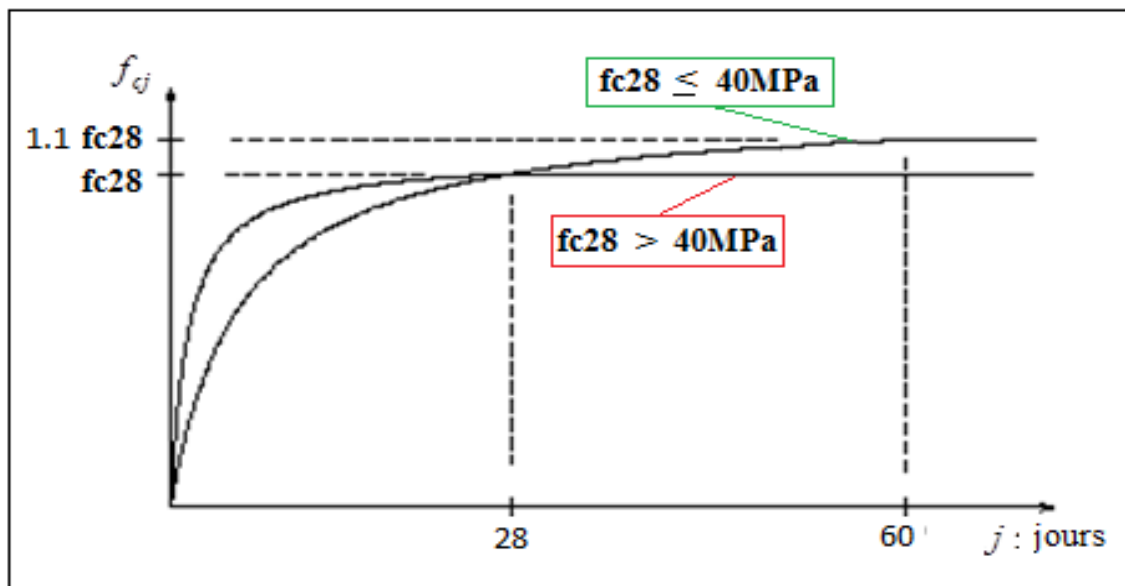


Figure I.9. Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon **BAEL 91(Art 2-1-11)** comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)} \text{ [MPa]} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95j)} \text{ [MPa]} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

I.14.1.5. Résistance à la traction (Art 2-3-3-1 BAEL91):

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

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

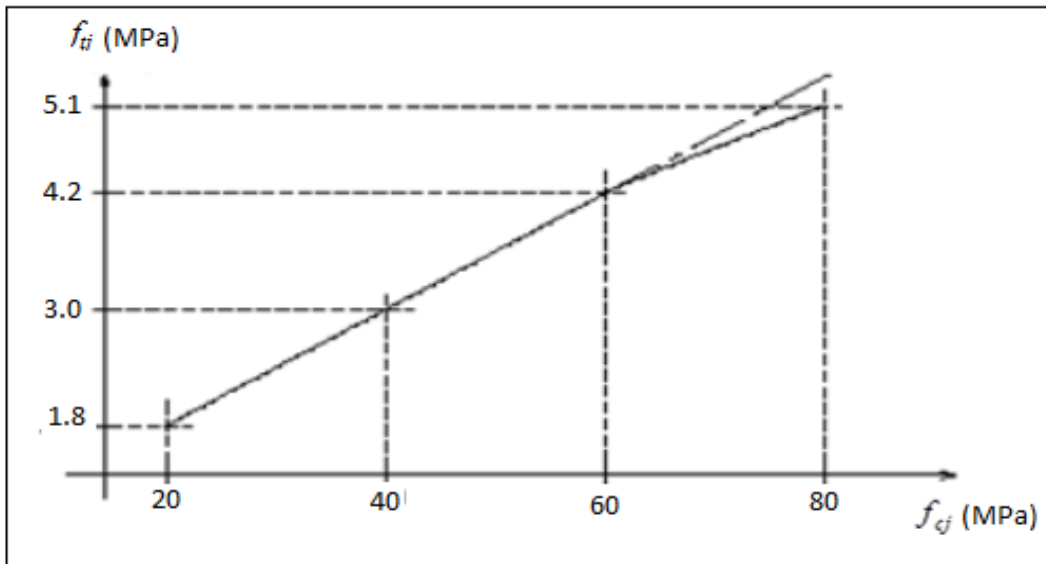


Figure I.10. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}

La résistance du béton à la traction est donnée par la relation suivante :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ avec $f_{cj} < 60$ MPa (BAEL91/Art A2, 1, 12)

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

I.14.1.6. Déformation du béton :

1 Module de déformation longitudinale : On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL 91.

• **Module de déformation instantanée :**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton âgé de (**J**) jours note E_{ij} est égale à (**art A – 2.1.21 BAEL91**): dans notre cas :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.21}) \\ E_{ij} = 32\,164.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

• **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation de fluage du béton finale du béton est donné par la formule (**art A – 2.1.22 BAEL91**) : dans note cas :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91 Art 2.1.22}) \\ E_{vj} = 10\,818.87 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour : } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé: ($E_{ij} = 3E_{vj}$).

2 Module de déformation transversale:

Le module de déformation transversale noté «G» est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{MPa})$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de Poisson.

3 Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A 2.1.3) :

Le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Il est pris égal :

$$\begin{cases} \nu = 0 \quad (\text{E.L.U}) \text{ pour le calcul des sollicitations } \dots\dots\dots (\text{Section fissurée à ELU}). \\ \nu = 0.2 \quad (\text{E.L.S}) \text{ pour le calcul des déformations } \dots (\text{Section non fissurée à ELS}). \end{cases}$$

I.14.1.7. Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

1 Définition de l'état limite:

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée. Suivant les règles **BAEL 91**, on distingue des deux états de calcul :

a) Etat limite ultime (ELU) : (BAEL91/Art A.4.3, 41)

Leur dépassement entrainerait la ruine de l'ouvrage. Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique de la construction (non-renversement).
- De la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- De la stabilité de forme (non flambement).

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

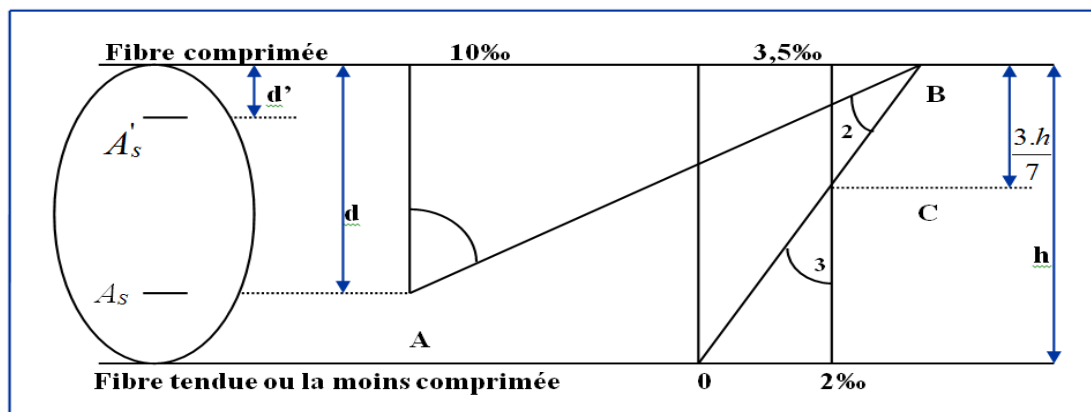


Figure I.11. Diagramme des déformations limites de la section

b) Etat limite de service (ELS): (BAEL91/ Art 4.2)

C'est l'état dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il correspond aux phénomènes suivants :

- Ouvertures excessives des fissures.
- Compression excessive du béton.
- Déformations excessives des éléments porteurs.
- Vibrations excessives et inconfortables
- Pertes d'étanchéité.

Hypothèse de calcul à L'ELS:

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$; $n = 15$).

$n = E_s / E_b$: coefficient d'équivalence.

2 Les contraintes limites :

• **À l'état limite ultime (ELU) :**

Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables. La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \dots\dots\dots (\text{BEAL91.art.A.4.3.41})$$

Tel que : γ_b = Coefficient de sécurité partiel

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{en situation durable (S.D)} \\ 1.15 & \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

θ : est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{si } t \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 & \text{si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0,85 & \text{si } t < 1 \text{ heure} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} & \text{en (S.D)} \\ f_{bu} = 18.48 \text{ MPa} & \text{en (S.A)} \end{cases} \text{ On obtient :}$$

• À l'état limite de service (ELS):

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad (\text{art 4-5.2 BAEL91})$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Pour notre cas: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient :

3 Diagramme contraintes déformations :

a) À l'état limite ultime (ELU) :

La relation contrainte –déformation est illustrée dans le diagramme réel de déformation donné sur la Figure I.11 ce diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique), $0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$.
- D'une partie rectangulaire (état plastique), $2 \text{ ‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ (compression avec flexion).

ϵ_{bc} : La déformation (raccourcissement) du béton à la compression.

Si : $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \cdot \left[1 - \left(2 - \frac{\zeta_{bc}}{2} \right) \right]}$

Si : $2 \text{ ‰} \leq \zeta_{bc} \leq 3,5 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

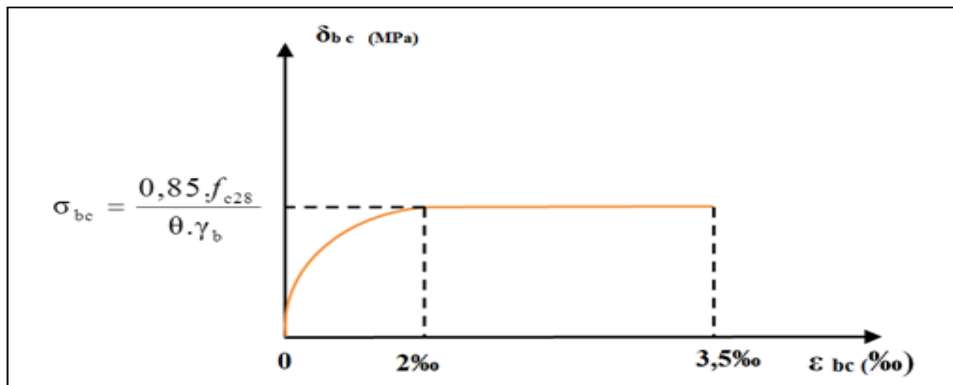


Figure I.12. Diag Contraintes - Déformations du béton à l'ELU (parabole rectangle)

Lorsque la section est partiellement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié (B.A.E.L91 modifié 99.p81) :

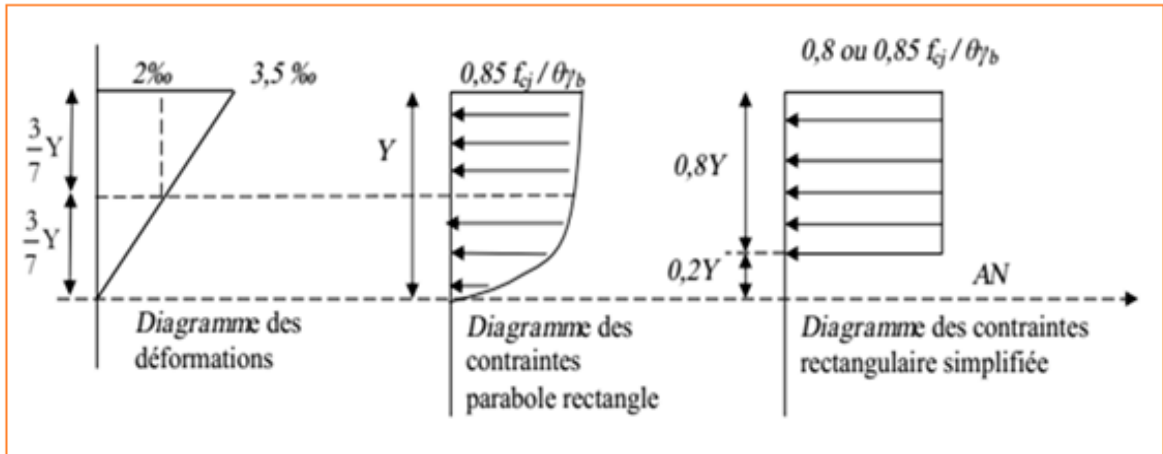


Figure I.13. Diagramme rectangulaire simplifié

- Sur une distante de **0,2 y** compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.
- Sur la distance restante **0,8 y** la contrainte à pour valeur :

$\frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont le largeur est croissant ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$\frac{0,8 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$ Pour les zones comprimées dont la largeur est décroissant ou constante vers ces mêmes fibres.

b) À l'état limite de service (ELS):

Le béton est considéré comme élastique et linéaire .la relation contrainte déformation est illustré dans la figure suivante:

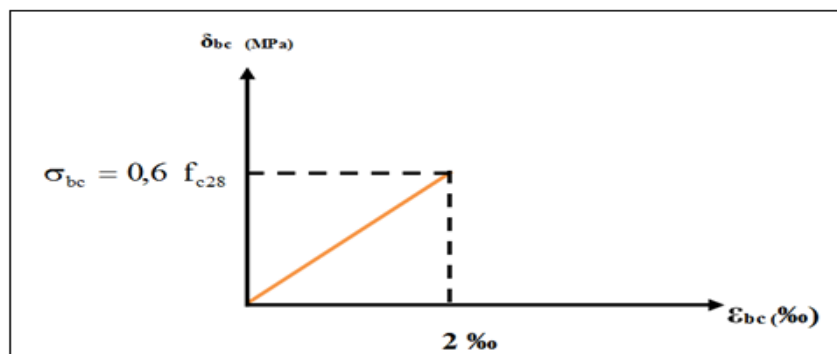


Figure I.14. Diagramme Contraintes Déformations du béton à l'ELS

c) Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$v_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art5.1, 1})$$

V_u = valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calculé à l'ELU).

b = valeur de la longueur de la section cisailée.

d = Valeur de la hauteur utile ($d = h - c$).

d) Contrainte tangente conventionnelle :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d_{bc}} \text{ [MPa]}. \dots\dots\dots (\text{BAEL91 art A. 5.1.21})$$

b_0 : Longueur de la section cisailée.

d_{bc} : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration préjudiciable très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

I.14.2. L'Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, il présente une très bonne résistance à la **traction**, et une bonne résistance à la **compression** dans le cas d'élançements faibles. Mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant la rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Selon le **RPA99**, les armatures longitudinales pour le béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500 \text{ MPa}$, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à **5%**.

I.14.2.1. Caractéristiques des aciers :

1. Caractéristiques mécaniques :

- **La résistance caractéristique $F_e = C'$** est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de **2‰** (limite d'élasticité garantie) en **MPa**.

Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des barres de haute adhérence (HA) d'une limite d'élasticité garantie $f_e = 400$ MPa, notés **F_eE40**

- **Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000$ MPa selon (BAEL 91, art A.2.2, 1).

- **Coefficient de Poisson des aciers :**

Le coefficient de POISSON (ν) des aciers est pris égal à 0,3.

2. Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

a) Contrainte limite ultime à l'ELU:

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le **BAEL91 (art .A.4.3.2) :**

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_e : \text{Limite d'élasticité de l'acier : } f_e = 400 \text{ Mpa.} \\ \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.} \end{array} \right.$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{pour les situations durables} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right.$$

Pour notre cas :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situations durables.} \\ 400 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{situation accidentelles.} \end{array} \right.$$

- **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

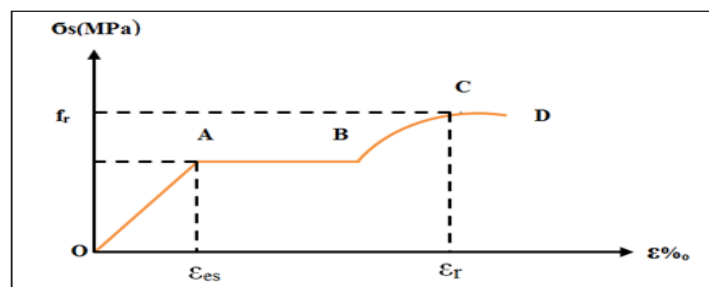


Figure I.15. Diagramme contrainte déformation de l'acier

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

Pour les calculs on utilise le diagramme contrainte-déformation de calcul selon (BAEL91/Art 2.2.2) :

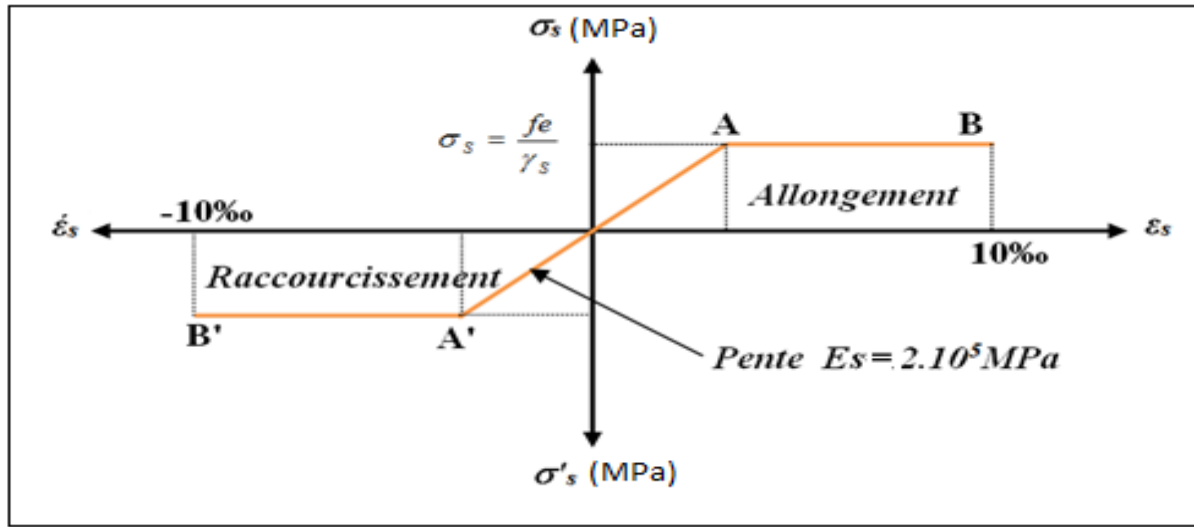


Figure I.16. Diagramme contraintes- déformations de calcul

b) Contrainte limite de service à l'ELS :

Face au risque de corrosion des armatures, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures. D'après les règles BAEL91 (A.4.5.3), on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peut nuisible :** (BAEL91/Art 4.5.3.2) Aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91/Art 4.5.3.3) cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

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

n : coefficient de fissuration.

n=1.6..... pour les aciers à Haute Adhérence (HA) si $\varnothing \geq 6\text{mm}$

n=1, 3 ... pour les aciers à Haute Adhérence avec $\varnothing < 6\text{mm}$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91/Art 4.5.3.4)** cas d'un milieu agressif où une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e , \quad 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

n=1 pour les rondes lisse (r.l)

n=1,6 pour les aciers à Haute Adhérence (HA)

I.15. Les logiciels utilisés :

- ETABS, RDM6.
- Office 2010.
- AUTOCAD 2011 (Pour les dessins des plans).

I.16. Réglementation utilisée :

- **RPA, DTR B.C 2-4.8** (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003)
- **CBA 93** (règles de conception et de calcul des structures en béton armé)
- **BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites)** (modifié 99 [Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).
- **DTR B.C.2.2** (Charges permanentes et charges d'exploitation).



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges



II. Pré dimensionnement des éléments et Descente de charges

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.2.1.1. Planchers à corps creux :

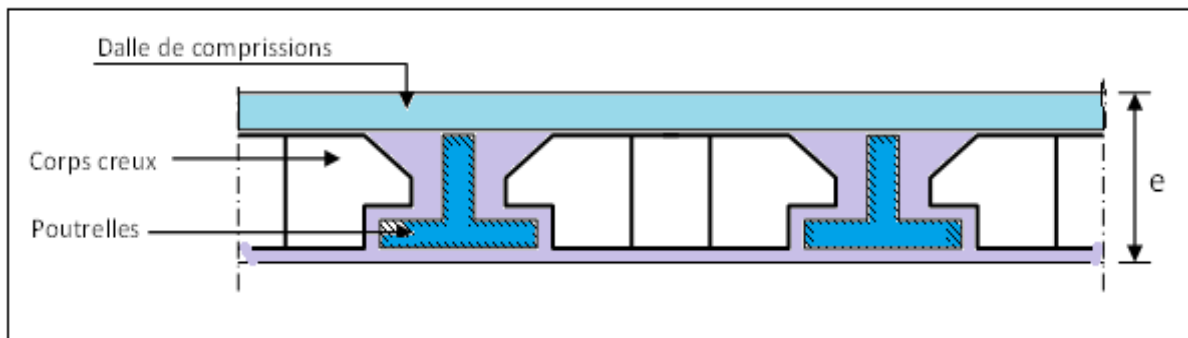


Figure II.1 Schéma d'une dalle à corps creux.

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

$l : \min(L_{x\max} ; L_{y\max}) = (537 ; 588)$

$$e \geq \frac{537}{22,5} = 23,8 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher de $24\text{cm} = (20+4) \text{ cm}$ **$e = 24 \text{ cm}$**

- 20 cm : hauteur du corps creux.

- 4 cm : hauteur (épaisseur) de la dalle de compression.

II.2.1.2. 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)

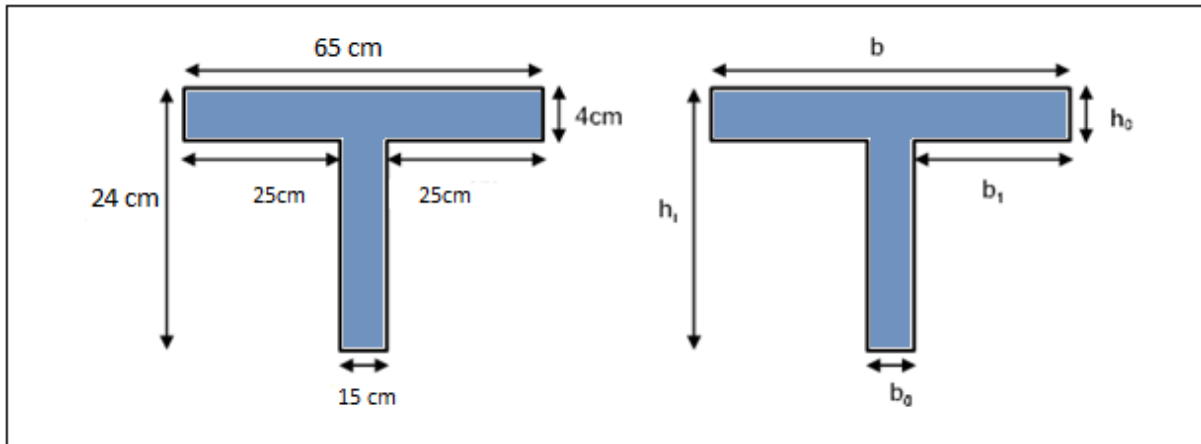


Figure II.2 Schéma d'une poutrelle

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 (20 + 4) 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 $b_0 = 15 \text{ cm}$

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

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

$$L_x = \text{cm}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{340}{10}; \frac{50}{2}\right) \rightarrow b_1 = 25 \text{ cm}$$

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

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

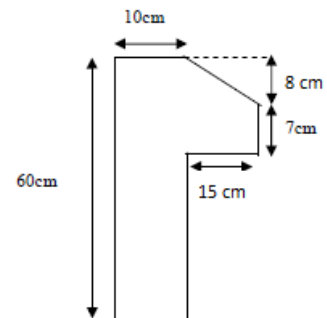
$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

II.2.2. 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.2.3. Les balcons:

II.2.3.1. Balcon (dalle pleine) :

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

L'épaisseur de la dalle de 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 :

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

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

II.2.4. 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.

II.2.4.1. 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** :

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

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

II.2.4.1.1. 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 :**

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

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

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

Inclinaison de la pailasse:

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

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 pailasse est :

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

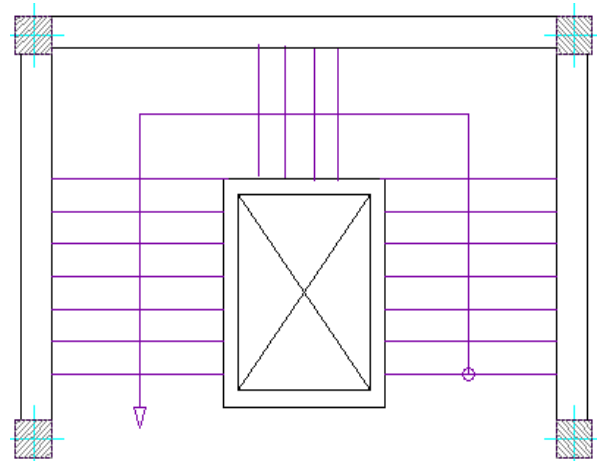


Figure II.4 Schéma de l'escalier type 01

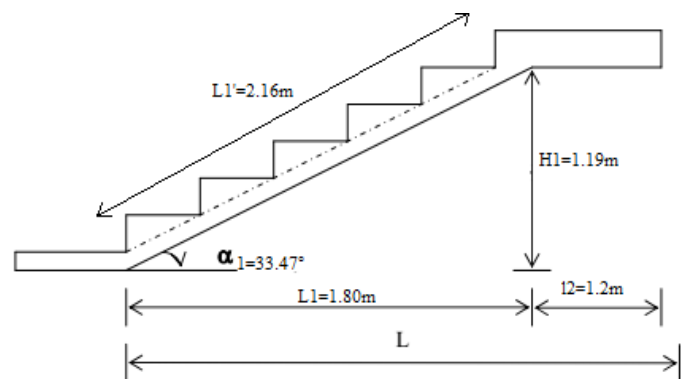


Figure II.5 Schéma de la première et la troisième volée

(Type 01)

Largeur de la paillasse est :

$$d = \frac{500 - 160}{2} = 1.70 \text{ m.}$$

Le vide entre les deux paillasses : $b = 160 \text{ cm.}$

➤ **Les volées de 4 contre marches :**

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

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

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

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 :

$$L'_1 = \frac{68}{\sin \alpha} \Rightarrow L'_1 = 1.13 \text{ m}$$

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

L'épaisseur de la paillasse est :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{318}{30} < e < \frac{318}{20} \quad e = 15 \text{ cm.}$$

Largeur de la paillasse est :

$$d = 1.20 \text{ m.}$$

II.2.4.1.2. 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** :

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

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

➤ **Les escaliers du duplexe :**

On aura 18 contre marches

Il y a 2 volées :

- ✓ Deux volées de 9 contre marches.

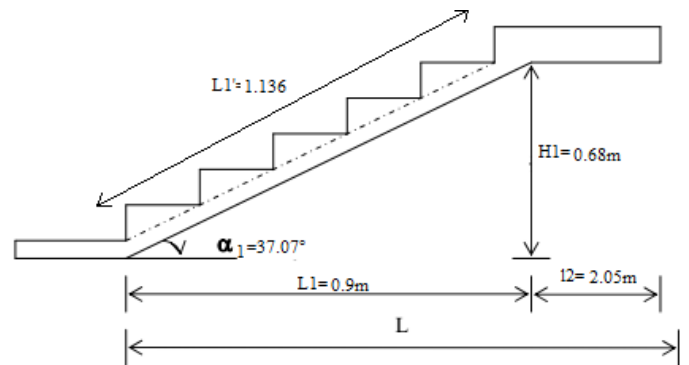


Figure II.6 Schéma de la deuxième volée (Type 01)

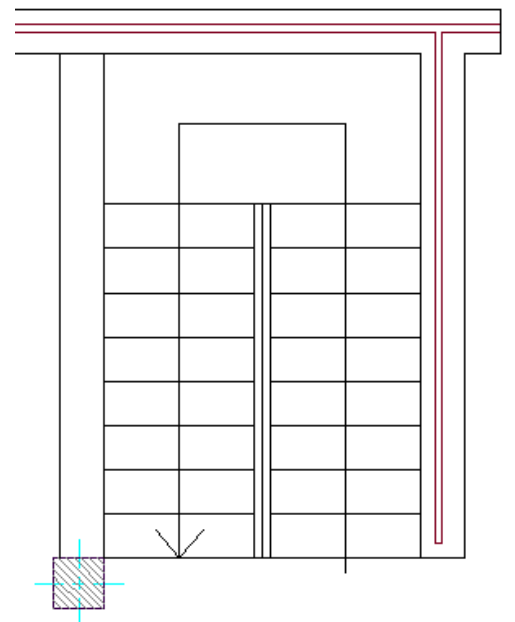


Figure II.7 Schéma de l'escalier type 02

➤ **Les volées de 9 contre marche :**

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

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

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

Inclinaison de la paillasse:

$$\text{Tg } \alpha_1 = \frac{H_1}{L_1} = \frac{1.53}{2.40} = 0.64 \Rightarrow \alpha_1 = 32.62^\circ$$

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 paillasse est :

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

$$12.87 < e < 19.3$$

e = 15 cm.

Largeur de la paillasse est :

$$d = \frac{2.14}{2} = 1.07 \text{ m.}$$

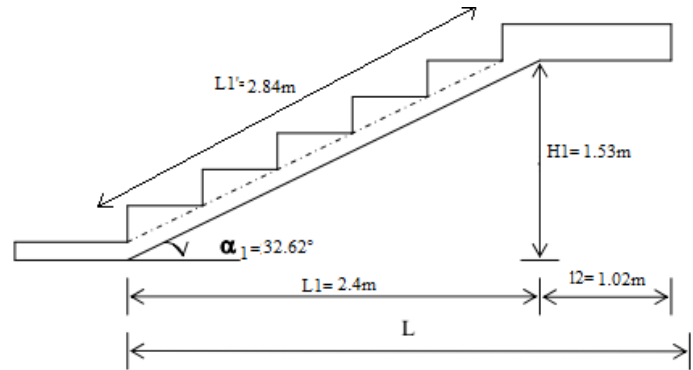


Figure II.8 Schéma de la première et la deuxième volée

(Type 02)

II.2.5. 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) :

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

$h/b \leq 4$

$b_{\max} = 1,5.h_1 + b_1$

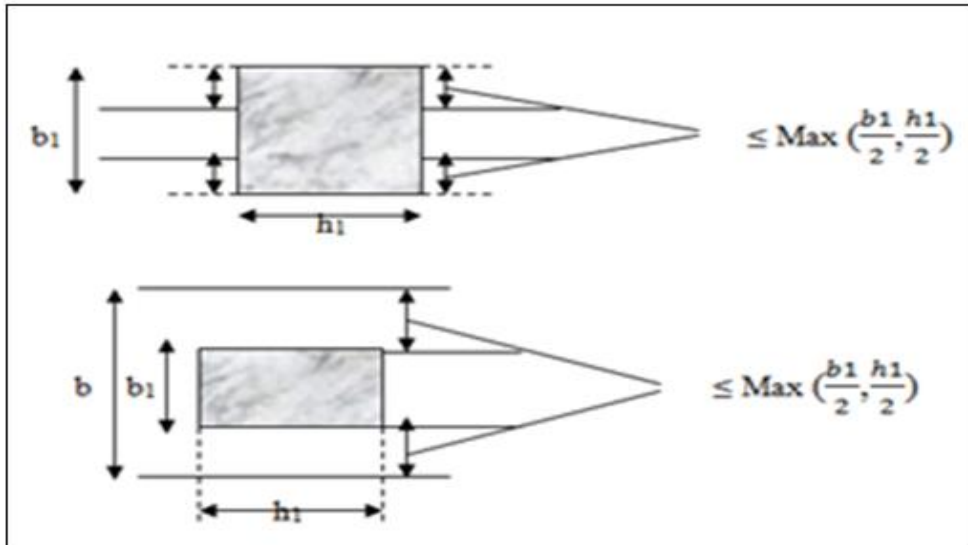


Figure II.9 Dimensions à respecter pour les poutres

- Critère de rigidité :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

II.2.5.1. Les poutres principales (porteuses):

$L = 5.88 \text{ m}$

$\frac{588}{15} \leq h \leq \frac{588}{10} \Rightarrow 39.2 \leq h \leq 58.8 \text{ on prend } h = 45 \text{ cm}$

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

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 :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{553} = 0.081 > 0.063 \dots\dots (cv)$$

II.2.5.2. Les poutres secondaires (non porteuses) :

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

$L = 5 \text{ m}$

$$\frac{537}{15} \leq h \leq \frac{537}{10} \Rightarrow 35.85 \leq h \leq 53.7 \text{ on prend } h = 40 \text{ cm}$$

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

➤ **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 :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{502} = 0.08 > 0.063 \dots\dots (cv)$$

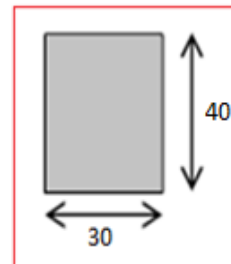
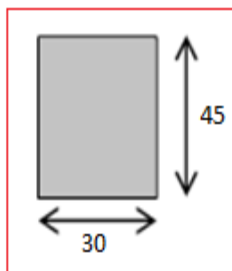


Figure II.10 Poutres PP (30x45 cm²)

Figure II.11 Poutres PS (30x40 cm²)

II.2.6. 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 :

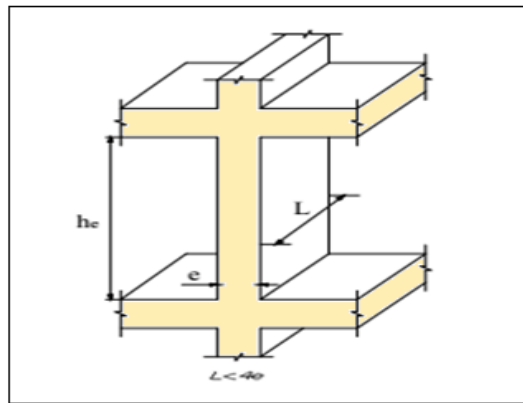


Figure II.12 Coupe de voile en élévation

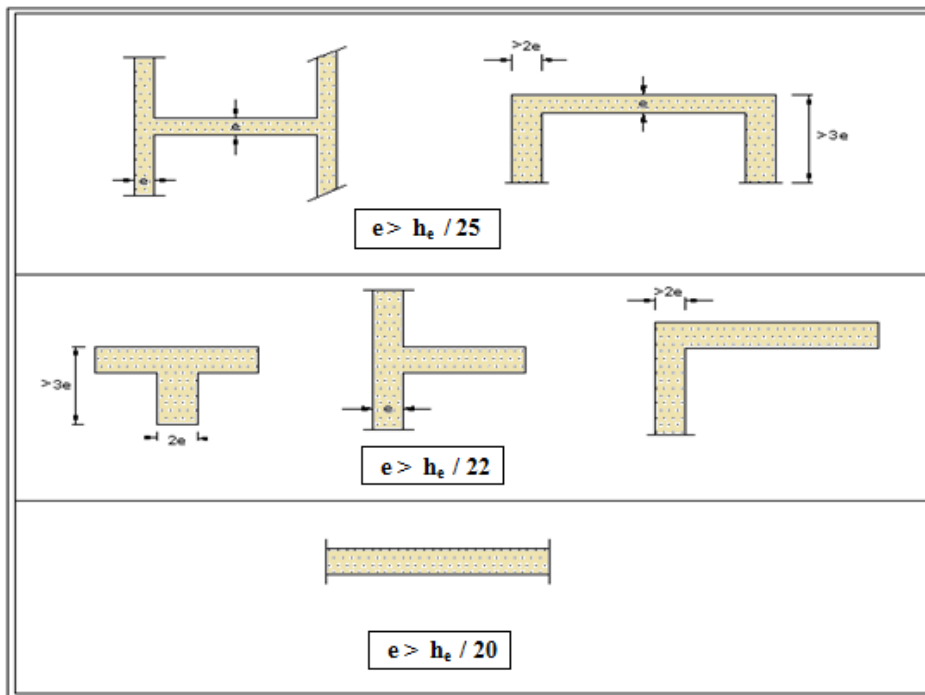


Figure II.13 Coupe de voile en plan.

II.2.6.1. Calcul de l'épaisseur (e) : Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99) $e_{min} = 15cm.$

A partir de la hauteur d'étage et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :
 Pour les étages courants :
 $he = 3.06 - 0.45 = 2.61 m$

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

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

II.3. Evaluation des charges et des surcharges :

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

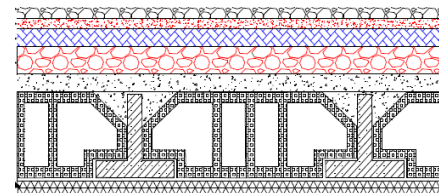
II.3.1. Toiture :

- Charges permanentes G :

Elément	Poids (KN/m ²)
Tuile mécanique à emboitement (litage compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Mur pignon (cloison)	0.9
	G = 1.4 KN/m²

- Charges d'exploitation Q :

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



II.3.2. 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
Etanchéité 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 creux	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

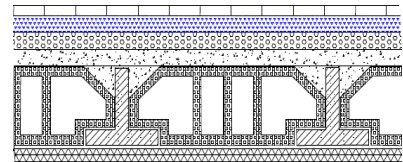
II.3.3. Terrasse accessible :

- Charges d'exploitation Q :
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (pour les etages courant 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
		Total	G = 4.6 KN/m²

II.3.4. Plancher des étages courants et le RDC :

- Charges d'exploitation Q :
 $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$ (pour les etages courant 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.3.5. Acrotère :

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

II.3.6. Escaliers :

II.3.6.1. Escalier 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 la paillasse	25	0.15/cos (33.47°)	4.5
		G	8.59 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

- Volée à 4 contre marche : $\alpha = 33.07^\circ$

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 paillasse	25	0.15/cos (33.07°)	4.47
		G	8.56 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

II.3.6.2. Escalier du duplexe : h = 17 cm ; e = 15 cm

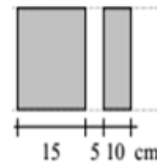
- 2 volées à 9 contre marche : $\alpha = 33^\circ$

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 paillasse	25	0.15/cos (33 °)	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/m³)	e (m)	Poids (KN/m²)
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.3.7. Murs extérieurs :



Désignation	P volumique (KN/m³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m²)
Revêtement en ciment	20	0.02	0.4
Brique creuse extérieure	9	0.15	1.35
Brique creuse intérieure	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
		Total	2.85 KN/m²

II.3.8. Murs intérieurs :

Désignation	Poids volumique (KN/m³)	Épaisseur (m)	Poids (KN/m²)
Brique creuse	9	0.1	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Enduit en ciment	18	0.02	0.36
		Total	1.46 KN/m²

II.3.9. Balcons :

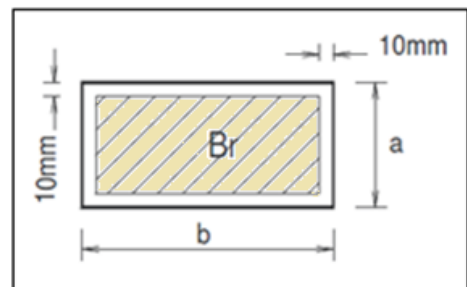
- Charges d’exploitation Q : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Charges permanentes G : (Balcon en dalle pleine)

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 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 :

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

$k = 1$ pour les autres cas

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 $f_{c28} = 25$ MPa;
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400$ MPa ;
- $\gamma_b = 1,5$;
- $\gamma_s = 1,15$;
- θ est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad : T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0.9 \quad : 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0.85 \quad : T < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

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

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

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

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

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

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

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 :

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

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

On adopte un poteau carré :

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

II.4.2. 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×Q sauf le dernier et l'avant-dernier niveau.

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

Avec :

n: Nombre d'étage.

Q₀: La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂,....., Q_n: Les charges d'exploitation des planchers pour les autres étages.

Tableau II.1 Loi de dégression

Niveau	Charge d'exploitation	∑ charge d'exploitation
+27.54	Q ₀	∑ ₀ =Q ₀
+24.48	Q ₁	∑ ₁ =Q ₀ +Q ₁
+21.42	Q ₂	∑ ₂ =Q ₀ +0,95(Q ₁ +Q ₂)
+18.36	Q ₃	∑ 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	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$
+3.06	Q ₈	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots\dots\dots+Q_8)$
+0.00	Q ₉	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots\dots\dots+Q_9)$

Le pré-dimensionnement se fait en considèrent le poteau le plus sollicité

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

- En 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.4.3. Le minimum requis par (RPA99/V2003) :

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

- Min (a, b) ≥ 25cm
- Min (a, b) ≥ he /20
- 1/4 < a / b < 4

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

he : la hauteur d'étage.

II.4.4. 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 = 0.8 % B**).

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

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

En remplaçant les différents termes par leur valeurs, on obtient :

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

II.4.5. Vérification (solicitation 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 :

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

Où

- **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_{cj}** : est la résistance caractéristique du béton.

II.4.6. Calcul des surfaces d'influence pour chaque poteau :

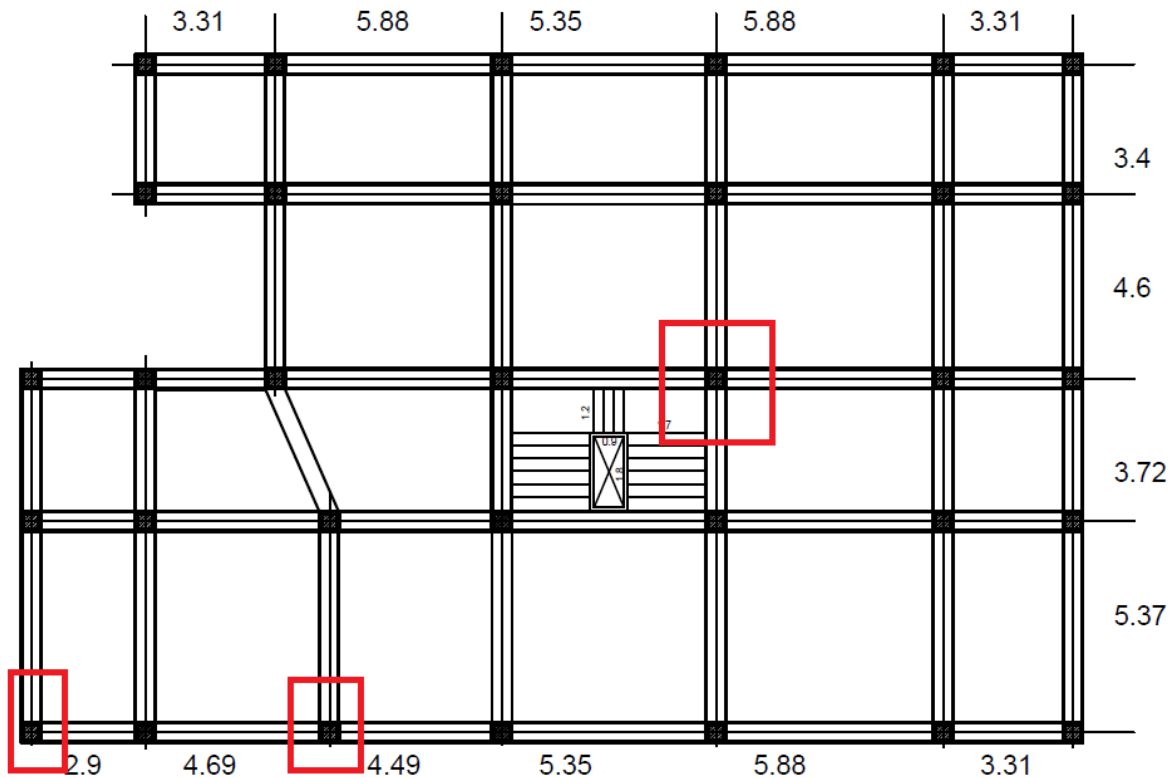


Figure II.14 choix des poteaux les plus sollicités

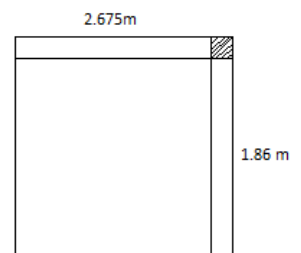
II.5. Poteau central :

1) Niveau 27.54 m : plancher terrasse inaccessible

$$S = (2.675) \times (1.86) = 4.976 \text{ m}^2$$

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

$$S' = 5.473 \text{ m}^2$$



2) Niveau +24.48:

$$S_1 = (1.86) \times (2.94) = 5.468 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2.3) \times (2.94) = 6.762 \text{ m}^2$$

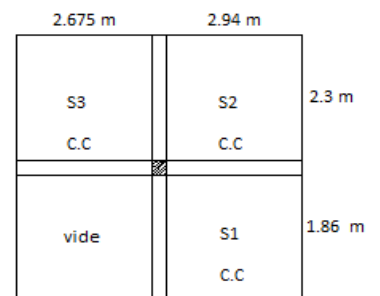
$$S_3 = (2.3) \times (2.675) = 6.153 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

$$S_1' = 5.468 \times 1.1 = 6.015 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 6.762 \times 1.1 = 7.438 \text{ m}^2$$

$$S_3' = 6.153 \times 1.1 = 6.768 \text{ m}^2$$



3) Niveau +21.42 :

Le plancher corps creux a une surface :

$$S_1 = (1.86) \times (2.94) = 5.468 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2.3) \times (2.94) = 6.762 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.3) \times (2.675) = 6.153 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

$$S_1' = 5.468 \times 1.1 = 6.015 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 6.762 \times 1.1 = 7.438 \text{ m}^2$$

$$S_3' = 6.153 \times 1.1 = 6.768 \text{ m}^2$$

✓ Pour les escaliers :

- Palier : $S_4 = 2.225 \times 1.2 = 2.67 \text{ m}^2$

- Volée : $S_5 = 1.2 \times 0.45 = 0.54 \text{ m}^2$

$$S_6 = 1.7 \times 0.66 = 1.122 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (10%) sont :

$$S_4' = 2.937 \text{ m}^2$$

$$S_5' = 0.794 \text{ m}^2$$

$$S_6' = 1.234 \text{ m}^2$$

Le vide entre les volées :

$$S_v = 0.45 \times 0.66 = 0.644 \text{ m}^2$$

➤ **NB :** pour les autres niveaux [+18.36 ; +15.3 ; +12.24 ; +9.18 ; +6.12 ; +3.06]

c'est le même calcul que le niveau +22.42 .

4) Niveau +0.00 : (RDC)

$$S_1 = (1.84) \times (2.94) = 5.47 \text{ m}^2$$

$$S_2 = (2.3) \times (2.94) = 6.762 \text{ m}^2$$

$$S_3 = (2.3) \times (2.675) = 6.153 \text{ m}^2$$

$$S_4 = (1.86) \times (2.675) = 4.98 \text{ m}^2$$

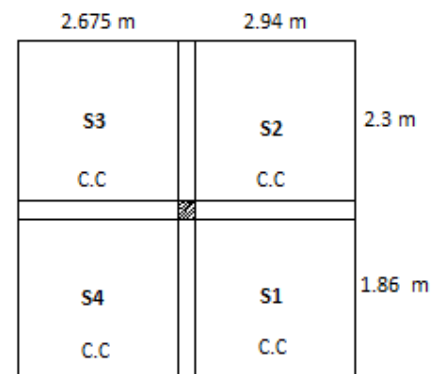
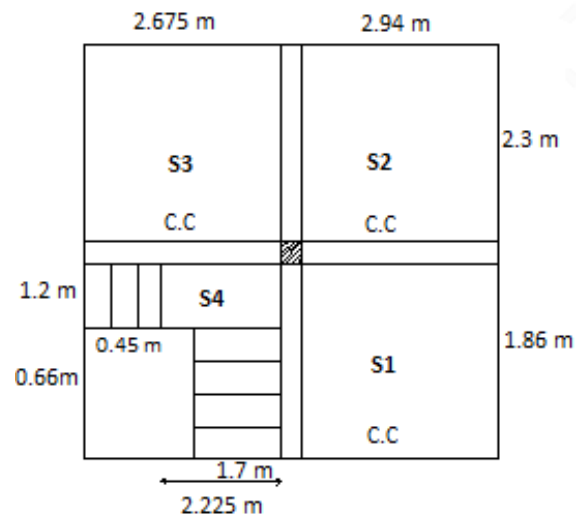
La surface majorée de (10%) est :

$$S_1' = 6.02 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 7.44 \text{ m}^2$$

$$S_3' = 6.77 \text{ m}^2$$

$$S_4' = 5.473 \text{ m}^2$$



II.6. Poteau de rive :

1) Niveau de toiture :

$$S_1 = 2.245 \times 0.621 = 1.4 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.829 \times 2.245 = 6.351 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.345 \times 2.829 = 6.634 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.345 \times 0.621 = 1.456 \text{ m}^2$$

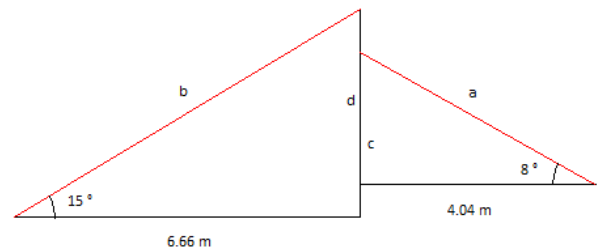
La surface majorée de (15%) est : $S' = S \times 1.15$

$$S_1' = 1.61 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 7.304 \text{ m}^2$$

$$S_3' = 7.63 \text{ m}^2$$

$$S_4' = 1.674 \text{ m}^2$$



2) Niveau +24.48 : (plancher étage courant)

$$S_1 = 2.685 \times 2.245 = 6.03 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.345 \times 2.685 = 6.3 \text{ m}^2$$

La surface majorée de (15%) est : $S' = S \times 1.15$

$$S_1' = 6.935 \text{ m}^2$$

$$S_2' = 7.241 \text{ m}^2$$

Les balcons : (dalle pleine)

$$S_3 = 0.621 \times 2.245 = 1.347 \text{ m}^2$$

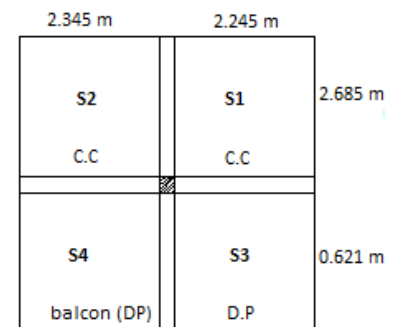
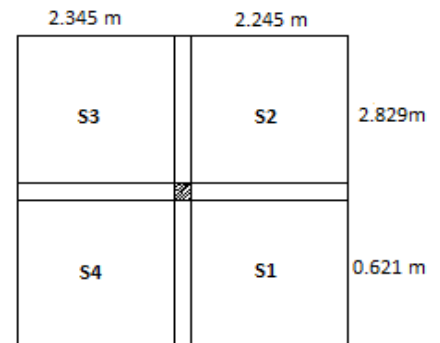
$$S_4 = 0.621 \times 2.345 = 1.407 \text{ m}^2$$

Les surfaces majorées de (15%) sont :

- $S_3' = 1.55 \text{ m}^2$

- $S_4' = 1.62 \text{ m}^2$

- **NB** : pour les autres niveaux [+21.42 ; +18.36 ; +15.3 ; +12.24 ; +9.18 ; +6.12 ; +3.06] c'est le même calcul que le niveau +24.48 .

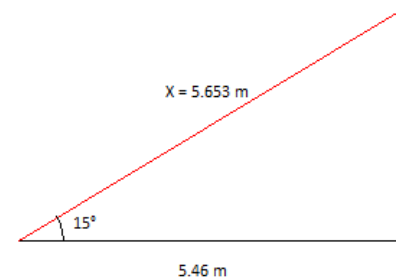


II.7. Poteau d'angle :

1) Niveau de toiture :

$$\cos 15^\circ = \frac{5.46}{X} \rightarrow X = 5.653 \text{ m}$$

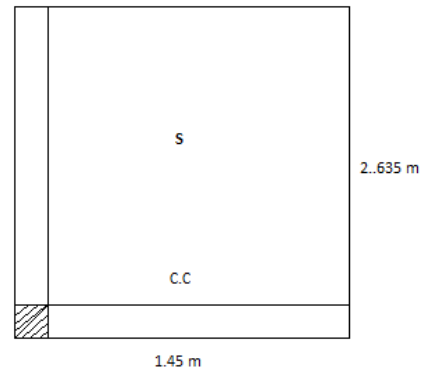
$$S = 1.45 \times 2.83 = 4.104 \text{ m}^2$$



2) Niveau +24.48 :

$$S = (1.45) + (2.685) = 3.9 \text{ m}^2$$

NB : pour les autres niveaux [+21.42 ; +18.36 ; +15.3 ; +12.24 ; +9.18 ; +6.12 ; +3.06 ; 0.00] c'est le même calcul que le niveau +24.48.



II.8. Descente des charges :

Tableau II.2 Descente des charges pour le poteau central :

POTEAU CENTRAL			
Niveaux	Elément	N_G (KN)	N_Q (KN)
+27.54	Plancher terrasse inaccessible (cc)	$5.473 \times 7.08 = 38.749$	$5.473 \times 1 = 5.473$
	Acrotère	$4.535 \times 1.913 = 8.673$	$4.535 \times 1 = 4.535$
	Total	47.42	10.01
+24.48	Plancher terrasse inaccessible (CC)	$20.221 \times 7.08 = 143.165$	$20.221 \times 1.0 = 20.221$
	Murs extérieurs	$(3.06 \times 2.675) \times 2.85 = 23.33$	
		$(3.06 \times 1.86) \times 2.85 = 16.22$	
Total	182.72	20.221	
+21.42	Plancher Etage courant (CC)	$20.221 \times 5.6 = 113.24$	$20.221 \times 1.5 = 30.332$
	Palier de repos	$2.937 \times 5.49 = 16.124$	$2.937 \times 2.5 = 7.343$
	Volée ($\alpha = 33.47$)	$1.234 \times 8.59 = 10.6$	$1.234 \times 2.5 = 3.085$
	Volée ($\alpha = 33.07$)	$(0.794 \times 8.56 = 6.797$	$0.794 \times 2.5 = 1.985$
	Murs extérieurs	$(3.06 \times 1.86) \times 2.85 = 16.22$	
	Murs extérieurs	$(3.06 \times 2.679) \times 2.85 = 23.36$	
	Murs (escalier)	$(0.525 \times 1.87) \times 1.46 = 1.43$	
	Murs (escalier)	$(0.45 \times 1.87) \times 1.46 = 1.23$	
	Murs (escalier)	$(0.66 \times 2.47) \times 1.46 = 2.38$	
	Murs intérieurs	$(2.3 \times 3.06) \times 1.46 = 10.27$	
	Murs intérieurs	$(2.94 \times 3.06) \times 1.46 = 13.13$	
Total	214.781	42.75	
Du (+3.06)	Plancher corps creux	$20.221 \times 5.6 = 113.24$	$20.221 \times 1.5 = 30.332$
	Palier de repos	$2.937 \times 5.49 = 16.12$	$2.937 \times 2.5 = 7.343$
	Volée ($\alpha = 33.47$)	$1.234 \times 8.59 = 10.6$	$1.234 \times 2.5 = 3.085$
	Volée ($\alpha = 33.07$)	$0.794 \times 8.56 = 6.8$	$0.794 \times 2.5 = 1.985$

,+18.36)	Murs extérieurs	$(3.06 \times 1.86) \times 2.85 = 16.22$	
	Murs extérieurs	$(3.06 \times 2.679) \times 2.85 = 23.36$	
	Murs (escalier)	$(0.525 \times 1.87) \times 1.46 = 1.43$	
	Murs (escalier)	$(0.45 \times 1.87) \times 1.46 = 1.23$	
	Murs (escalier)	$(0.66 \times 2.47) \times 1.46 = 2.38$	
	Murs intérieurs	$(2.3 \times 3.06) \times 1.46 = 10.27$	
	Murs intérieurs	$(2.94 \times 3.06) \times 1.46 = 13.13$	
	Total	214.781 x 6	42.75 x 6
+0.00	Plancher corps creux	$25.703 \times 5.6 = 143.94$	$25.703 \times 1.5 = 38.555$
	Murs extérieurs	$(3.06 \times 1.86) \times 2.85 = 16.22$	
	Murs extérieurs	$(3.06 \times 2.679) \times 2.85 = 23.36$	
	Murs intérieurs	$(2.3 \times 3.06) \times 1.46 = 10.27$	
	Murs intérieurs	$(2.94 \times 3.06) \times 1.46 = 13.13$	
	Total	206.92	38.555

Tableau II.3 Descente des charges pour le poteau de rive :

POTEAU DE RIVE			
Niveaux	Elément	N_G (KN)	N_Q (KN)
+27.54	Toiture inclinée 15°	$15.841 \times 1.4 = 22.177$	$15.841 \times 1 = 15.841$
	Total	22.177	15.841
Du +0.00 , +24.48	Plancher étage courant corps creux	$14.176 \times 5.6 = 79.4$	$14.176 \times 1.5 = 21.264$
	Plancher dalle pleine	$1.55 \times 5.36 = 8.308$	$1.55 \times 1.5 = 2.325$
	Balcon (DP)	$1.62 \times 5.32 = 8.62$	$1.62 \times 3.5 = 5.67$
	Murs extérieurs	$(2.345 \times 3.06) \times 1.995 = 14.32$	
	Murs intérieurs	$(0.6 \times 3.06) \times 1.02 = 1.873$	
	Murs intérieurs	$(2.685 \times 3.06) \times 1.02 = 8.381$	
	Total	120.9 x 9	29.26x9

Tableau II.4 Descente des charges pour le poteau d'angle :

POTEAU D'ANGLE			
Niveaux	Elément	N_G (KN)	N_Q (KN)
+27.54	Toiture inclinée 15° :	$4.104 \times 1.4 = 5.75$	$4.104 \times 1 = 4.104$
	Total	5.75	4.104
Du +0.00 , +24.48	Plancher étage corps creux	$3.9 \times 5.6 = 21.84$	$3.9 \times 1.5 = 5.85$
	Murs extérieurs	$(1.45 \times 3.06) \times 2.85 = 12.65$	
	Murs extérieurs	$(2.685 \times 3.06) \times 2.85 = 23.41$	
	Total	57.91	9.954

II.9. Calcul des dimensions des poteaux :

II.9.1. Poteau central :

Tableau II.5 Calcul des dimensions des poteaux (Poteaux centraux)

Niveau	N_G (KN)	N_G (KN) (majorée)	N_G (KN) (cumulé)	N_Q (KN)	N_Q (KN) (cumulé)	Effort N_u (KN)	Br (cm ²)	a (cm)	Le choix	$\sigma < 0.6f_{c28}$ (MPa)	$\nu < 0.3$	
+27.54	47.42	52.16	52.16	10.01	10.01	85.431	56.38	9.51	40 x 40	0.46	0.021	CV
+24.48	182.72	200.99	253.15	20.221	30.231	387.1	255.48	17.98	40 x 40	2.07	0.091	CV
+21.42	214.781	236.26	489.41	42.75	69.833	765.45	505.2	24.48	40 x 40	3.12	0.191	CV
+18.36	214.781	236.26	725.67	42.75	105.16	1137.39	750.68	29.4	40 x 40	4.63	0.28	CV
+15.3	214.781	236.26	961.93	42.75	136.21	1502.92	991.93	33.49	45 x 45	4.84	0.297	CV
+12.24	214.781	236.26	1198.19	42.75	163	1862.06	1228.96	37.06	50 x 50	4.86	0.297	CV
+9.18	214.781	236.26	1434.45	42.75	185.5	2214.76	1461.74	40.23	55 x 55	4.78	0.293	CV
+6.12	214.781	236.26	1670.71	42.75	206.482	2565.18	1693.02	43.15	60 x 60	4.66	0.285	CV
+3.06	214.781	236.26	1906.97	42.75	230.445	2920.08	1927.25	45.9	65 x 65	4.52	0.276	CV
+0.00	206.92	227.61	2134.58	38.555	246.31	3251.15	2145.76	48.32	70 x 70	4.33	0.265	CV

II.9.2. Poteau de rive :

Tableau II.6 Calcul des dimensions des poteaux (Poteaux de rive)

Niveau	N_G (KN)	N_G (KN) (majorée)	N_G (KN) (cumulé)	N_Q (KN)	N_Q (KN) (cumulé)	Effort N_u (KN)	Br (cm ²)	1.2 Br (cm ²)	a (cm)	Le choix	$\bar{\sigma} < 0.6f_{c28}$ (MPa)	$v < 0.3$	
+27.54	22.177	24.40	24.40	15.841	15.841	56.702	37.423	37.423	8.701	35 x 35	0.29	0.0185	CV
+24.48	120.9	133	157.4	29.26	45.101	280.14	184.9	221.9	16.9	35 x 35	1.48	0.01	CV
+21.42	120.9	133	290.4	29.26	71.435	499.2	329.5	395.4	21.9	40 x 40	2.02	0.125	CV
+18.36	120.9	133	423.4	29.26	94.843	713.9	471.2	565.41	25.8	40 x 40	2.9	0.178	CV
+15.30	120.9	133	556.4	29.26	115.325	924.13	610	732	29.1	45 x 45	2.96	0.18	CV
+12.24	120.9	133	689.4	29.26	132.881	1130.01	745.81	895	32	45 x 45	3.63	0.22	CV
+9.18	120.9	133	822.4	29.26	147.511	1331.51	878.8	1054.56	34.5	45 x 45	4.3	0.26	CV
+6.12	120.9	133	955.4	29.26	161.263	1531.7	1011	1213.11	36.83	50 x 50	4.92	0.25	CV
+3.06	120.9	133	1088.4	29.26	177.356	1735.4	1145.4	1374.44	39.1	50 x 50	4.52	0.27	CV
+0.00	120.9	133	1221.4	29.26	189.645	1933.4	1276.04	1531.3	41.13	50 x 50	5.04	0.299	CV

II.9.3. Poteau d'angle :

Tableau II.7 Calcul des dimensions des poteaux (Poteaux d'angle)

Niveau	N_G (KN)	N_G (KN) (majorée)	N_G (KN) (cumulé)	N_Q (KN)	N_Q (KN) (cumulé)	Effort N_u (KN)	Br (cm ²)	1.2 Br (cm ²)	a (cm)	Le choix	$\bar{\sigma} < 0.6f_{c28}$ (MPa)	$v < 0.3$	
+27.54	5.75	6.325	6.325	4.104	4.104	14.689	9.689	11.627	5.41	35 x 35	0.076	0.0005	CV
+24.48	57.91	63.701	70.026	9.954	14.058	115.622	76.31	91.57	11.57	35 x 35	0.61	0.038	CV
+21.42	57.91	63.701	133.727	9.954	23.017	188.057	124.118	148.94	14.20	40 x 40	0.87	0.047	CV
+18.36	57.91	63.701	197.428	9.954	30.98	312.998	206.58	247.9	17.74	40 x 40	1.27	0.08	CV
+15.30	57.91	63.701	261.129	9.954	37.948	409.446	270.234	324.28	20.01	45 x 45	1.32	0.081	CV
+12.24	57.91	63.701	324.83	9.954	43.92	504.4	332.904	399.48	21.99	45 x 45	1.63	0.099	CV
+9.18	57.91	63.701	388.531	9.954	48.897	597.862	394.59	473.51	23.76	45 x 45	1.93	0.118	CV
+6.12	57.91	63.701	452.232	9.954	53.575	690.876	455.98	547.18	25.39	45 x 45	2.23	0.136	CV
+3.06	57.91	63.701	515.933	9.954	59.05	785.084	518.155	621.79	26.94	50 x 50	2.05	0.126	CV
+0.00	57.91	63.701	579.634	9.954	63.231	877.352	579.052	694.86	28.36	50 x 50	2.3	0.140	CV

II.10. Vérification des sections :

II.10.1. 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 IIa on a : (b_1, h_1, h_e : les dimensions du poteau)

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

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.8 Vérification des conditions l’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
he/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.10.2. Vérification au flambement :

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

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

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

Tableau II.9 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.10.3. Dimensions à respecter pour les poutres : Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :

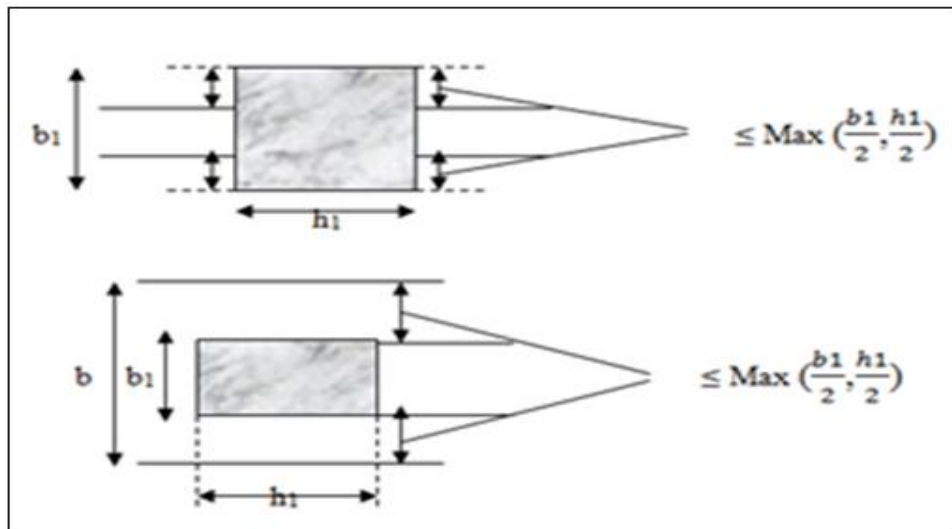


Figure II.15 Dimensions à respecter pour les poutres

Tableau II.10 : 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
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
éléments 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 encastrée 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 :**

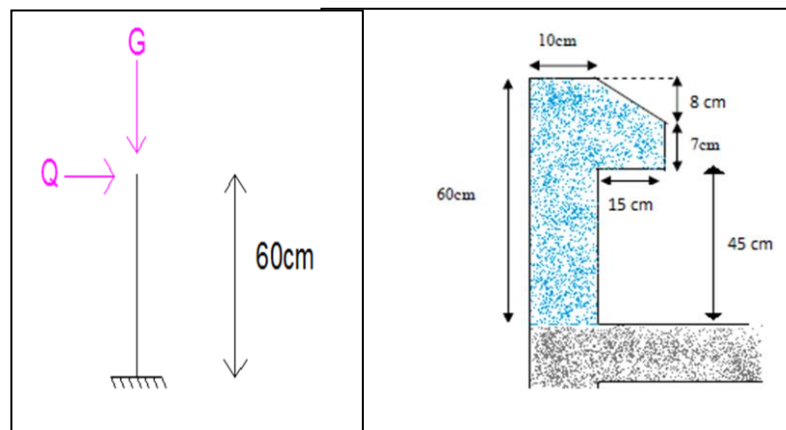


Figure III.1. Coupe verticale de l'acrotère

- **Schéma statique :**

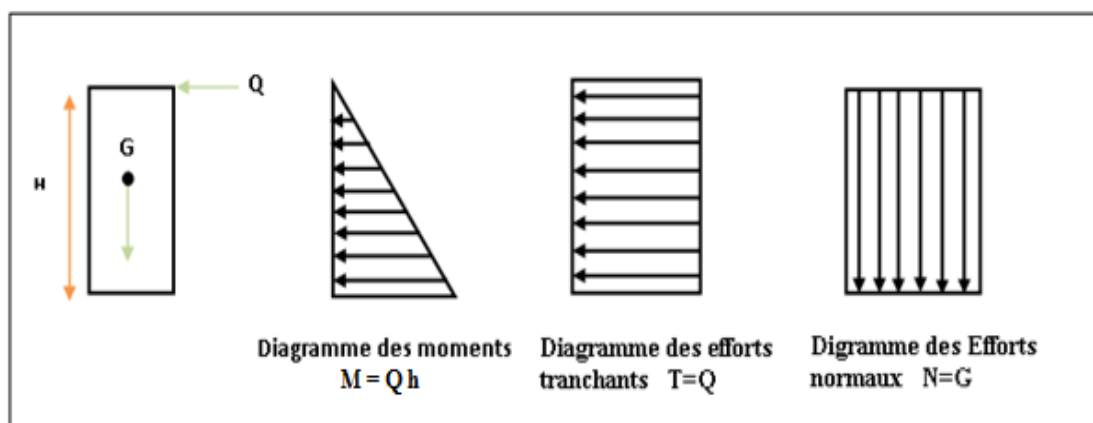
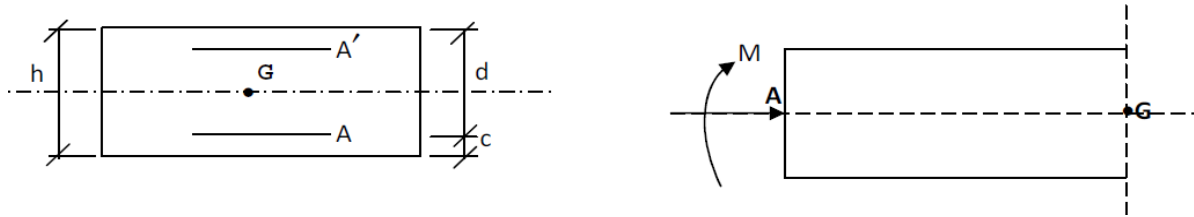


Figure III.2. Schéma statique de l'acrotère

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 IIa) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) $\Rightarrow A = 0.15$
- **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 **$W_p = 1.9125 \text{ KN/ml}$**

D'où $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.9125$

Donc : **$F_p = 0.918 \text{ KN/ml}$**

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 : $F_p = 0.918 \text{ KN/ml}$

$Q = \max \{ 1 ; 0.918 \} \text{ KN/m}$ **$Q = 1 \text{ KN/ml}$** .

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 : $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm}$

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

Créé un Moment : $M_{F_p} = F_p \times 2.h/3 = 0.37 \text{ KNm}$

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	$1.35G+1.5Q$	0.9	2.58
ELS	$G+Q$	0.6	1.9125
ELA	$G + 0.75Q + F_p$	0.82	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**

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

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

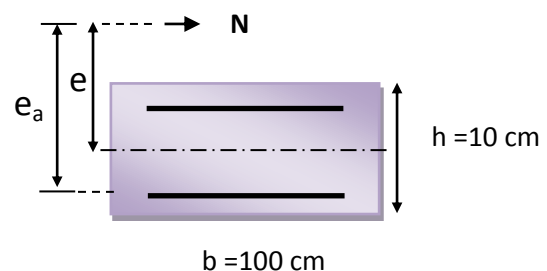
M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité (**CDG**) des armatures tendues.

III.1.3.1. Calcul des armatures à L'ELU:**1) Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.58} = 34.88 \text{ cm} \approx \mathbf{35 \text{ cm}}$$

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

$$\frac{h}{2} - C = \mathbf{3 \text{ cm}} < e_u = \mathbf{35 \text{ cm}}$$



$$\frac{h}{2} - C = 3 \text{ cm} < e_u = 35 \text{ cm}$$

⇒ 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.

2) Calcule en flexion simple:

• Moment fictif:

$$M_f = N_u e_f$$

$$e_f = \frac{h}{2} - C + e_u = \frac{10}{2} - 2 + 35 = 38 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u e_f = 2.58 \times 0.38 = 0.98 \text{ KN m}$$

• Moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.972 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0107$$

Avec :

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

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_{ser}} = \frac{0.98}{0.6} = 1.62$$

$$\mu_{lim} = ((3440 \times 1.62) + (49 \times 25) - 3050) \times 10^{-4} = 0.375$$

$$\mu_{bu} = 0.0107 < \mu_{lim} = 0.375 \Rightarrow \text{La section est simplement armée,}$$

Donc :

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

• Armatures fictives :

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

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

$$\text{Tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0107)}) = 0.0134$$

$$\text{Donc : } z = 8 (1 - (0.4 \times 0.0134)) = 7.96 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_s = 10 \text{ ‰} > \varepsilon_1 = 1.739 \text{ ‰} \Rightarrow \sigma_s = \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0.98 \times 10^5}{7.96 \times 348 \times 10^2} = \mathbf{0.353 \text{ cm}^2}$$

3) **Les armatures en flexion composée** : La section réelle des armatures

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.353 - \frac{2.58 \times 10^3}{348 \times 10^2} = \mathbf{0.279 \text{ cm}^2}$$

III.1.3.2. Calcul des armatures à L'ELA:

1) **Calcul de l'excentricité** :

$$e_0 = \frac{M_a}{N_a} = \frac{0.82}{1.9125} = 0.43 \text{ m} = \mathbf{43 \text{ cm}}$$

$$h/2 - c' = 5 - 2 = 3 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_0 = \mathbf{43 \text{ cm}} > h/2 - c' = \mathbf{3 \text{ cm}}$$

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.

2) **Calcul en flexion simple** :

$$e_A = e_0 + (h/2 - c') = 0.43 + (0.1/2 - 0.02) = \mathbf{0.46 \text{ m}}$$

$$M_F = N_u \times e_A = 1.9125 \times 0.46 = \mathbf{0.88 \text{ KN.m}}$$

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

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

$$\mu_{bu} = \frac{0.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 21.7} = \mathbf{0.006}$$

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

$$\gamma = \frac{M_f}{M_s} = \frac{0.88}{0.6} = \mathbf{1.47}$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times 1.47 + 49 \times 25 - 3050) \times 10^{-4} = \mathbf{0.323}$$

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

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.006} < \mathbf{0.275} \quad \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

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

$$Z_b = 0.08 \times (1 - 0.6 \times 0.006) = \mathbf{0.08 \text{ m}}$$

$$A = \frac{M_f}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.88 \times 10}{0.08 \times 400} = \mathbf{0.275 \text{ cm}^2}$$

3) Les armatures en flexion composée :

$$A' = A'_{fs} = 0 \quad A = A_{fs} - \left(\frac{N_u}{f_{ed}} \right) = 0.275 - \frac{2.58}{400} = \mathbf{0.269 \text{ cm}}$$

III.1.3.3. Calcul des armatures à L'E.L.S :

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

$$M_{ser} = \mathbf{0.6 \text{ KN.m}}$$

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

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

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

La fissuration est préjudiciable donc :

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

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

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

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

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

$$\mu_s = \frac{M_{sr}}{b_0 d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 201.63} = \mathbf{0.00047}$$

On applique la méthode simplifiée :

$$Z_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 8 \times \frac{(40 \times 0.00047) + 1}{(54 \times 0.00047) + 1} = \mathbf{7.45 \text{ cm}}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_{b1} \times \bar{\sigma}_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{7.45 \times 201.63} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{ser} = \mathbf{0.40 \text{ cm}^2}$$

III.1.4. Vérification à L'ELU :

III.1.4.1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91)

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

$$e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.9125} = \mathbf{31.37 \text{ cm}}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \frac{2.1}{400} \times \frac{31.37 - (0.45 \times 8)}{31.37 - (0.185 \times 8)} = \mathbf{0.897 \text{ cm}^2}$$

On remarque que :

$$A_{\text{calcul}} = A_s = \mathbf{0.275 \text{ cm}^2} < A_{\min} = \mathbf{0.897 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{(CV)}$$

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

$$A_s = A_{\min} = \mathbf{0.897 \text{ cm}^2}$$

• **Conclusion de ferrillage :**

$$A_s = \text{Max}(A_{\text{ser}}; A_u, A_a, A_{\min}) = \text{Max}(0.4; 0.279, 0.275, 0.897) = \mathbf{0.897 \text{ cm}^2}$$

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: $\mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2}$ répartie sur $\mathbf{60 \text{ cm}}$ de hauteur, avec un espacement

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

III.1.4.2. 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.

$$V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ KN.}}$$

On a aussi pour la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_c 28}{\gamma b}, 4 \text{ MPa}\right)$$

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

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.4.3. 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.

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 100.48} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = \mathbf{3.15 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3.15 \text{ MPa}} \quad \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

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

III.1.5. 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.1.5.1. 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 ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

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

Avec :

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

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

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

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

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

D'où :

$$K = \frac{0.6 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = \mathbf{44.43 \text{ MPa/m}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0191 \times 44.43 = \mathbf{0.849 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 0.849 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

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	1.35 10³	1.91	44.43	0.849	15	C.V

III.1.5.2. 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

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = 40.59 \text{ MPa} \leq 201.6 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

III.1.6. Vérification de l'écartement des barres :**III.1.6.1. Armatures verticales :**

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

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

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

III.1.6.2. Armatures de répartition :

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

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

III.1.7. Vérification au flambement :**III.1.7.1. 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 :

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

$$A = l b = 1 \times 0.1 = 0.1 m^2$$

$$L_f = 2 L_0 = 2 H = 1.2 m$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 41.58$$

III.1.7.2. Vérification à l'élancement :

$$\lambda \leq \max [50 ; \min (\frac{67 e_u}{h} ; 100)] = \max [50 ; \min (268 ; 100)]$$

$$\lambda = 41.58$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max (50 ; 100) = 100 \dots\dots\dots C.V$$

On adoptera ainsi pour ferrailage les armatures calculées précédemment

III.1.8. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

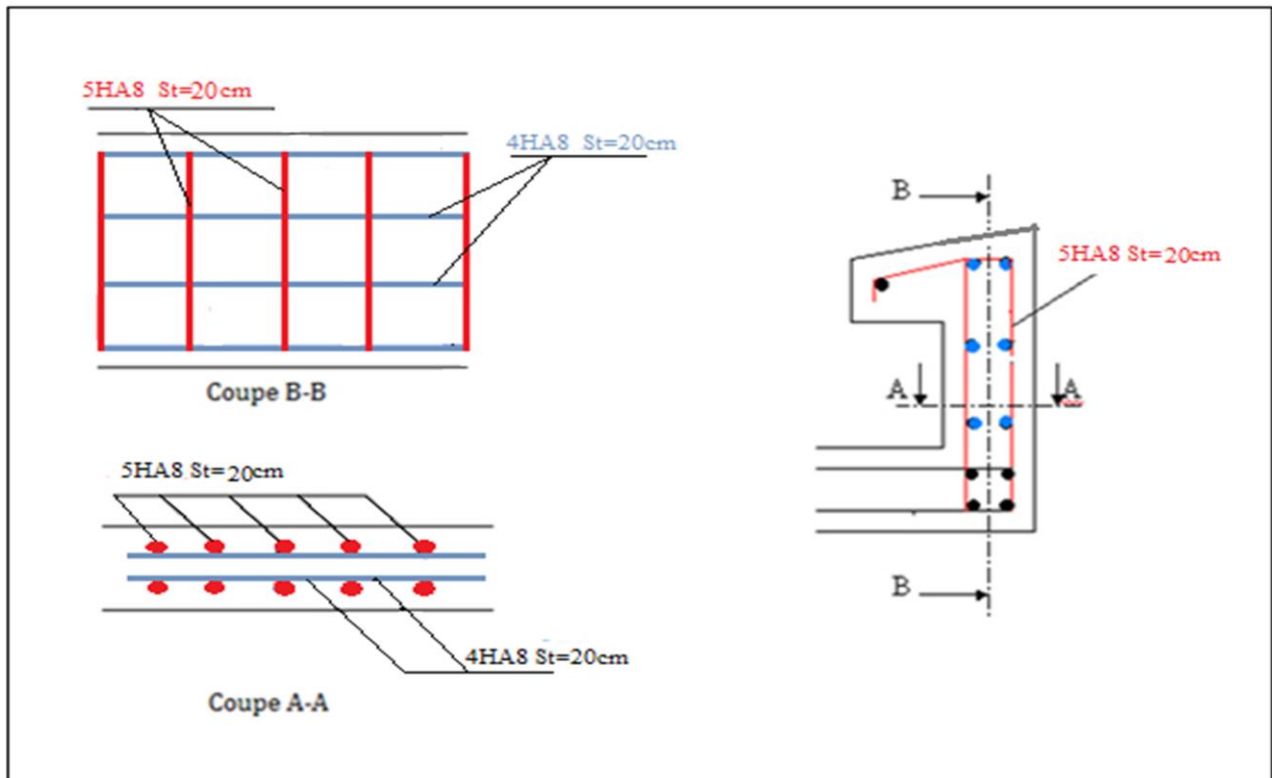


Figure III.3. Schéma de ferrailage de l'acrotère

III.2. Calcul du Balcon :

Le bâtiment comprend des balcons en dalles pleines de **15cm** d'épaisseur. Elles sont de type console (dalle pleine encastrée 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.2.1.1. 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.2.1.2. Schéma statique de calcul :

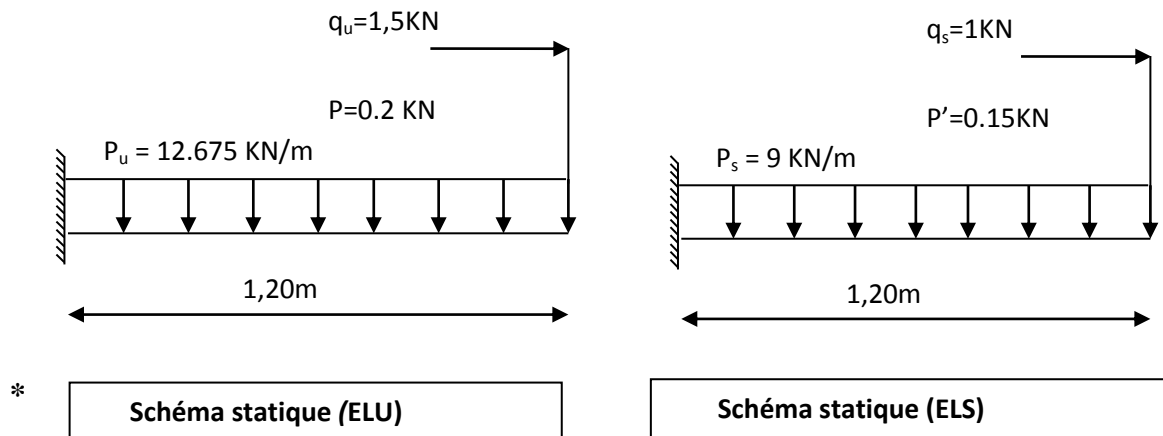


Figure III.4. Schéma statique pour le calcul du balcon à l'ELU et à l'ELS

III.2.1.3. Les moments et Les efforts tranchant :

- L'ELU :

$$M_u = \frac{P_u l^2}{2} + p \times l + q_u = 10,87 \text{ KN.m}$$

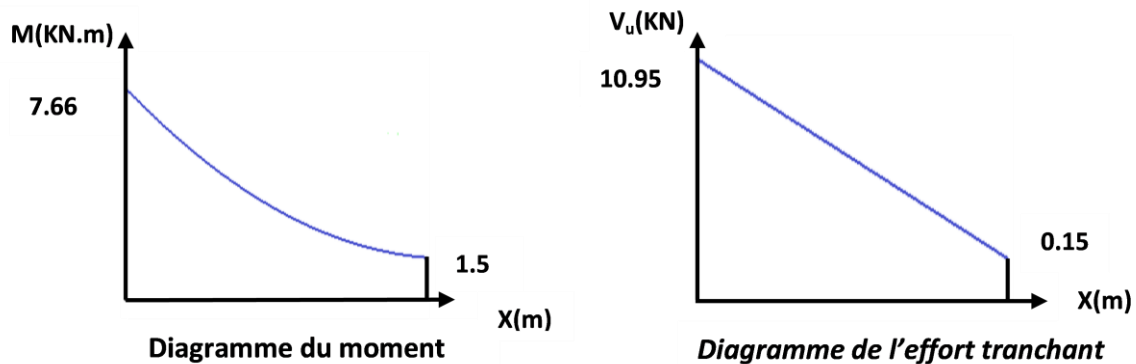
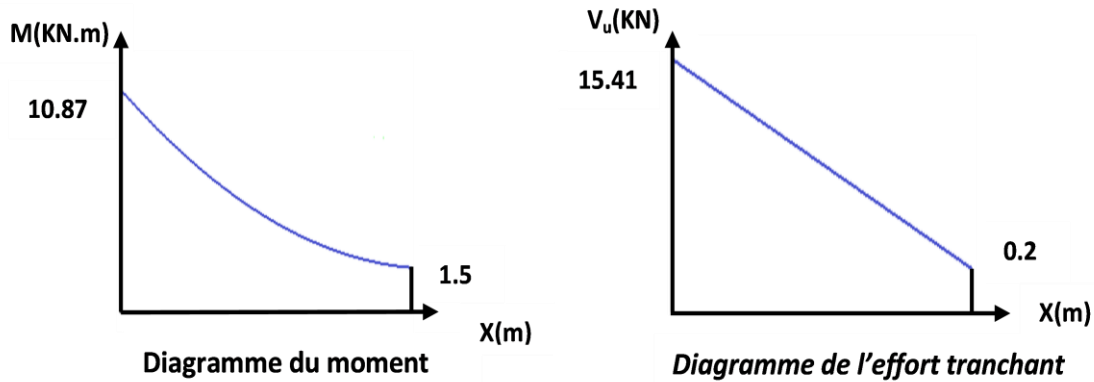
$$V_u = P_u l + P = 15,41 \text{ KN}$$

- 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 :



III.2.2.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.2.2.1. Armature principale :

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

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

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

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

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

- **Calcul de μ_{lu} :**

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

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

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

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

- **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 :**

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

Soit : 5HA12 = 5.65 cm² Avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.2.2.2. Armature de répartition :

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

Soit: 6HA8 = 3.02 cm² Avec : $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

III.2.2.3. Vérifications :

III.2.2.3.1. 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 :**

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

Avec : h : l'épaisseur du balcon h = 15cm

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

- **Armature de répartition :**

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

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

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

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

Il faut vérifier que :

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

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

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

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

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

III.2.2.3.2. Vérification à L'ELS :

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

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

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

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

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

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

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

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).

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

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

Tel que: $n = 15$

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

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

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

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendue correspondante

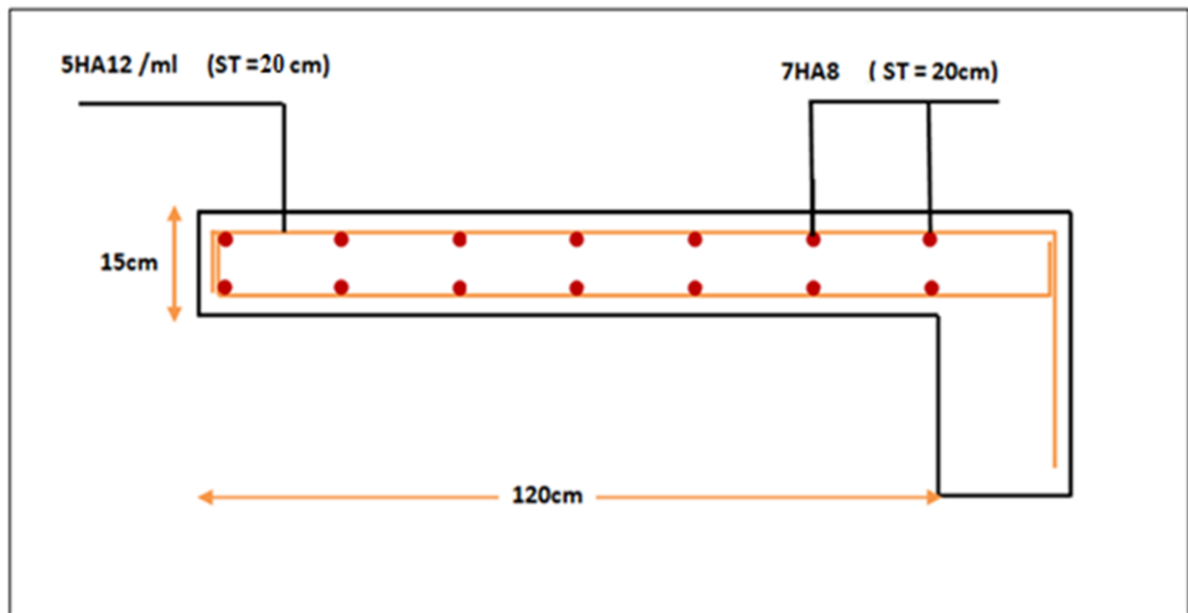
$$\frac{h}{l} = \frac{15}{120} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow (\mathbf{c.v})$$

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

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

Conclusion :

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

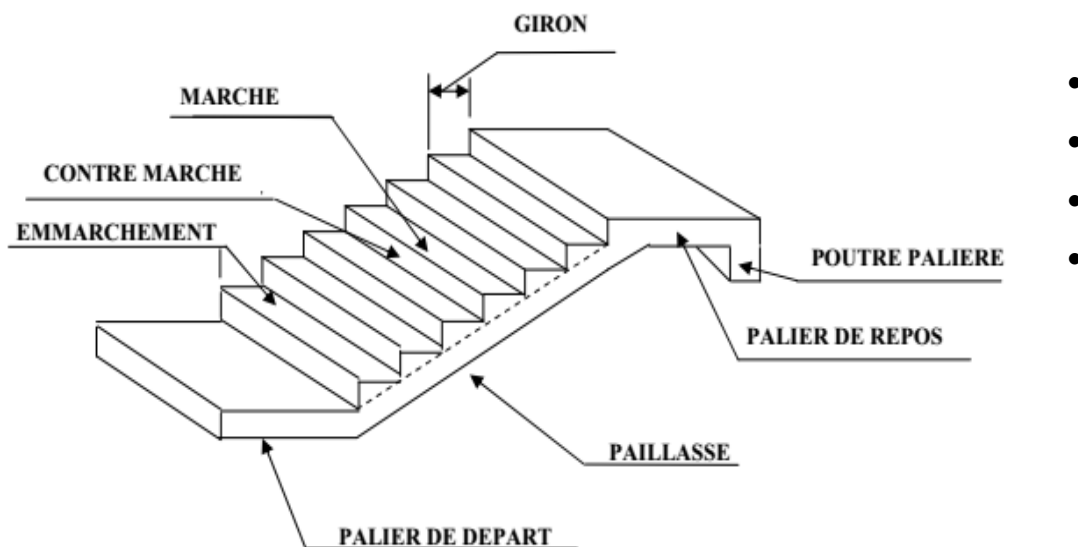
III.2.2.4. Schéma de ferrailage de balcon :**Figure III.7.** Schéma de ferrailage du balcon

III.3. CALCUL DES ESCALIERS :

III.3.1. 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.3.2. 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

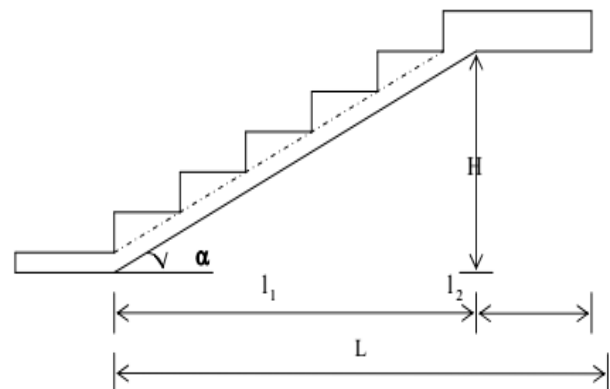


Figure III.8. Schéma d'un escalier

III.3.3. 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.

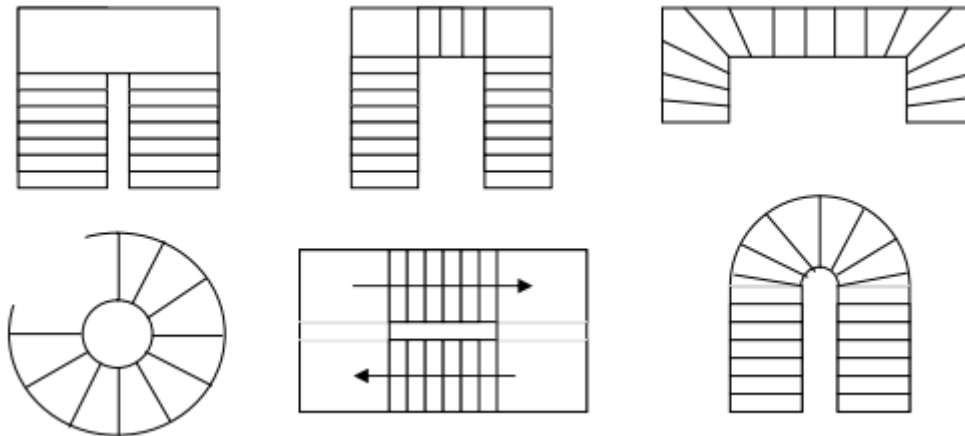


Figure III.9. Les systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs.

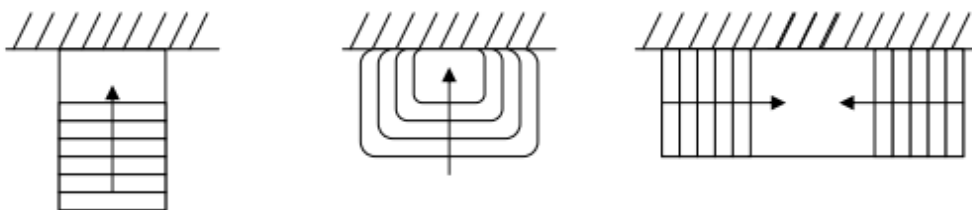


Figure III.10. Les systèmes les plus courants pour les escaliers extérieurs.

III.3.4. Escalier des étages courants :

III.3.4.1. Combinaison des charges :

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

Elément	ELU			ELS			
	Combinaison (KN/m ²)	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.3.4.2. Les schémas statiques :

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

• **A L'ELU**

• **L'ELS**

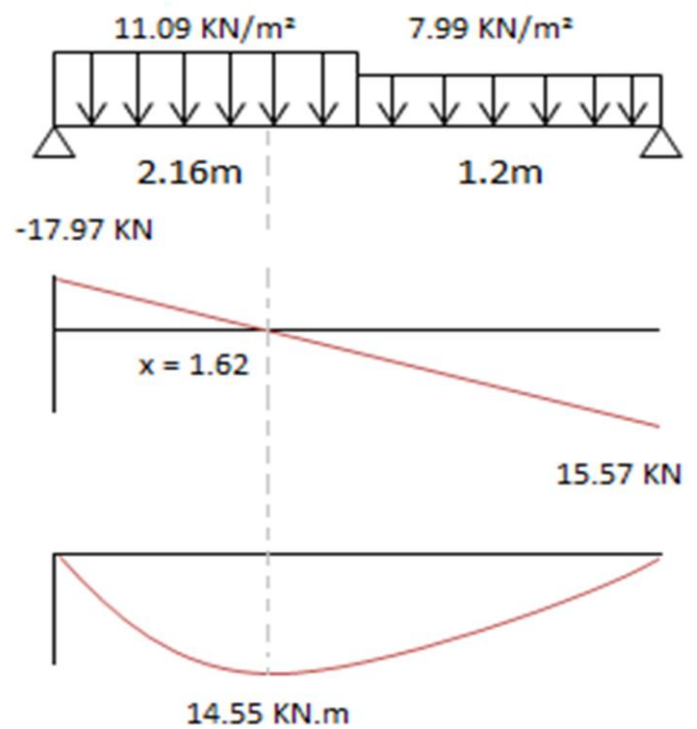
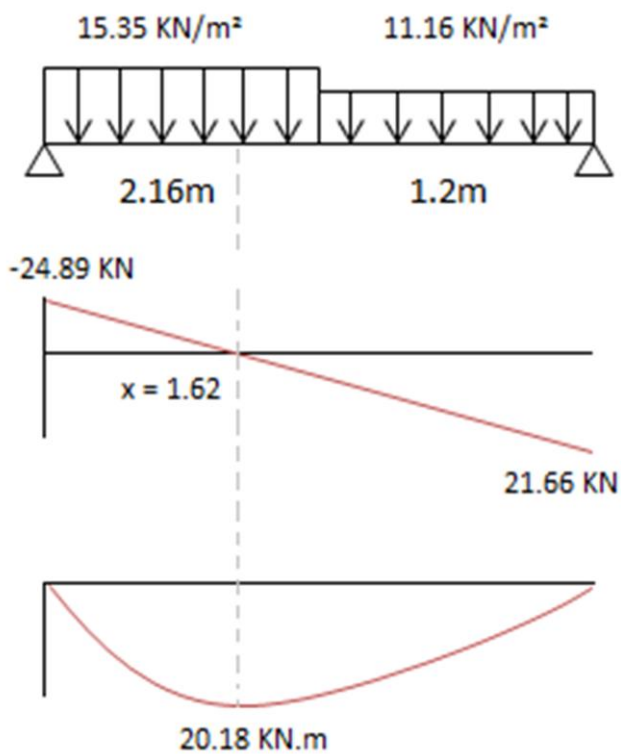


Figure III.11. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 01) **Figure III.12.** Le schéma statique à L'ELS (escalier 01)

III.3.4.3. Les réactions aux appuis :**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.3.4.4. 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

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

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

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

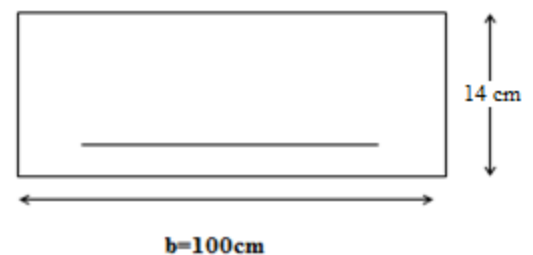
III.3.4.4.1. Armature principale :

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

1) En travée :

- **Calcul de μ_{bu} :**

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



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

- **Calcul de μ_{lu} :**

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

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

$$\mu_{bu} = 0.066 < \mu_{lu} = 0.296 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

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} :**

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

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

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

	$M_u^t(\max)$ [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

	$M_u^a (max)$ [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.3.4.4.2. Armatures de répartition :

- En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$
- En appuis : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA } 10$ avec $S_t = 25 \text{ cm}$

III.3.4.5. Vérification à L'ELU :

III.3.4.5.1. Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL99).

$$A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

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

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

III.3.4.5.2. Vérification de l'effort tranchant:

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

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

$$V_u^{\max} = 24.89 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{24.89 \times 10^{-3}}{1000 \times 135} = 0.18 \text{ MPa}$$

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

III.3.4.5.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

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

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

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

On a:

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

- **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.3.4.5.4. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

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

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

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

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

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

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

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

III.3.4.5.5. Etat limite d'ouverture des fissures :

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

III.3.4.6. Vérification à ELS :

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

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

III.3.4.6.1. 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.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.3.4.6.2. Vérification de la flèche :

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

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

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 ;

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

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

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

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

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

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

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

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

- **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.**

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

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

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

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

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

Tableau III.10. Vérification de la flèche

<i>M_{ser}</i> (kN.m)	<i>A_s</i> (cm ²)	<i>Y</i> (cm)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>λ_i</i>	<i>λ_v</i>	<i>I₀</i> cm ⁴	<i>I_{FI}</i> cm ⁴	<i>IF_v</i> cm ⁴	<i>f_{max}</i> (cm)	\overline{f} (cm)
12.37	5.65	4.01	179.44	5.02	2	9782	5183.43	7639.84	0.03	0.672

III.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.4.1.1. 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.4.1.2. Schéma statique de calcul :

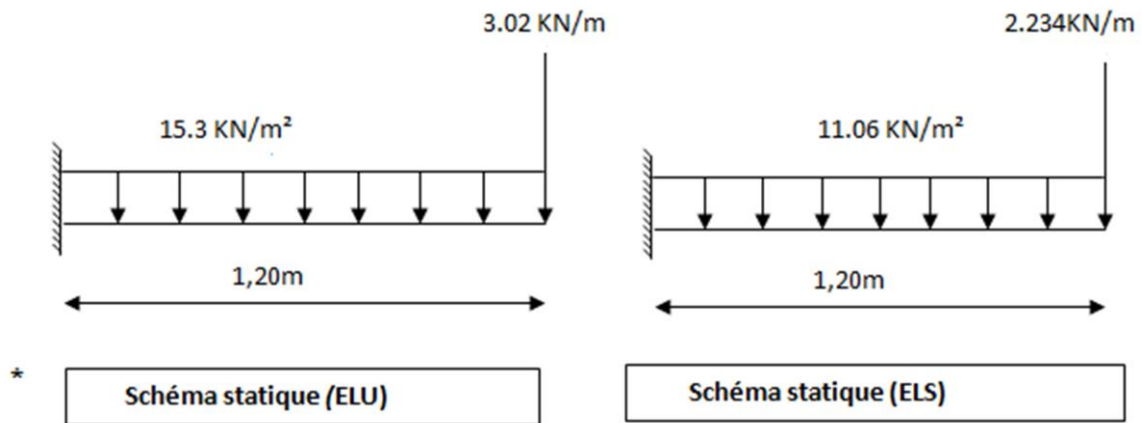


Figure III.13. Schéma statique pour le calcul de la 2^{ème} volée à l'ELU et à l'ELS

• **Diagrammes des sollicitations :**

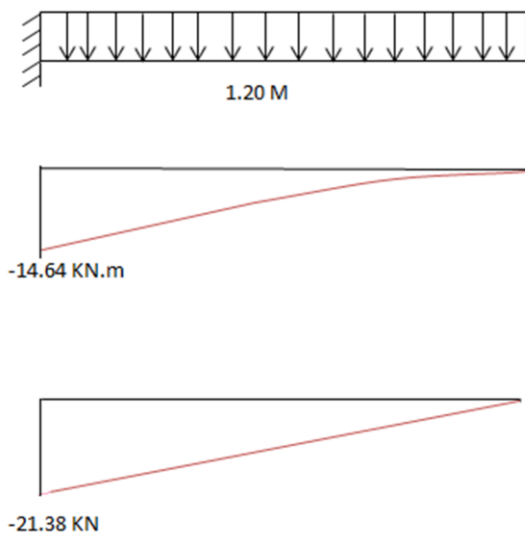


Figure III.14. Diagramme des sollicitations à l'ELU

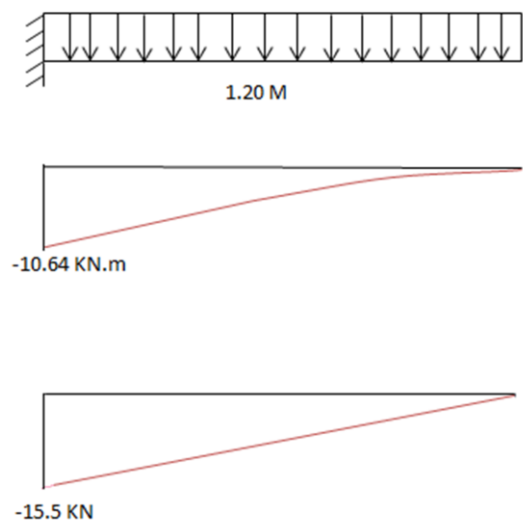


Figure III.15. Diagramme des sollicitations à l'ELS

III.4.2. Ferrailage de la console :

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

III.4.2.1. Armature principale :

$b = 0.9m,$

$h = 15 \text{ cm},$

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

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

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

• **Calcul de μ_{lu} :**

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

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

$$\mu_{bu} = 0.063 < \mu_{lu} = 0.29$$

(Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).

On utilise la méthode simplifiée

• **Calcul de Z_b :**

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 135 \times [1 - 0.6 \times (0.063)]$$

$$Z_b = \mathbf{12.99 \text{ cm}}$$

Calcul de A_l :

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{14.64 \times 10^6}{129.9 \times 348} = \mathbf{3.24 \text{ cm}^2}$$

Soit: **5HA12 = 5.65 cm²** Avec : $S_t = \frac{90}{5} = \mathbf{18 \text{ cm}}$

Armature de répartition :

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

Soit : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA10}$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.2.2. Vérifications :

III.4.2.2.1. Vérification à l'ELU :

1) Condition de non fragilité :

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

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 13.5 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.47 \text{ cm}^2}$$

$$\begin{cases} A_l = 5.65 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \implies \text{(cv)} \\ A_r = 3.02 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \implies \text{(cv)} \end{cases}$$

2) Vérification de disposition des armatures :

• **Armatures longitudinales :**

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

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

$$S_t = \mathbf{25 \text{ cm}} < \mathbf{33 \text{ cm}} \implies \text{(c v)}$$

- **Armature de répartition :**

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

$$S_t = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow (c v)$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad V_u = 21.38 \text{ KN}$$

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.4.2.2.2. Vérification à L'ELS :

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

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

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

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

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

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

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

Tableau III.11. Vérification des Contrainte de compression dans le béton

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
10.64	5.65	9552.6	4.19	4.67	15	C.V

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$1) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \quad \frac{A_s}{b d} \leq \frac{4.2}{f_c}$$

$$3) \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

Avec :

L : la portée entre nus d'appui.

M = M₀ : moment maximum en travée.

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.4.2.3. 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 :

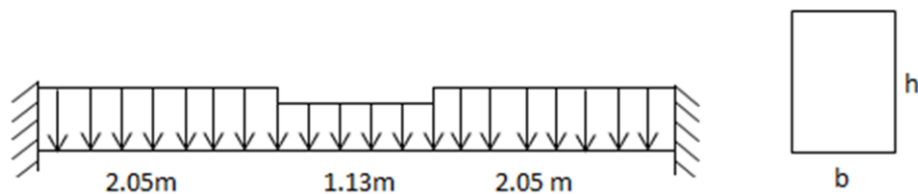


Figure III.16.: Schéma Statique de la poutre brisée (escalier type 01)

La poutre brisée se calcule à ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.4.2.3.1. PREDIMENSIONNEMENT :

1) Selon le CBA 93 : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ et $0,3h \leq b \leq 0,7h$

$L_{\max} = 5.23 \text{ m} \Rightarrow 34.87 \text{ cm} \leq h \leq 52.3 \text{ cm} \quad \mathbf{h = 35 \text{ cm}}$

$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \quad \mathbf{b = 25 \text{ cm}}$

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.4.2.3.2. Ferrailage de la poutre brisée :

III.4.2.3.2.1. 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} <i>KN</i>	M_u^{max} <i>(KN.m)</i>	μ_{bu}	Z <i>(cm)</i>	σ_s	$As(cm^2)$ <i>calculée</i>	$As(cm^2)$ <i>adoptée</i>	<i>Choix</i>
<i>Travée</i>	0	30.54	0.087	30.07	348	2.92	4.62	3HA14
<i>Appui</i>	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 :

$$\phi_t \leq \min \begin{cases} \frac{h}{35} = 1 \\ g_t = 12 \\ \frac{b}{10} = 2.5 \end{cases} \Rightarrow \phi_t = 10mm. \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1,01cm^2$$

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.4.2.3.2.2. VERIFICATIONS DIVERS:

1) A L'ELU

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

$$A_s \geq 0,23.A_{s \text{ min}} = 0,23b.d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 4,62 \end{cases} \geq 0,23 \times 25 \times 0,9 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow \begin{cases} 4,62 \\ 6,88 \end{cases} > 0,86cm^2 \dots\dots\dots CV$$

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

$$\tau_U = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{74.4 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,315} = 0.94 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} 0,13 \cdot f_{c28} = 3,33 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \dots\dots\dots \text{CV 2)}$$

A L'ELS

• **Vérification de contrainte de béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau III.13. Vérification de contrainte de béton

	M_{ser}	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	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) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{523} = 0,067 > 0,063 \dots\dots\dots \text{CV}$

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,033 \dots\dots\dots \text{CV}$

3) $\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{25 \times 31.5} = 0,006 \leq 0,011 \dots\dots\dots \text{CV}$

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

III.4.3.Escalier type 2 : (escalier duplexe)

Tableau III.14. Le chargement de la rampe

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	Pu (KN/m²)	Pser (KN/cm²)
Volée	8.56	2,50	15.306	11.06
Palier	5.49	2,50	11.20	7.99

III.4.3.1. Les schémas statiques :

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

• **A L'ELU**

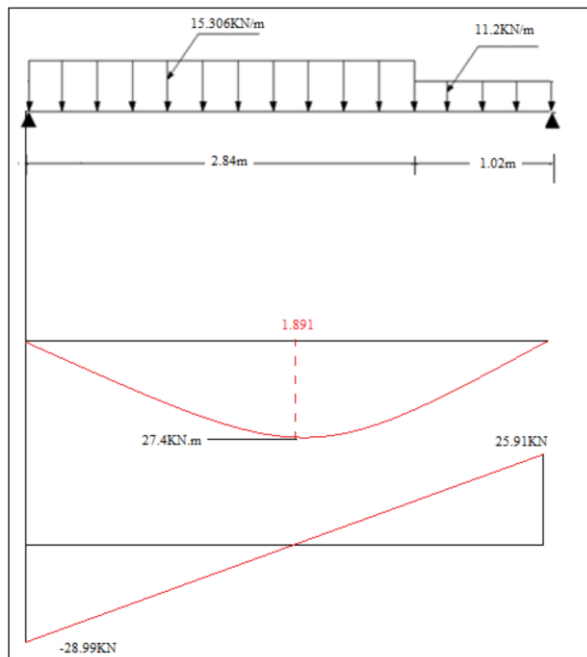


Figure III.17. Le schéma statique à L'ELU (escalier type 02)

• **A L'ELS**

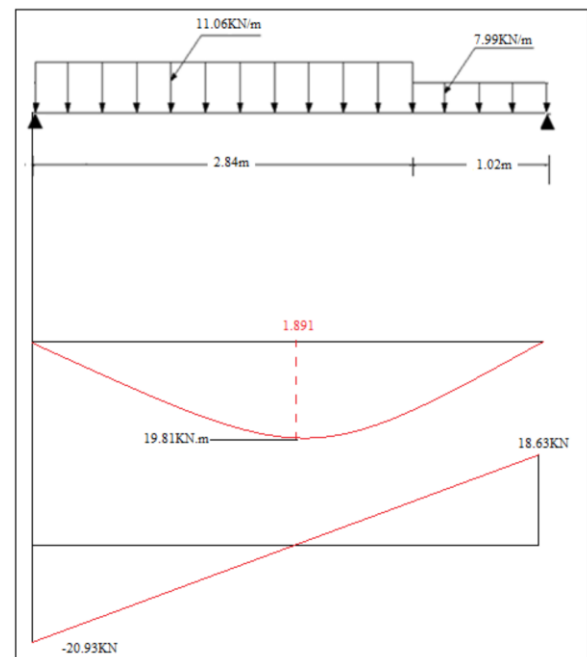


Figure III.18. Le schéma statique à L'ELS (escalier type 02)

III.4.3.2. 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
$M_{Z_{max}}$ (KN .m)	27.4	19.81
M_a (KN.m)	-8.22	-5.943
M_t (KN.m)	23.29	16.84

III.4.3.3. 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

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

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

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

III.4.3.3.1. Armature principale :

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

1) En travée :

- **Calcul de μ_{bu} :**

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

$$\mu_{bu} = \frac{23.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.09$$

- **Calcul de μ_{lu} :**

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ser}} = \frac{23.29}{16.84} = 1.383$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_{c28}) - 3050] \cdot 10^{-4} \quad \mu_{lu} = 0.293$$

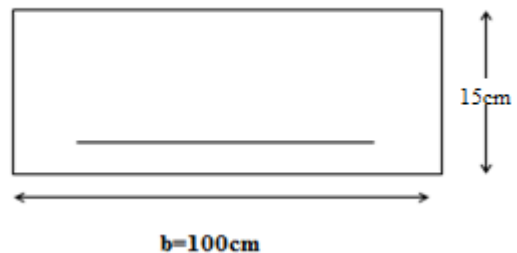
$$\mu_{bu} = 0.09 < \mu_{lu} = 0.293 \Rightarrow \text{(Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < 0.285 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée.}$$

- **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} :**

$$A_{st} = \frac{M_{tu}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{23.29 \times 10}{0.128 \times 348} = 5.23 \text{ cm}^2$$

On prend : **5HA12 = 5.65 cm²** $S_t = 20 \text{ cm}$

Tableau III.17. Résultats du calcul des Sections d'armatures en Travée

	$M_{tu}^t(\max)$ [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} :**

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{ser}} = \frac{8.22}{5.943} = 1.383$$

$\mu_{bu} = 0.032 < \mu_{lu} = 0.293 \Rightarrow$ **(Pas d'armatures comprimées $A' = 0$).**

$\mu_{bu} = 0.032 < 0.285 \Rightarrow$ 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} :**

$$A_{sa} = \frac{M_{au}(\max)}{Z_b f_{ed}} = \frac{8.22 \times 10}{0.132 \times 348} = 1.79 \text{ cm}^2$$

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

Tableau III.18. Résultats du calcul des Sections d'armatures en appuis

	$M_{au}^a(\max)$ [kN.m]	μ_{bu}	Z [cm]	A_{sa} [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.4.3.3.2. Armatures de répartition :

- En travée : $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.413 \text{ cm}^2$
 - En appuis : $A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2$
- $\Rightarrow A_r = 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA } 10 \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.3.4. Vérification à L'ELU :**III.4.3.4.1. Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1/BAEL99).**

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

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

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

III.4.3.4.2. Vérification de l'effort tranchant:

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

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

$$V_u^{\max} = 28.99 \text{ KN} \implies \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0d} = \frac{28.99 \times 10^{-3}}{1000 \times 135} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.215 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.4.3.4.3. Vérification de l'adhérence aux appuis :

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

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = 1.52 \text{ MPa}$$

On a:

$$\tau_{se} = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- 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.4.3.4.4. 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

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

$$A = 3.93 \text{ cm}^2 \geq 0.33 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

III.4.3.4.5. 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 :

$$L_a = 0,4 L_s = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \quad (L_r : \text{longueur d'ancrage})$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b} = 39.3 \text{ cm} \dots\dots\dots cv$$

III.4.3.4.6. Etat limite d'ouverture des fissures :

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

III.4.3.5. Vérification à ELS :

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

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

III.4.3.5.1. 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	M_s [kN. m]	A_s (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.

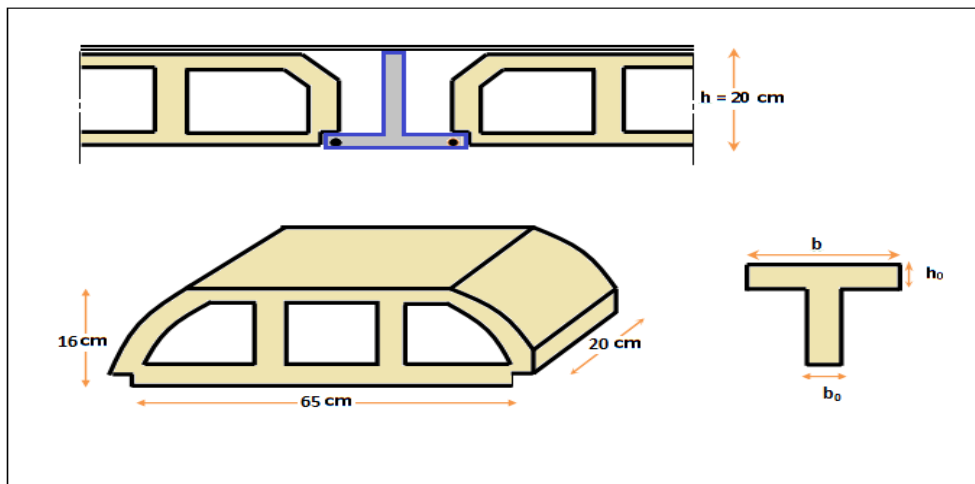


Figure III.19. Schéma coupe verticale du plancher

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.5.1.1. 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.5.1.2. 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**).

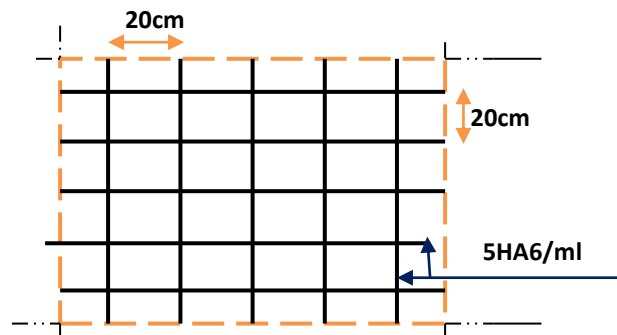


Figure III.20. Treillis soudés (20x20) cm^2

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.5.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont assimilées à une section en T. Ses dimensions comme suite (voir le deuxième chapitre) :

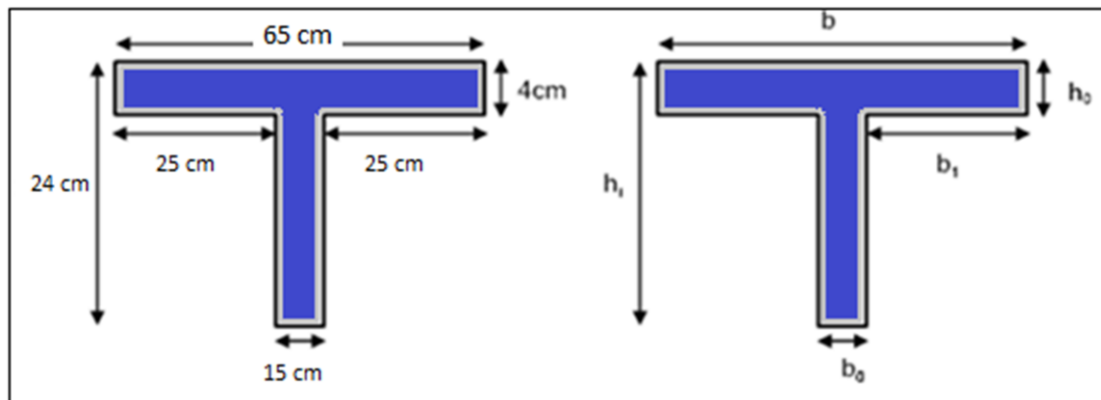


Figure III.21. Schéma d'une poutrelle

- $h_0 = 4 \text{ cm}$: 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.5.2.2. 1^{ère} 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.

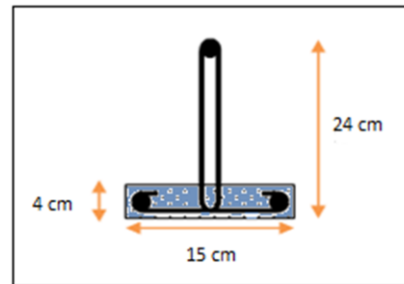


Figure III.22. Schéma de la nervure

III.5.2.2.1. 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	$0.65 \times 0.95 = 0.62$	
$G = 0.15 + 0.62 = 0.77$ KN/ml		$Q = 0.65$ KN/ml

- (Sens x-x) $L_{x_{max}} = 5.88\text{m}$: distance entre deux appuis des poutres dans le panneau le plus sollicité
- (Sens y-y) $L_{y_{max}} = 5.37\text{m}$: distance entre deux appuis des poutres dans le panneau le plus sollicité

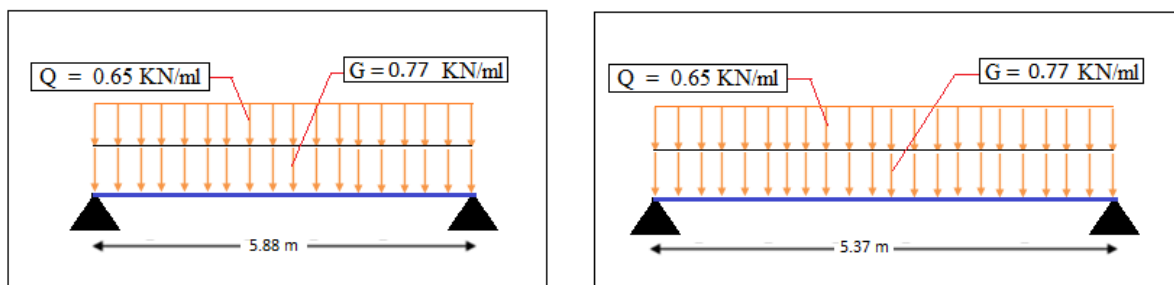


Figure III.23. Schéma des charges appliquées sur la poutrelle

III.5.2.2.2. 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:**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (0.77) + 1.5 (0.65) = \mathbf{2.01 \text{ KN/ml}}$$

$$q_{ser} = G + Q = 0.77 + 0.65 = \mathbf{1.42 \text{ KN/ml}}$$

- **Le moment en travée :**

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

	M_u	M_{ser}
Sens x-x	8.69 KN.m	6.14 KN.m
Sens y-y	7.25 KN.m	5.12 KN.m

- **L'effort tranchant :**

$$R_a = R_b = q \times \frac{l}{2}$$

	ELU	ELS
Sens x-x	$R_a = R_b = \mathbf{5.91 \text{ KN}}$	$R_a = R_b = \mathbf{4.17 \text{ KN}}$
Sens y-y	$R_a = R_b = \mathbf{5.4 \text{ KN}}$	$R_a = R_b = \mathbf{3.81 \text{ KN}}$

- **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 x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{8.69 \times 10^6}{150 \times (36)^2 \times 14.2} = 3.15$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{8.69}{6.14} = 1.42$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(f_c 28) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.306$$

$$\mu_{lu} = 0.306 \quad (\text{tableau des moments réduits - 2.3.1 - BAEL91})$$

$$\mu_{bu} > \mu_{lu} \quad \text{La section est doublement armée } (A' \neq 0)$$

- b) **Sens y-y :**

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{7.25 \times 10^6}{150 \times (36)^2 \times 14.2} = 2.63$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{7.25}{5.12} = 1,416$$

$$\mu_{lu} = [3440(\gamma) + 49(fc28) - 3050].10^{-4} = 0,306$$

$\mu_{bu} > \mu_{lu} \quad \Rightarrow$ 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 étalements sous poutrelles destinées à supporter les charges et les sur charges avant le coulage du béton.

III.5.2.3. 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.5.2.3.1. 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 :

Tableau III.21. Les charges supportées par la poutrelle

	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	7.19	5.25
Étage courant	5.6	1.5	3.64	0.98	6.38	4.62

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 : $q_u = 7.19 \text{ KN/m}$ 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.5.2.3.2. 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.

➤ **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 :

$$1) \left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G. \\ \text{Ou} \\ Q \leq 5 \text{ kN/m}^2. \end{array} \right.$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \end{array} \right.$$

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.

➤ **Principe 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.

a. Exposé de la méthode

- **Moment sur appuis**

$$M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

$$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)} \dots\dots\dots \text{Appuis intermédiaires}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

• **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'appui considérée.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui 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.

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.5.2.4. Application de la méthode forfaitaire :

$$1) \quad Q = 0.65 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 5 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 14.16 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Sens y-y

Ln-1	Ln	Ln+1	Ln / Ln-1	Ln / Ln+1	observation
5.37	3.72	4.6	0.69	0.81	cnv
3.72	4.6	3.4	1.24	1.35	cnv

Remarque : Si la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée on doit passer à une autre méthode (la méthode de Caquot).

III.5.2.5. Application de la méthode Caquot :

$$G=4,60kN$$

$$Q=0,65kN/ml$$

La méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée c'est-à-dire: Le rapport de longueur entre deux portées successives n'est pas vérifiée, donc, on utilise la méthode de **CAQUOT**.

III.5.2.5.1. Poutrelles à quatre travées :

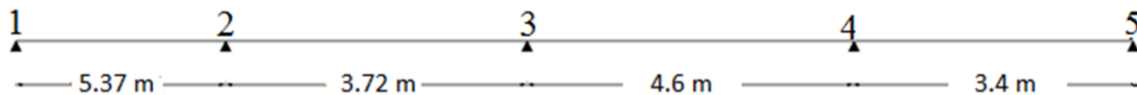


Figure III.24. Schéma d'une poutrelle à quatre travées

a) Les moments sur appuis :

$$M_q = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$$

$$M_1 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - \frac{7.19 \times 5.37^3 + 7.19 \times 2.976^3}{8.5 (5.37 + 2.976)} = -18.36 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - \frac{7.19 \times 2.976^3 + 7.19 \times 3.68^3}{8.5 (2.976 + 3.68)} = -9.68 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - \frac{7.19 \times 3.68^3 + 7.19 \times 3.4^3}{8.5 (3.68 + 3.4)} = -10.65 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0 \text{ KN.m}$$

b) Les moments en travée :

$$M_t = M_w - V_w \cdot x - \frac{q X^2}{2}$$

$$\left\{ V_w = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \right.$$

$$V_e = V_w + q l$$

$$X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

Travée A : $M_w = 0$; $M_e = -18.36$ KN.m ; $L = 5.37$ m

$$V_w = -\frac{7.19 \times 5.37}{2} + \frac{(-18.36 - 0)}{5.37} = -15.89 \text{ KN}$$

$$V_e = -15.89 + (7.19 \times 5.37) = 22.72 \text{ KN}$$

$$X_0 = (-(-15.89 / 7.19)) = 2.21 \text{ m}$$

$$M_t = 0 - (-15.89 \times 2.21) - \left(\frac{7.19 \times 2.21^2}{2} \right) = 17.56 \text{ KN.m}$$

Travée B : $M_w = -18.36$; $M_e = -9.68$ KN.m ; $L = 3.72$ m

$$V_w = -\frac{7.19 \times 3.72}{2} + \frac{(-9.68 + 18.36)}{3.72} = -15.71 \text{ KN}$$

$$V_e = -15.71 + (7.19 \times 3.72) = 11.04 \text{ KN}$$

$$X_0 = (-(-15.71 / 7.19)) = 2.18 \text{ m}$$

$$M_t = -18.36 - (-15.71 \times 2.18) - \left(\frac{7.19 \times 2.18^2}{2} \right) = -1.19 \text{ KN.m}$$

Travée C : $M_w = -9.68$; $M_e = -10.65$ KN.m ; $L = 4.6$ m

$$V_w = -\frac{7.19 \times 4.6}{2} + \frac{(-10.65 + 9.68)}{4.6} = -16.33 \text{ KN}$$

$$V_e = -16.33 + (7.19 \times 4.6) = 16.74 \text{ KN}$$

$$X_0 = (-(-16.74 / 7.19)) = 2.27 \text{ m}$$

$$M_t = -9.68 - (-16.74 \times 2.27) - \left(\frac{7.19 \times 2.27^2}{2} \right) = 8.86 \text{ KN.m}$$

Travée D : $M_w = -10.65$; $M_e = 0$ KN.m ; $L = 3.4$ m

$$V_w = -\frac{7.19 \times 3.4}{2} + \frac{(0 + 10.65)}{3.4} = -15.36 \text{ KN}$$

$$V_e = -15.36 + (7.19 \times 3.4) = 9.09 \text{ KN}$$

$$X_0 = (-(-15.36 / 7.19)) = 2.14 \text{ m}$$

$$M_t = -10.65 - (-15.36 \times 2.14) - \left(\frac{7.19 \times 2.14^2}{2} \right) = 5.76 \text{ KN.m}$$

À l'ELU :

✓ en appuis

Tableau III.22. Les longueurs de travées fictives

Appuis	q _w	q _e	L' _w	L' _w ³	L' _e	L' _e ³	L _w	L _e	Ma
1	0	7.19	0	0	5.37	154.85	0	5.37	0
2	7.19	7.19	5.37	154.85	2.976	26.36	5.37	3.72	-18.36
3	7.19	7.19	2.976	26.36	3.68	49.84	3.72	4.6	-9.68
4	7.19	7.19	3.68	49.84	3.4	39.304	4.6	3.4	-10.65
5	7.19	0	3.4	39.304	0	0	3.4	0	0

✓ En travée :

Tableau III.23. Les moments sur appuis à gauche et à droite et les efforts tranchants

Travée	M _w	M _e	L	q	V _w	V _e	X ₀	M _t
A	0	-18.36	5.37	7.19	-15.89	22.72	2.21	17.56
B	-18.36	-9.68	3.72	7.19	-15.71	11.04	2.18	-1.19
C	-9.68	-10.65	4.6	7.19	-16.33	16.74	2.27	8.86
D	-10.65	0	3.4	7.19	-15.36	9.09	2.14	5.76

À l'ELS :

✓ en appuis :

Tableau III.24. Les longueurs de travées fictives

Appuis	q _w	q _e	L' _w	L' _w ³	L' _e	L' _e ³	L _w	L _e	Ma
1	0	5.25	0	0	5.37	154.85	0	5.37	0
2	5.25	5.25	5.37	154.85	2.976	26.36	5.37	3.72	-13.41
3	5.25	5.25	2.976	26.36	3.68	49.84	3.72	4.6	-7.07
4	5.25	5.25	3.68	49.84	3.5	39.304	4.6	3.4	-7.78
5	5.255	0	3.4	39.304	0	0	3.4	0	0

✓ En travée :

Tableau III.25. Les moments sur appuis de gauche et de droite et les efforts tranchants

Travée	M _w	M _e	L	q	V _w	V _e	X ₀	M _t
A	0	-13.41	5.37	5.25	-11.6	16.59	2.21	12.82
B	-13.41	-7.07	3.72	5.25	-11.47	8.06	2.18	-0.88
C	-7.07	-7.78	4.6	5.25	-11.92	12.23	2.27	6.45
D	-7.78	0	3.4	5.25	-11.21	6.64	2.14	4.19

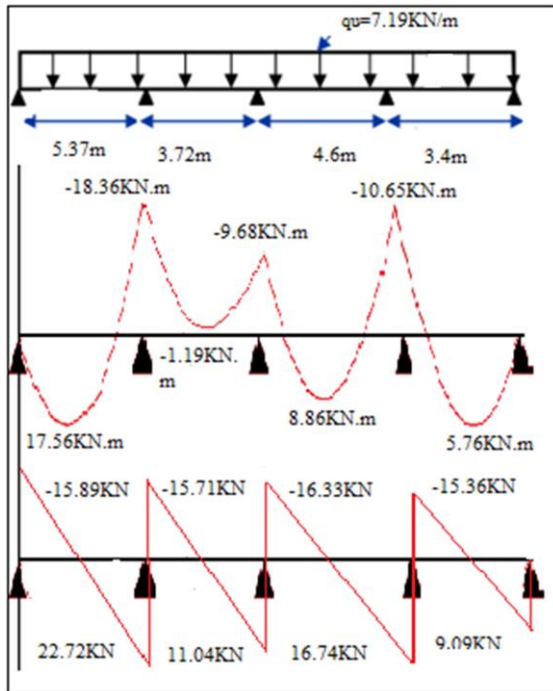


Figure III.25.les moments et les efforts tranchants à l'ELU

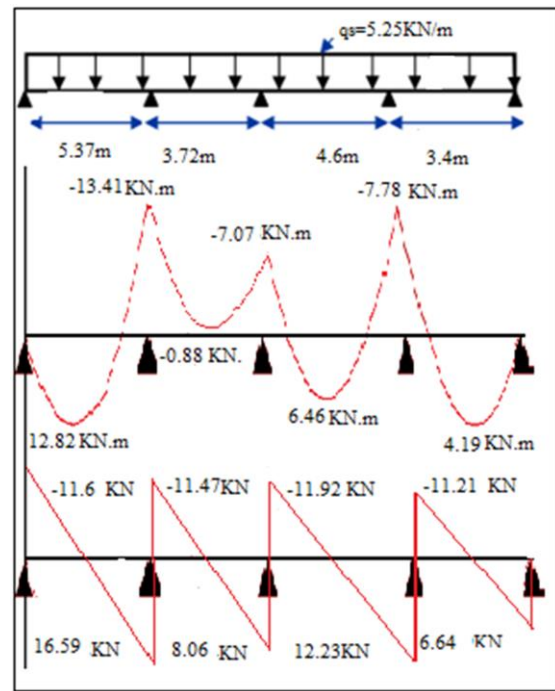


Figure III.26.les moments et les efforts tranchants à l'ELS

III.5.2.5.1.1. Ferrailage des poutrelles :
Calcul des armatures :

➤ **En travée**

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{H_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.4 \times (0.216 - 0.02) = 72.4 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 17.56 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.4 \text{ KN.m}$$

Si $M_u < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. on calcul une section rectangulaire $b \times h$.

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

$$\mu_{bu} = \frac{17.56 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$\alpha = 0.052$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.216 (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.21 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{17.21 \times 10^6}{210 \times 348} = 2.4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 21.6 \times 65 \times \frac{2.1}{400} = 1.7 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.7 \text{ cm}^2 \implies \text{(cv)} \text{ On adopte } \mathbf{3HA12} \text{ avec } \mathbf{A= 3.39 \text{ cm}^2}$$

➤ En appuis

$$M_u = -18.36 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.4 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{18.36 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.185$$

$$\alpha = 0.257$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.216 (1 - 0.4 \times 0.257) = 0.193 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.73 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.39 \text{ cm}^2 \implies \text{(cv)} \text{ On adopte } \mathbf{2HA14} \text{ avec } \mathbf{A= 3.08 \text{ cm}^2}$$

III.5.2.5.1.2. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_1 ; b_0/10) = 6.86 \text{ mm}^2$$

On adopte un épingle **2Φ8** avec $A=1.01 \text{ cm}^2$

III.5.2.5.1.3. Espacement S_t :

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

$$S_t \leq \min (19.44 ; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = 67.33 \text{ cm}$$

On opte $S_t=15 \text{ cm}$

III.5.2.5.1.4. Vérification à l'ELU :**A) Vérification au cisaillement (Art III .2 /BAEL 91) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{22.72 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.216} = 0.7 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times (f_{c28}/\gamma_b) ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

b). Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

on a $V_u = 22.72$ KN

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (f_{c28} / \gamma_b) \times \alpha \times b_0 ; \text{ avec : } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (25/1.5) \times 0.9 \times 216 \times 150 = 194.4 \text{ KN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \dots\dots\dots \text{ CV}$$

c) 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.

$$\sum U_i = 3.14 \times 2 \times 14 = 87.92 \text{ mm}$$

n : Nombre des barres.

ϕ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{22.72 \times 10^3}{0.9 \times 216 \times 87.92} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{ CV}$$

d) Influence sur les armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \geq \frac{1.15}{400} \left(22.72 + \frac{18.36}{0.9 \times 0.216} \right) = 0.34 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les Al)

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures

III.5.2.5.1.5. Vérification à l'ELS :**a) Etat limites d'ouverture des fissures**

La fissuration étant peu préjudiciable, pas de vérification.

b) Etat limite de compression

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \quad \text{avec} \quad \eta = 15$$

Les résultats après les calculs sont comme suit :

Tableau III.26. Les résultats contraints maximales dans le béton comprimé

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	12.22	3.39	16712.04	5.08	3.715	15	CV
Appui	-13.41	3.08	10977.2	8.86	10.82	15	CV

Dans l'acier: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e/\gamma = 348 \text{ MPa}$

En travée :

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 181.2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appui

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 233.45 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

c) Etat limite de déformation :

- 1) $\frac{h}{L} = \frac{24}{537} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$
- 2) $\frac{h}{L} = \frac{24}{537} = 0,04 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{12.22}{29.97} = 0,041 \rightarrow C.N.V$
- 3) $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{15 \times 21.6} = 0,0105 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.V$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

d) Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{g_v} + f_{P_i} - f_{g_i} - f_{j_i} < \Delta f_{\max} = 0.5(\text{cm}) + L/1000$$

- **Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g}{I_0} (d - y) = 245.84 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p}{I_0} (d - y) = 280.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gi} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 245.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ji} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 245.84 \text{ MPa}$$

- **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_{gv} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0.7$$

$$\mu_{pi} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0.69$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.7$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.7$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 42840.4158 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 42840.4158 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 43155.1548 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 42840.4158 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{g_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = 0.35 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = 1.03 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = 0.39 \text{ cm}$$

$$f_{j_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = 0.35 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 1.03 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 1.037 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.5.2.5.2. poutrelles à deux travées :

On travaille avec les charges du plancher étage courant:

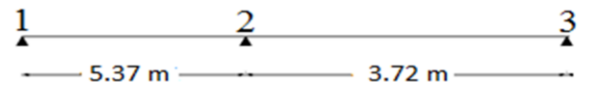


Figure III.27. Schéma d'une poutrelle à deux travées

- ✓ $G = 5.6 \text{ KN/m}^2$; $0.65 G = 3.64 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $0.65 Q = 0.98 \text{ KN/m}^2$
 - à l'ELU : $q_u = 1.35 (3.64) + 1.5 (0.98) = 6.38 \text{ KN/m}$
- ✓ en appuis

Tableau III.27. Les longueurs de travées fictives

Appuis	qw	qe	L'w	L'w ³	L'e	L'e ³	Lw	Le	Ma
1	0	6.38	0	0	5.37	154.85	0	5.37	0
2	6.38	6.38	5.37	154.85	3.72	51.48	5.37	3.72	-17.04
3	6.384	0	3.72	51.48	0	0	3.72	0	0

- ✓ En travée :

Tableau III.28. Les moments sur appuis à gauche et à droite et les efforts tranchants

Tavée	Mw	Me	L	Q	Vw	Ve	X ₀	Mt
A	0	-17.04	5.37	6.38	-13.96	20.3	2.19	15.27
B	-17.04	0	3.72	6.38	-16.45	7.28	2.58	4.22

- à l'ELS :

- ✓ en appuis

Tableau III.29. Les longueurs de travées fictives

Appuis	qw	qe	L'w	L'w ³	L'e	L'e ³	Lw	Le	Ma
1	0	4.615	0	0	5.37	154.85	0	5.37	0
2	4.615	4.615	5.37	154.85	3.72	51.48	5.37	3.72	-12.32
3	4.615	0	3.72	51.48	0	0	3.72	0	0

✓ En travée :

Tableau III.30. Les moments sur appuis à gauche et à droite et les efforts tranchants

Tavée	Mw	Me	L	Q	Vw	Ve	X ₀	Mt
A	0	-12.32	5.37	4.615	-10.1	14.68	2.19	11.05
b	-12.32	0	3.72	4.615	-11.9	5.27	2.58	3.02

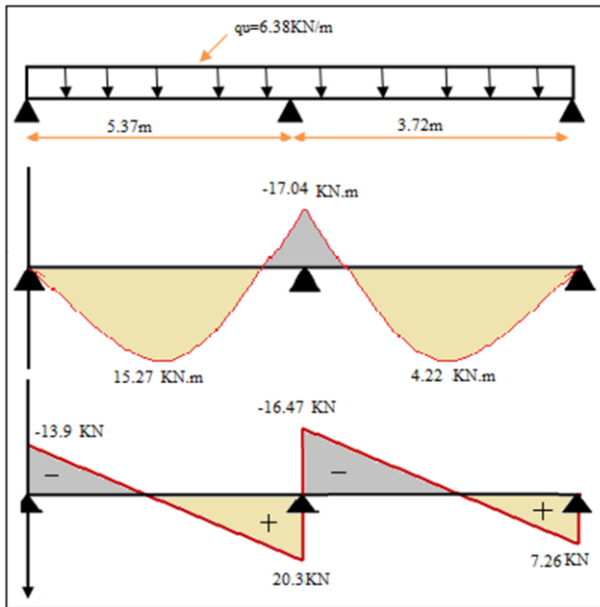


Figure III.28. les moments et les efforts tranchants à l'ELU

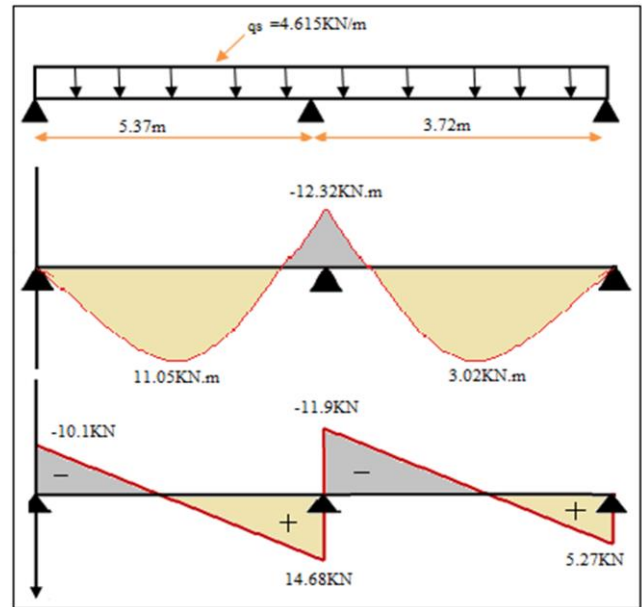


Figure III.29. les moments et les efforts tranchants à l'ELS

III.5.2.5.2.1. Ferrailage à l'ELU :

➤ **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{H_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.4 \times (0.216 - 0.02) = 72.4 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 15.27 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.4 \text{ KN.m}$$

Si $M_u < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée,, l'axe neutre est dans la table de compression. on calcul une section rectangulaire b x h .

Tableau III.31. Ferrailage en travée

	Mt (KN.m)	u	α	Z (m)	A _t	A _{min}	Observation
Travée	15.27	0.036	0.046	0.212	2.07	1.7	cv

$$A_t = 2.07 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.7 \text{ cm}^2 \implies \text{(cv) On adopte 3HA12 avec } A = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis :**

Tableau III.32. Ferrailage en appuis

	Mt (KN.m)	u	α	Z (m)	Aa	Amin	Observation
Appuis	-17.04	0.17	0.237	0.196	2.5	0.39	cv

$$A_a = 2.5 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.39 \text{ cm}^2 \implies (\text{cv}) \text{ On adopte } \mathbf{2HA14} \text{ avec } \mathbf{A= 3.08 \text{ cm}^2}$$

III.5.2.5.2.2. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_1 ; b_0/10) = 6.86 \text{ mm}^2$$

On adopte un épingle **2Φ8** avec $A=1.01 \text{ cm}^2$

III.5.2.5.2.3. Espacement S_t

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

$$S_t \leq \min (19.44 ; 40 \text{ cm}) = 19.44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = 67.33 \text{ cm}$$

On opte $S_t=15 \text{ cm}$

III.5.2.5.2.4. Vérification à l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{20.3 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.216} = \mathbf{0.63 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times (f_c/28 / \gamma_b) ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

on a $V_u = 20.3 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (f_c/28 / \gamma_b) \times \alpha \times b_0 ; \text{ avec : } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (25/1.5) \times 0.9 \times 216 \times 150 = 194.4 \text{ KN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

c) 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.

$$\sum U_i = 3.14 \times 2 \times 14 = 87.92 \text{ mm}$$

n : Nombre des barres.

φ : diamètre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{20.3 \times 10^3}{0.9 \times 216 \times 87.92} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{CV}$$

d) Influence sur les armatures longitudinales :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \geq \frac{1.15}{400} \left(20.3 + \frac{17.04}{0.9 \times 0.216} \right) = 0.31 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les Al)

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures

III.5.2.5.2.5. Vérification à l'ELS :**a) Etat limites d'ouverture des fissures**

La fissuration étant peu préjudiciable, pas de vérification.

b) Etat limite de compression

$$\text{Dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \quad \text{avec } \eta = 15$$

Les résultats après les calculs sont comme suit :

Tableau III.33. Les résultats contraints maximales dans le béton comprimé

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I(cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
Travée	11.05	3.39	16712.04	5.08	3.36	15	CV
Appui	-12.32	3.08	10977.2	8.86	9.94	15	CV

Dans l'acier: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e/\gamma = 348 \text{ MPa}$

En travée

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 163.84 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appuis

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 214.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

c) Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{24}{537} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{24}{537} = 0,04 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{15.27}{22.99} = 0,066 \rightarrow \text{C.V}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{15 \times 21.6} = 0,0105 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{C.V}$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

d) Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{g_v} + f_{P_i} - f_{g_i} - f_{j_i} < \Delta f_{\max} = 0.5(\text{cm}) + L/1000$$

• **Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g}{I_0} (d - y) = 299.5 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p}{I_0} (d - y) = 380 \text{MPa}$$

$$\sigma_{gi} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 299.5 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ji} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 245.84 \text{MPa}$$

- **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_{gv} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0.75$$

$$\mu_{pi} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0.8$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.75$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.18$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = 1.49 \text{Mpa}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 41333.1615 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 27013.2622 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 39928.3620 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1.1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 53813.9262 \text{ cm}^4$$

- **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0.44 \text{cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_v}^g} = 1.3 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^P} = 0.46 \text{ cm}$$

$$f_{j_i} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_i}^g} = 0.29 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 1.03 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 1.037 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$

III.5.2.5.3. Poutrelle à une seule travée :

- Terrasse accessible :
 - ✓ $G = 4.6 \text{ KN/m}^2$; $0.65 G = 2.99 \text{ KN/m}^2$
 - ✓ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $0.65 Q = 0.98 \text{ KN/m}^2$
- Etage courant :
 - ✓ $G = 5.6 \text{ KN/m}^2$; $0.65 G = 3.64 \text{ KN/m}^2$
 - ✓ $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $0.65 Q = 0.98 \text{ KN/m}^2$

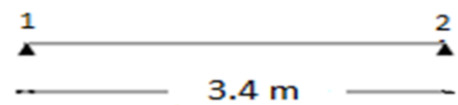


Figure III.30. Schéma d'une poutrelle à une travée

On travaille avec le plancher étage courant.

- à l'ELU : $qu = 1.35 (3.64) + 1.5 (0.98) = 6.384 \text{ KN/m}$
- ✓ en appuis

Tableau III.34. Les longueurs de travées fictives

Appuis	qw	qe	L'w	L'w ³	L'e	L'e ³	Lw	Le	Ma
1	0	6.384	0	0	3.4	39.304	0	3.4	0
2	6.384	0	3.4	39.304	0	0	3.4	0	0

- ✓ En travée :

Tableau III.35. Les moments sur appuis à gauche et à droite et les efforts tranchants

Tavée	Mw	Me	L	Q	Vw	Ve	X ₀	Mt
A	0	0	3.4	6.384	-10.853	10.853	1.7	9.225

- à l'ELS :
- ✓ en appuis

Tableau III.36. Les longueurs de travées fictives

Appuis	qw	qe	L'w	L'w ³	L'e	L'e ³	Lw	Le	Ma
1	0	4.62	0	0	3.4	39.304	0	3.4	0
2	4.62	0	3.4	39.304	0	0	3.4	0	0

- ✓ En travée :

Tableau III.37. Les moments sur appuis à gauche et à droite et les efforts tranchants

Tavée	Mw	Me	L	Q	Vw	Ve	X ₀	Mt
A	0	0	3.4	4.62	-7.854	7.854	1.7	6.676

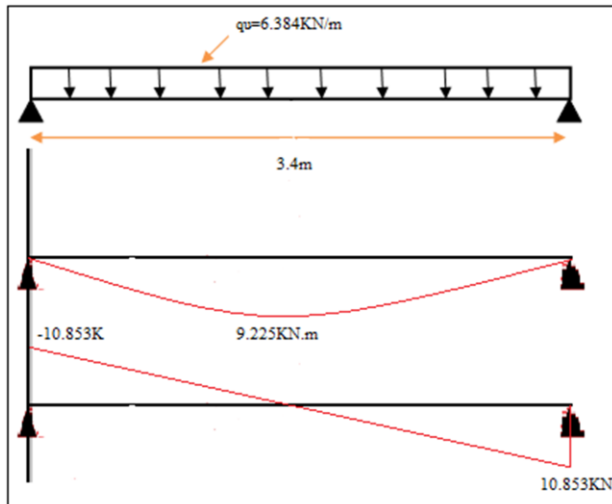


Figure III.31.les moments et les efforts tranchants à l'ELU

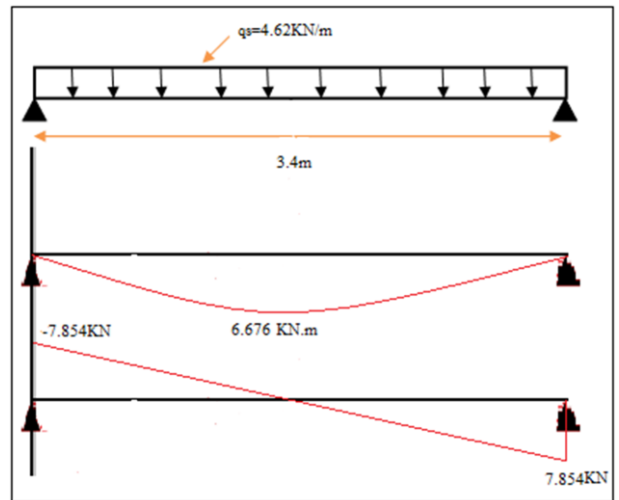


Figure III.32.les moments et les efforts tranchants à l'ELS

III.5.2.5.3.1. Ferrailage à l'ELU :

➤ En travée :

Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{H_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.4 \times (0.216 - 0.02) = 72.4 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 9.225 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72.4 \text{ KN.m}$$

Si $M_u < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée,, l'axe neutre est dans la table de compression. on calcul une section rectangulaire $b \times h$.

Tableau III.38. Ferrailage en travée

	Mt (KN.m)	u	α	Z (m)	At	Amin	Observation
Travée	9.225	0.021	0.026	213.7	1.24	1.7	cnv

Donc on fait le ferrailage avec A_{min}

On adopte **3HA10** avec $A=2.36 \text{ cm}^2$

III.5.2.5.3.2. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_1 ; b_0/10) = 6.86 \text{ mm}^2$$

On adopte un épingle **2Φ8** avec $A=1.01 \text{ cm}^2$

III.5.2.5.3.3. Espacement S_t

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

$$S_t \leq \min (19.44 ; 40\text{cm}) = 19.44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_{te}}{0.4 \cdot b_0} = 67.33\text{cm}$$

On opte $S_t=15\text{cm}$

III.5.2.5.3.4. Vérification à l'ELU :

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

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = \frac{7.854 \times 10^{-3}}{0.15 \times 0.216} = \mathbf{0.242 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 \times (f_{c28}/\gamma_b) ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

b) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

on a $V_u = 7.854 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (f_{c28} / \gamma_b) \times \alpha \times b_0 ; \text{ avec : } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times (25/1.5) \times 0.9 \times 216 \times 150 = 194.4 \text{ KN}$$

$$V_u < \bar{V}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.5.2.5.3.5. Vérification à l'ELS :

a) Etat limites d'ouverture des fissures

La fissuration étant peu préjudiciable, pas de vérification.

b) Etat limite de compression

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \sigma_{bc} = K y$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2 + \eta A'_s (y - d')^2 \quad \text{avec} \quad \eta = 15$$

Les résultats après les calculs sont comme suit :

Tableau III.39. Les résultats contraintes maximales dans le béton comprimé

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	
Travée	9.225	2.36	16712.04	5.08	3.36	15	CV

Dans l'acier: $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = f_e/\gamma = 348 \text{ MPa}$

En travée

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 163.84 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

En appuis

$$\sigma_{st} = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d - y) = 214.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

c) Etat limite de déformation :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{24}{340} = 0,07 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$2) \frac{h}{L} = \frac{24}{340} = 0,07 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{6.676}{6.676} = 0,1 \rightarrow \text{C.N.V}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{15 \times 21.6} = 0,0105 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{C.V}$$

d) Calcul de la flèche :

$$\Delta f_t = f_{g_v} + f_{P_i} - f_{g_i} - f_{j_i} < \Delta f_{\max} = L/500$$

• **Calcul des contraintes suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_g}{I_0} (d - y) = 77.99 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_p}{I_0} (d - y) = 110.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gi} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 77.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ji} = 15 \frac{M_j}{I_0} (d - y) = 56.57 \text{ MPa}$$

• **Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :**

$$\mu_{g_v} = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 0.31$$

$$\mu_{Pi} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 0.45$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.31$$

$$\mu_{gi} = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 0.18$$

• **Calcul des moments d'inertie fictifs :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \cdot \rho} = 1.49 \text{ Mpa}$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = 79269.3273 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = 79869.3273 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^P = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 52393.2772 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = 69013.5385 \text{ cm}^4$$

• **Calcul de flèche (total et admissible) :**

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0.023 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}^g} = 0.09 \text{ cm}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^P} = 0.05 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}^g} = 0.019 \text{ cm}$$

Donc $\Delta f_t = 0.098 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0.68 \text{ cm}$ **CV**

III.5.3. Schéma de ferrailage des poutrelles :

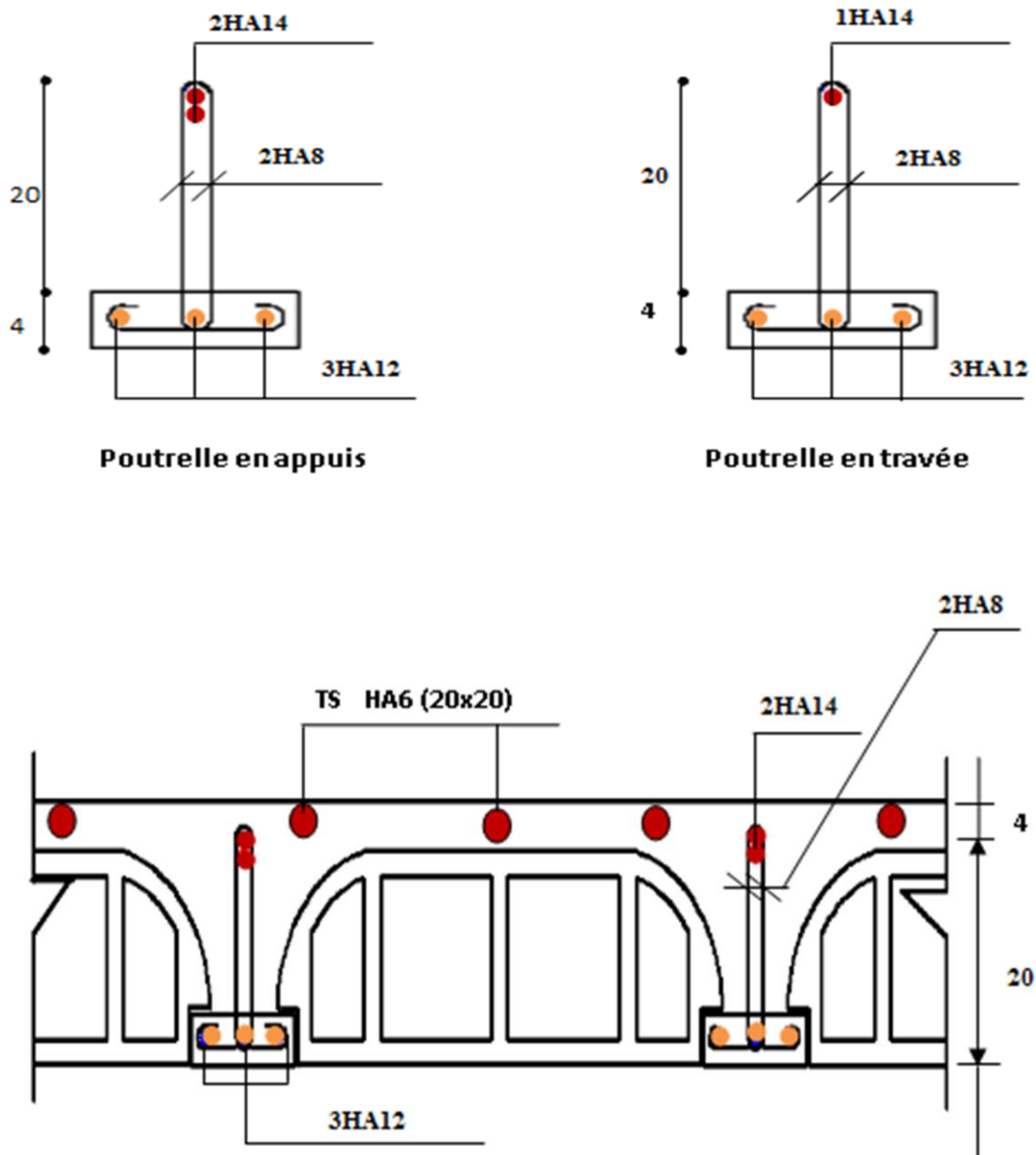


Figure III.33. schéma de ferrailage du plancher.

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.6.1.1. 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.6.1.2. 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. 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.

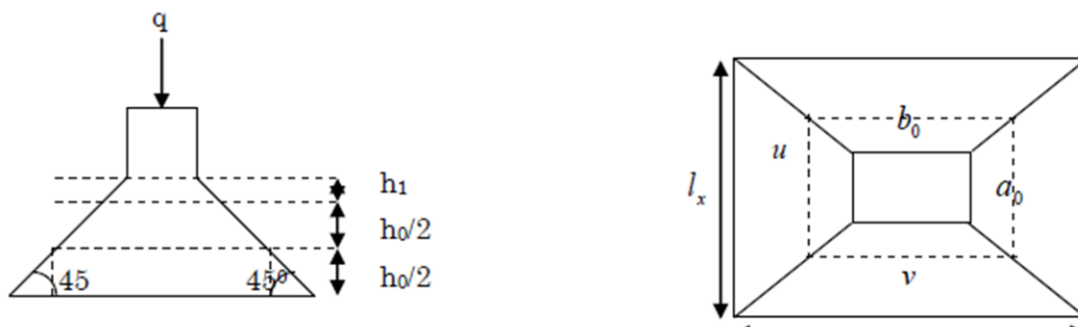


Figure III.34: Schéma représentant la surface d'impact

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.6.3. 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.40. Évaluation des charges

Combinaison	Charge répartie (KN/m ²)	Charge concentrée (KN)
ELU	9.74	68.85
ELS	7.1	51

III.6.4. 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 :

- ✓ $\nu = 0$ à l'ELU
- ✓ $\nu = 0.2$ 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 :**

$$\frac{u}{Lx} = \frac{1.1}{2.1} = 0.52 \Rightarrow \rho' = 0.52$$

$$M_1 = 0.0475 + \frac{0.0485 - 0.0475}{0.6 - 0.5} (0.6 - 0.52) = 0.0483$$

$$\Rightarrow M_1 = M_2 = 0.0483$$

➤ **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 : ($\nu = 0.2$)**

$$M_{x1} = (0.0483 + 0.2 \times 0.0483) 7.1 = 0.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.0483 + 0.2 \times 0.0483) 7.1 = 0.41 \text{ KN.m}$$

➤ **Dus à la charge concentrée :**

✓ Calcul de M_1 :

$$\frac{u}{Lx} = \frac{1.1}{2.1} = 0.52$$

$$\frac{v}{Ly} = \frac{1.1}{1.6} = 0.688$$

$$\Rightarrow M_1 = 0.097$$

✓ Calcul de M_2 :

$$\frac{u}{Lx} = \frac{1.1}{2.1} = 0.52$$

$$\frac{v}{Ly} = \frac{1.1}{1.6} = 0.688$$

$$\Rightarrow M_2 = 0.036$$

➤ **l'ELU : ($\nu = 0$)**

$$M_{x2} = 68.85 \times 0.036 = 2.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 68.85 \times 0.097 = 6.68 \text{ KN.m}$$

➤ **l'ELS : ($\nu = 0.2$)**

$$M_{x1} = (0.097 + 0.2 \times 0.036) 51 = 5.314 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0.036 + 0.2 \times 0.097) 51 = 2.86 \text{ KN.m}$$

Tableau III.41.calcul de M_1

	0.5	0.52	0.6
0.6	0.106	0.104	0.097
0.688	0.097		
0.7	0.098	0.096	0.090

Tableau III.42.calcul de M_2

	0.5	0.52	0.6
0.6	0.042	0.0416	0.04
0.688	0.036		
0.7	0.036	0.0356	0.034

III.6.5. La composition des moments à l'ELU ; l'ELS :

à l'ELU: $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.47 + 2.48 \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.47 + 6.68 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 2.95 \text{ KN.m} \\ M_y = 7.15 \text{ KN.m} \end{cases}$

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 :

$M^t = 0.75 M_0$

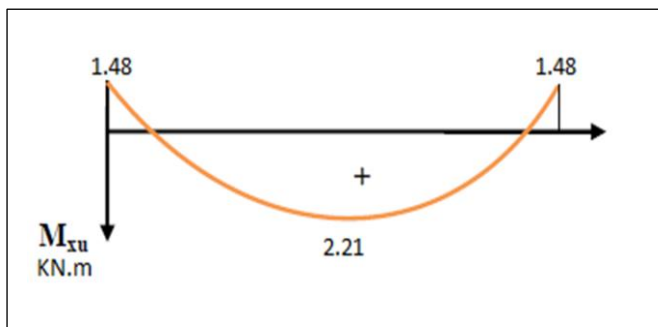
$M^a = 0.5 M_0$

Tableau III.43. Correction des moments :

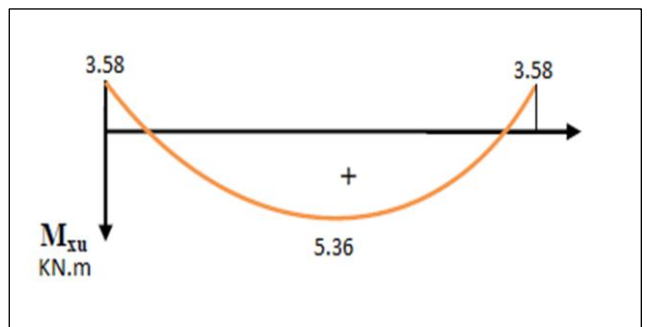
Combinaison	Mx (KN.m)	My (KN.m)	Mtr x (KN.m)	Mtr y (KN.m)	Ma x (KN.m)	Ma y (KN.m)
ELU	2.95	7.15	2.21	5.36	1.48	3.58
ELS	5.724	3.27	4.293	2.45	2.862	1.64

Les diagrammes des moments :

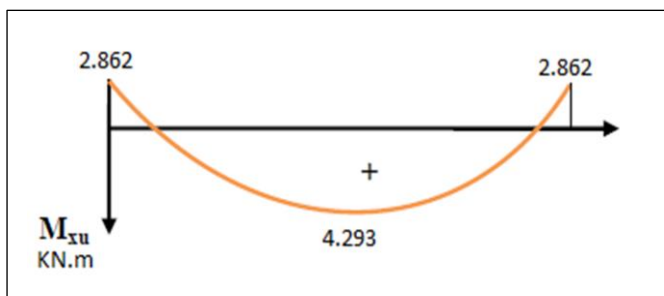
ELU : sens X-X



ELU : sens Y-Y



ELS : sens X-X



ELS : sens Y-Y

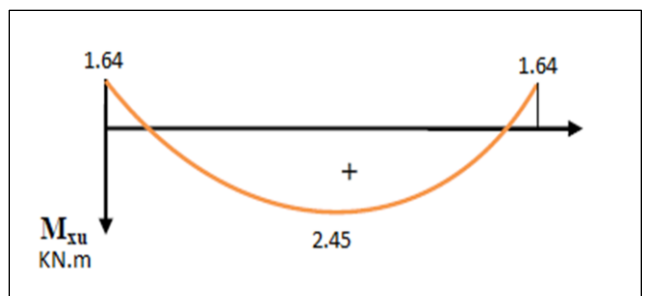


Figure III.35. Diagrammes des moments dans les deux sens.

III.6.6. Calcul des armatures en flexion simple :

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1 m .

Tableau III.44. 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.6.7. 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 :

$$Pu \leq 0.04 \times Uc \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (\text{CBA93. Art A5.2.4.2})$$

Uc : périmètre du rectangle d'impact.

$$Uc = 2 (u+v) = 2 (110+110) = 440 \text{ cm}$$

$$Pu \leq 0.04 \times 4.4 \times 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } Pu = 68.85 \leq 660 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

d) vérification des contraintes tangentielles :

$$\tau = \frac{Pu}{Uc \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\tau = \frac{68.85}{4.4 \times 0.18} = 0.123 \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{1.5} \times 25 = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

e) vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPA}$$

$$Vu = \frac{Qu}{3 \times a_0} = 28.69 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = 0.159 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

III.6.8.Vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} y$$

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

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

Tableau III.45. Vérification des contraintes dans le béton à L'ELS

Sens	position	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (Cm ⁴)	σbc (MPa)	σ _{bc} (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. $\frac{h}{Lx} > \frac{Mtrx}{20 X M0x} \Leftrightarrow 0.1 > 0.038 \dots\dots\dots CV$

2. $\frac{As}{b X d} \leq \frac{2}{fe} \Leftrightarrow 0.0022 < 0.005 \dots\dots\dots CV$

✓ Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.9.Schéma de ferrailage :

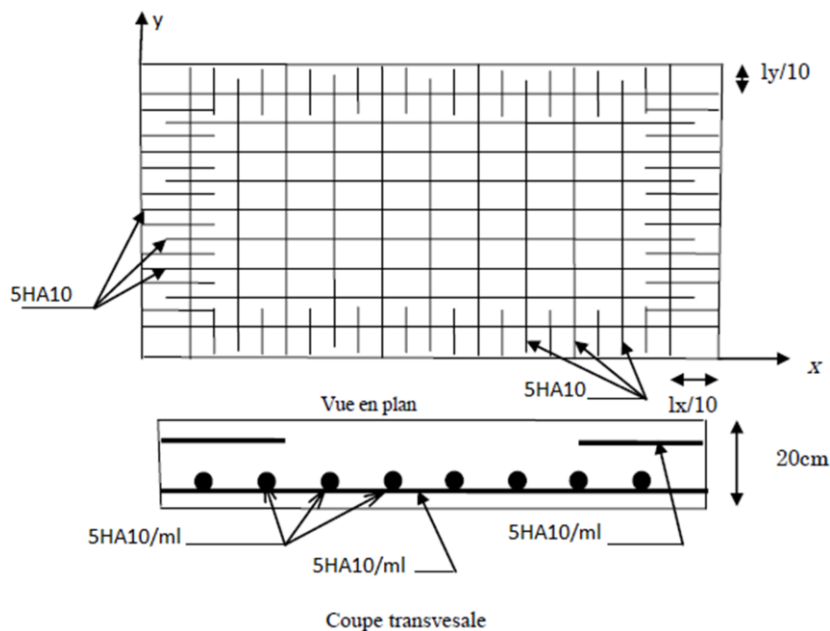


Figure.III.36. schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur



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 (**IIa**) 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 accélérogrammes.

IV.2. 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.2.1. 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.2.2. Modélisation :**IV.2.2.1. Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (**DDL**) infini par un modèle ayant un nombre de (**DDL**) fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine 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.2.3. 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.2.3.1. Présentation du logiciel ETABS :

- **Nom du programme:** Extended Analysis of Building Systems
- **Version :** 9.7.4
- **Entreprise productrice :** Computers and structure, Berkeley, Californie, 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 réglementations 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.2.3.2. 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.l** 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.2.3.3. Modélisation de la masse:

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité β_Q 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/m³**.

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.2.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

IV.2.4.1. 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.2.4.2. 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 :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

ξ : 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)

Zone IIa } **A = 0,15**
 Groupe 2 }

- 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**)

Dans notre cas : Site 2 \Rightarrow **T₁ = 0,15 s** **T₂ = 0,40 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	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Donc : **Q = 1.25**

• **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.2.5. Portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide :

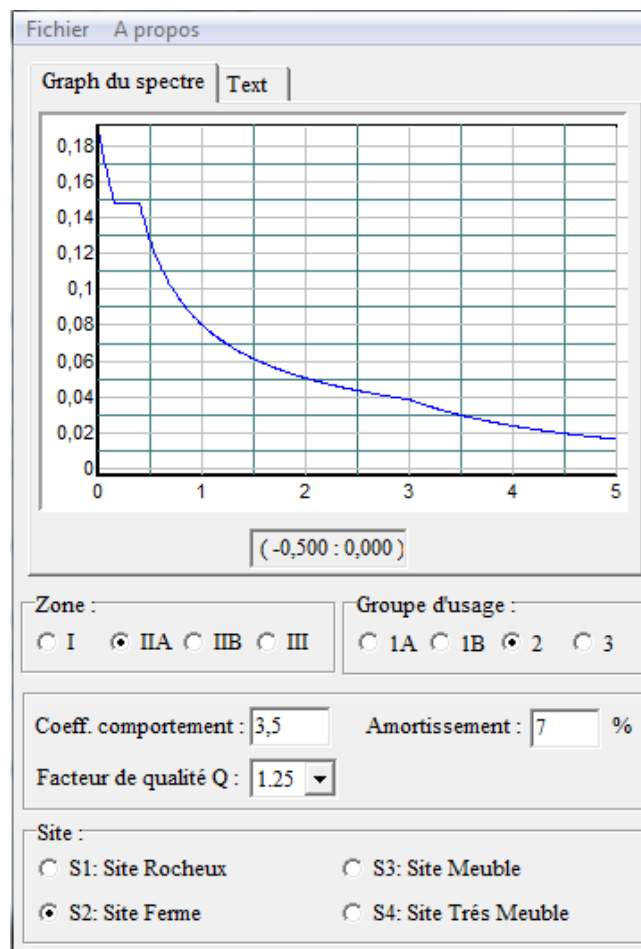


Figure IV.1: Les paramètres RPA99

IV.2.5.1. 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 :

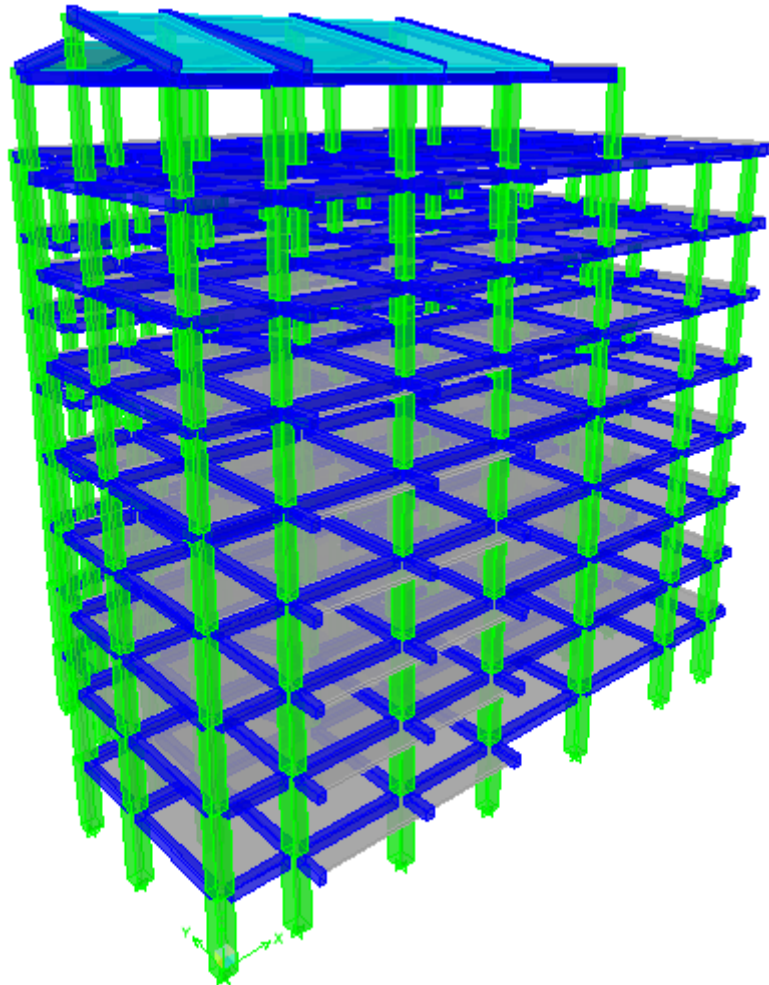


Figure IV.2 : présentation de la vue en 3D

IV.2.5.2. Présentation de la vue en plan :

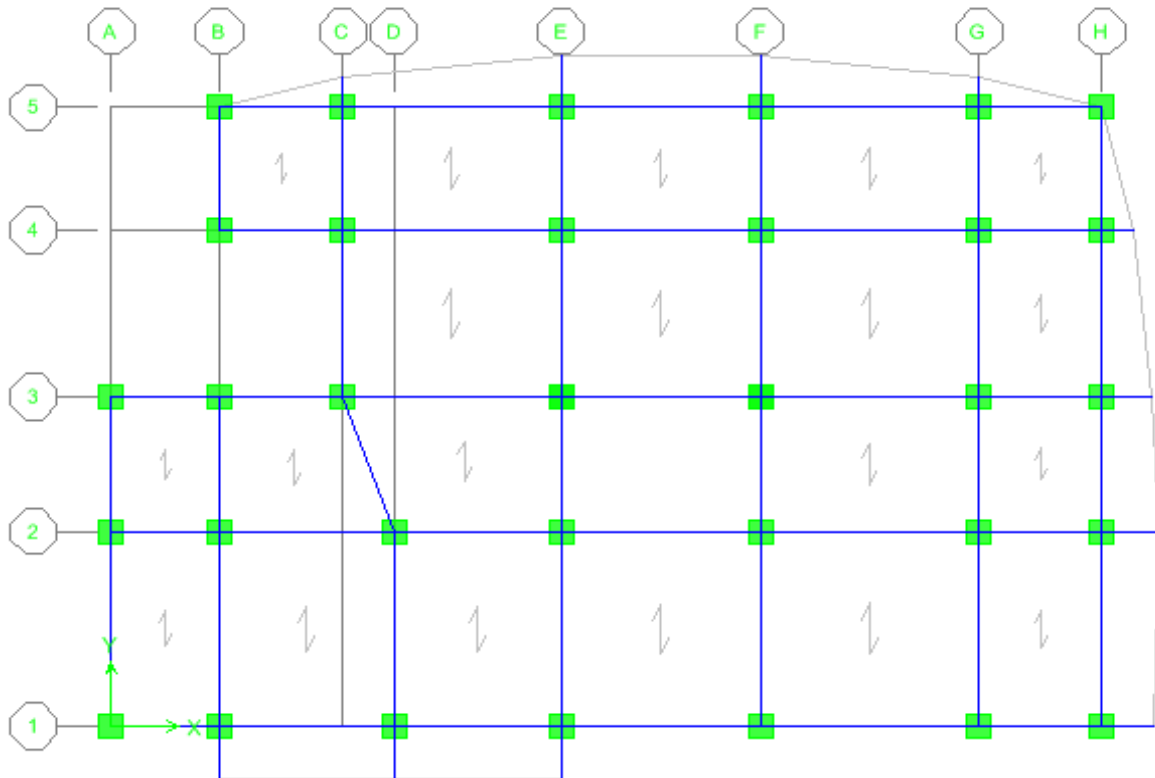


Figure IV.3 : Présentation de la vue en plan

IV.2.5.3. Modes de vibrations obtenus ::

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **T₁=0.8063 sec** et un coefficient de participation modale égale à **73,556 %**

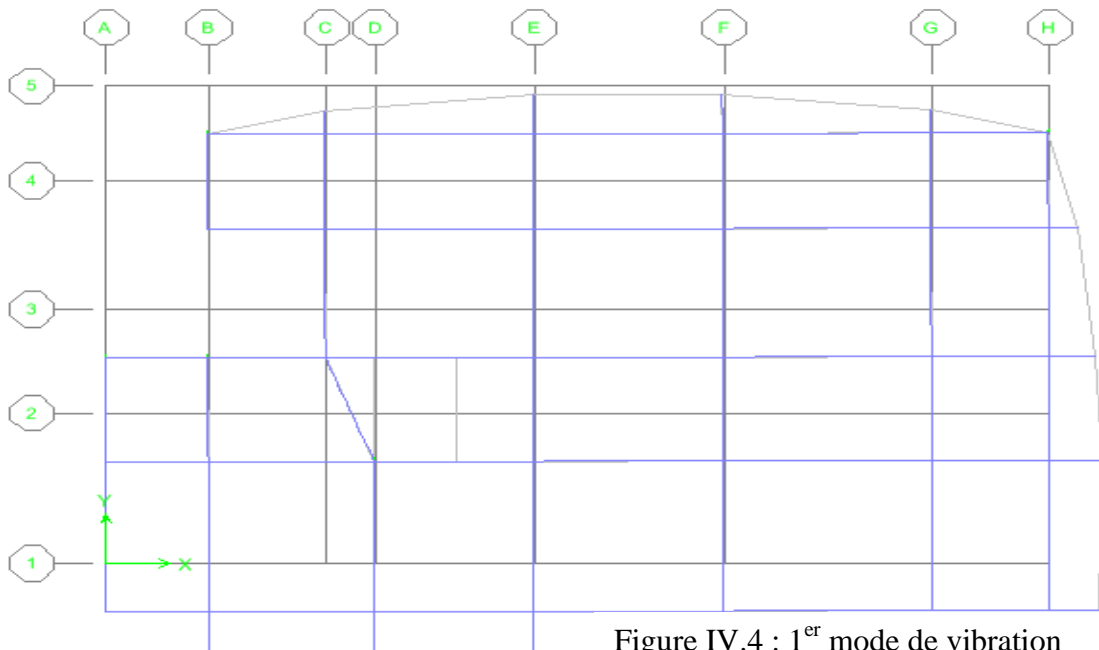


Figure IV.4 : 1^{er} mode de vibration

2^{ème} mode : Le 2^{ème} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₂=0.700 sec** et un coefficient de participation modale égale à **73,05 %**.

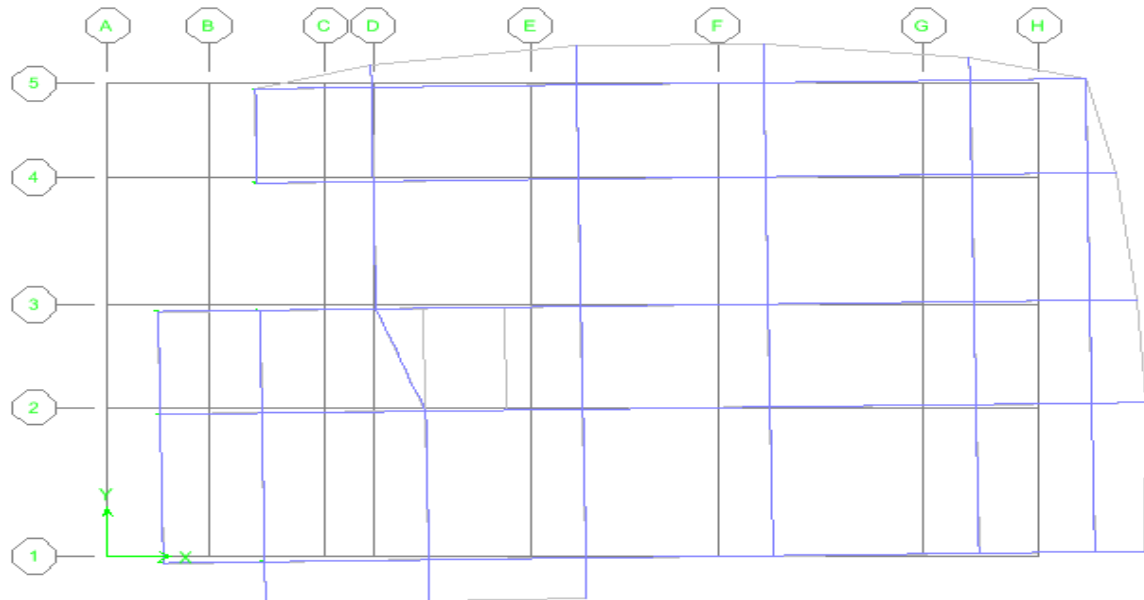


Figure IV.5 : 2^{ème} mode de vibration

- **3^{ème} mode** : une **torsion** de période **T₃ = 0.6853 sec** et un coefficient de participation modale égale à **0.95 %** selon (x-x) et **0,03 %** selon le sens (y-y) et **72.69 %** selon (z-z) .

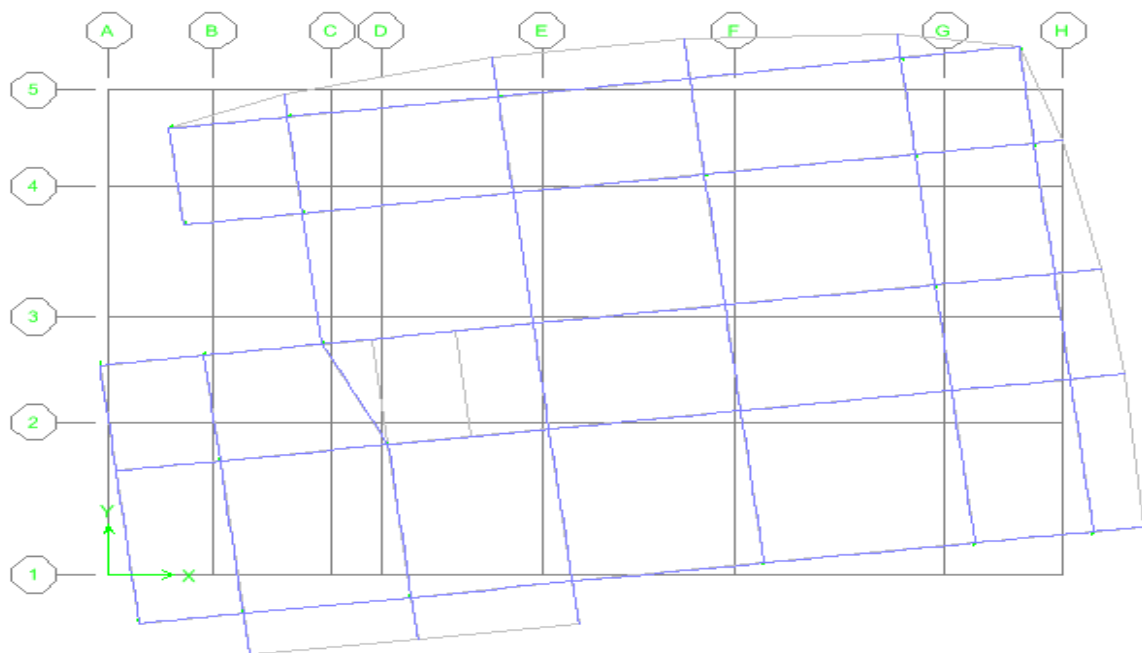


Figure IV.6 : 3^{ème} mode de vibration

IV.2.5.4. 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 :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \quad \text{Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère}$$

IV.2.5.5. 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 :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

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 :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \qquad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 26.62\text{m} \\ L_y = 17.08\text{m} \end{cases}$$

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	14,263	8,343	13,634	7,824	0,629	0,519
STORY2	14,289	8,343	13,838	7,989	0,451	0,354
STORY3	14,316	8,343	13,968	8,073	0,348	0,27
STORY4	14,341	8,344	14,047	8,101	0,294	0,243
STORY5	14,366	8,346	14,092	8,088	0,274	0,258
STORY6	14,378	8,348	14,111	8,036	0,267	0,312
STORY7	14,374	8,345	14,137	8	0,237	0,345
STORY8	14,852	8,273	14,149	7,964	0,703	0,309
STORY9	10,027	4,267	12,313	6,744	-2,286	-2,477

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X-X : $e_a = 0.05 \times 26.62 = 1.331 \text{ m} > 0.703 \text{ m}$

Sens Y-Y : $e_a = 0.05 \times 17.08 = 0.854 \text{ m} > 0.519 \text{ m}$

$e_{réel} = \max(0.703 ; 0.519) \text{ m} = \mathbf{0.703 \text{ m}}$

$e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(1.331, 0.703) \text{ m} = \mathbf{1.331 \text{ m}}$

IV.2.5.6. 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.3 pourcentage de la participation massique

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,806346	0,0278	73,5562	0,0278	73,5562	0,0125	0,0125
2	0,700007	73,0505	0,0212	73,0783	73,5774	0,9797	0,9922
3	0,685325	0,9507	0,0342	74,029	73,6116	72,6943	73,6864
4	0,277049	0,0039	12,4478	74,0329	86,0594	0,0007	73,6871
5	0,243676	12,3747	0,005	86,4076	86,0644	0,4137	74,1009
6	0,236498	0,3621	0	86,7698	86,0644	12,1879	86,2888
7	0,158158	0,0032	4,4957	86,7729	90,5601	0,0053	86,2941
8	0,140073	4,3193	0,0051	91,0922	90,5652	0,1332	86,4273

Commentaire :

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS (**T_{dyn} = 0.8063 sec**)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_{RPA} = 0,625 sec**)

$$T_{RPA} = C_t \cdot h_n^{(3/4)} ;$$

✓ **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 = 28.98 m.

$$\Rightarrow T_{RPA} = C_t \cdot h_n^{(3/4)} = 0.05 \times 28.98^{(3/4)} = 0.625 \text{ sec}$$

- La période fondamentale **T_{dyn} = 0,8063 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}**

$$T_{dyn} = 0,8063 \text{ sec} < 1.3 (0,625) = 0,813 \text{ sec} \Rightarrow \dots\dots\dots CV$$

IV.2.5.7. 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.4 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens longitudinal (XX)

Mode	Période	cas	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,806346	3	0,0278	40827,06	0,086	0,9761
2	0,700007	3	73,0505	40827,06	0,094	2803,4909
3	0,685325	3	0,9507	40827,06	0,096	37,2617
4	0,277049	2	0,0039	40827,06	0,137	0,2181
5	0,243676	2	12,3747	40827,06	0,137	692,155
6	0,236498	2	0,3621	40827,06	0,137	20,2534
7	0,158158	2	0,0032	40827,06	0,137	0,1789
8	0,140073	1	4,3193	40827,06	0,14	246,8820

- Sens YY :

Tableau IV.5 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	cas	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,806346	3	73,5562	40827,06	0,086	2582,6517
2	0,700007	3	0,0212	40827,06	0,094	0,8136
3	0,685325	3	0,0342	40827,06	0,096	1,3404
4	0,277049	2	12,4478	40827,06	0,137	696,2437
5	0,243676	2	0,005	40827,06	0,137	0,27967
6	0,236498	2	0	40827,06	0,137	0
7	0,158158	2	4,4957	40827,06	0,137	251,4583
8	0,140073	1	0,0051	40827,06	0,14	0,2915

IV.2.5.8. 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 ≤ T_j** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\% \quad \Rightarrow \quad r \leq 0.934$$

1) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \dots(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{valeur modale de E selon la mode « i ».} \\ K : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

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 :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Tableau IV.6 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	$10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j})$	observation
1	0,806346	0,86812237	0,934	CV
2	0,700007	0,97902592	0,934	CNV
3	0,685325	0,40425929	0,934	CV
4	0,277049	0,87954116	0,934	CV
5	0,243676	0,97054285	0,934	CNV
6	0,236498	0,66874984	0,934	CV
7	0,158158	0,88565232	0,934	CV
8	0,140073	0,17371327	0,934	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.2.5.9. Méthode statique équivalente :

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 **Ib**.

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.

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 $\eta = 0.816$ R = 3.5 $h_N = 28.98$ m

$T_1 = 0.15$ s $T_2 = 0.40$ s Q = 1.25

• **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 autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie), on peut également utiliser la formule suivante:

$T = 0,09 h_N / \sqrt{D}$ \Rightarrow (4.2.4 du RPA99/version2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens longitudinale: $d_x = 26.62 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.506 \text{ s}$
- Sans transversale : $d_y = 17.08 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.631 \text{ s}$

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: $T_2 = 0,40 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_X \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow 0.40 \text{ s} \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.506)^{2/3} = 1.744 \Rightarrow D_x = 1.744 \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.625)^{2/3} = 1.515 \Rightarrow D_y = 1.515 \end{cases}$$

c) Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- 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 :

$$(\text{Le bâtiment à usage mixte d'habitation}) \Rightarrow \beta = 0,20.$$

$$\text{Donc à chaque niveau : } W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$$

$$\Rightarrow W_t = 40827,06 \text{ KN}$$

Tableau IV.7 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	1.744	1.515	1.25	3.5	40827.06	0.506	0.625	0.816

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

⇒ V_{x-statique} = 3814.41 KN.

⇒ V_{y-statique} = 3313.55 KN.

IV.2.5.10. 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.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	3814.41	3504,61	3051.53	C.V
Sens y-y	3313.55	2686,65	2560.84	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**

b) 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:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e : \text{le déplacement relatif admissible.}$$

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).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)}$$

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.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	1.94	3.5	6.79	5.915	0.875	3,06	C.V
story 8	306	1.69	3.5	5.915	5.425	0.49	3.06	C.V
story 7	306	1.55	3.5	5.425	4.725	0.7	3.06	C.V
story 6	306	1.35	3.5	4.725	3.815	0.91	3.06	C.V
story 5	306	1.09	3.5	3.815	2.91	0.905	3.06	C.V

story 4	306	0.83	3.5	2.91	1.995	0.915	3.06	C.V
story 3	306	0.57	3.5	1.995	1.12	0.875	3.06	C.V
story 2	306	0.32	3.5	1.12	0.385	0.735	3,06	C.V
story 1	306	0.11	3.5	0.385	0	0.385	3,06	C.V
Base	306	0	3.5	0	/	/	/	/

- 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	2.17	3.5	7.595	6.965	0.63	3.06	C.V
story 8	306	1.99	3.5	6.965	6.37	0.595	3.06	C.V
story 7	306	1.82	3.5	6.37	5.565	0.805	3.06	C.V
story 6	306	1.59	3.5	5.565	4.55	1.015	3.06	C.V
story 5	306	1.3	3.5	4.55	3.43	1.12	3.06	C.V
story 4	306	0.98	3.5	3.43	2.345	1.09	3.06	C.V
story 3	306	0.67	3.5	2.345	1.295	1.05	3.06	C.V
story 2	306	0.37	3.5	1.295	0.42	0.875	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	/	/	/	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**).

c) **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.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	2150.81	0.875	306	219.93	0.028	C.V
Niveau 8	9264.35	0.49	306	894.25	0.017	C.V
Niveau 7	16492.22	0.7	306	1432.01	0.026	C.V
Niveau 6	23720.09	0.91	306	1864.79	0.038	C.V
Niveau 5	31117.08	0.905	306	2217.56	0.042	C.V
Niveau 4	38700.21	0.915	306	2510.8	0.046	C.V
Niveau 3	46486.54	0.875	306	2750.65	0.048	C.V
Niveau 2	54493.11	0.735	306	2916.14	0.045	C.V
Niveau 1	62736.94	0.385	306	2980.58	0.026	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	2150.81	0.63	306	223.56	0.02	C.V
Niveau 8	9264.35	0.595	306	842.27	0.021	C.V
Niveau 7	16492.22	0.805	306	1330.82	0.033	C.V
Niveau 6	23720.09	1.015	306	1717.77	0.046	C.V
Niveau 5	31117.08	1.12	306	2032.29	0.056	C.V
Niveau 4	38700.21	1.09	306	3000.09	0.046	C.V
Niveau 3	46486.54	1.05	306	2522.59	0.063	C.V
Niveau 2	54493.11	0.875	306	2678.44	0.058	C.V
Niveau 1	62736.94	0.42	306	2738.68	0.031	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.2.6. 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 (**$M_s > M_r$**).

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 .

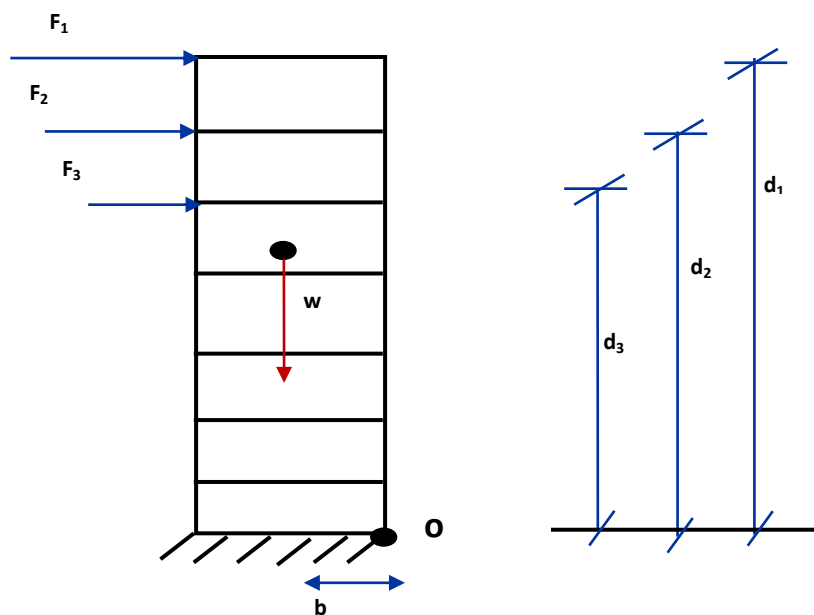


Figure IV.7 schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.2.7. 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 $(V - F_t)$ 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	$\sum W*hi$	Fi (KN)	Vi (KN)
STORY9	1143,29	27,54	120101301,3	560551,088	214,256	112,362
STORY8	4756,32	24,48	444129735,9	560551,088	792,309	329,765
STORY7	4643,58	21,42	379402135,3	560551,088	676,838	645,680
STORY6	4643,58	18,36	325201830,3	560551,088	580,147	1054,363
STORY5	4768,85	15,3	278312341,7	560551,088	496,498	1550,861
STORY4	4906,74	12,24	229087733,8	560551,088	408,683	2131,007
STORY3	5057,26	9,18	177086451,4	560551,088	315,915	2807,845
STORY2	5220,39	6,12	121865771,9	560551,088	217,404	3600,154
STORY1	5396,15	3,06	62984373,28	560551,088	112,362	3814,410

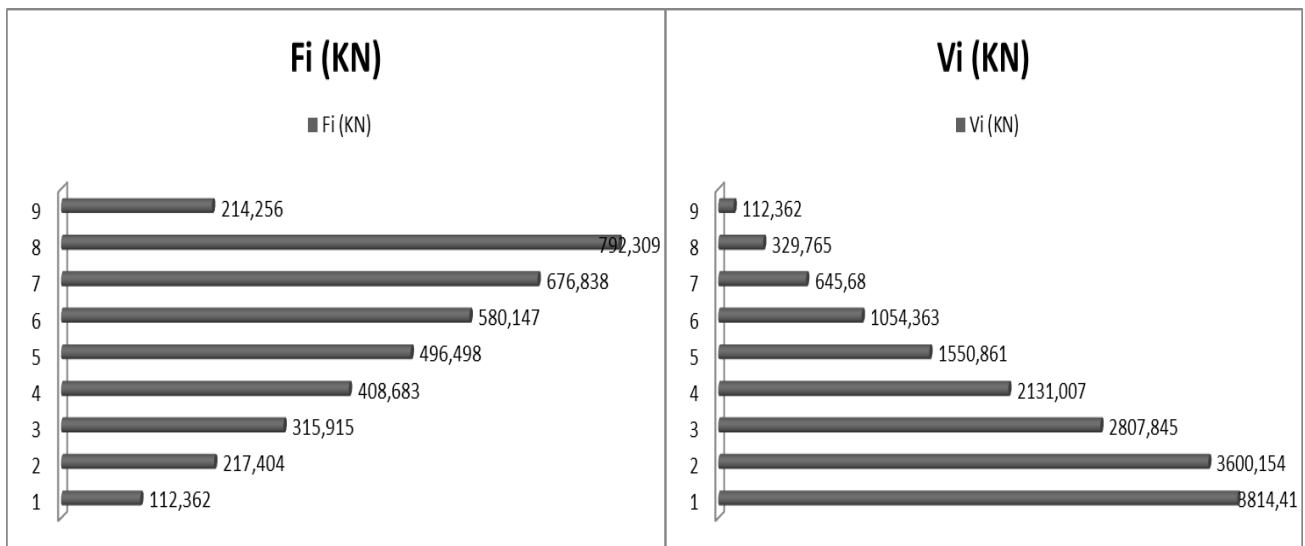


Figure IV.8 répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

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	$\sum W*hi$	Fi (KN)	Vi (KN)
STORY9	1143,29	27,54	104331119,9	560551,088	186,122	97,608
STORY8	4756,32	24,48	385812245,2	560551,088	688,273	286,464
STORY7	4643,58	21,42	329583853,2	560551,088	587,964	560,897
STORY6	4643,58	18,36	282500445,6	560551,088	503,969	915,917
STORY5	4768,85	15,3	241767890,6	560551,088	431,304	1347,221
STORY4	4906,74	12,24	199006834,7	560551,088	355,020	1851,190
STORY3	5057,26	9,18	153833702	560551,088	274,433	2439,154
STORY2	5220,39	6,12	105863902,5	560551,088	188,857	3127,428
STORY1	5396,15	3,06	54714063,27	560551,088	97,608	3313,550

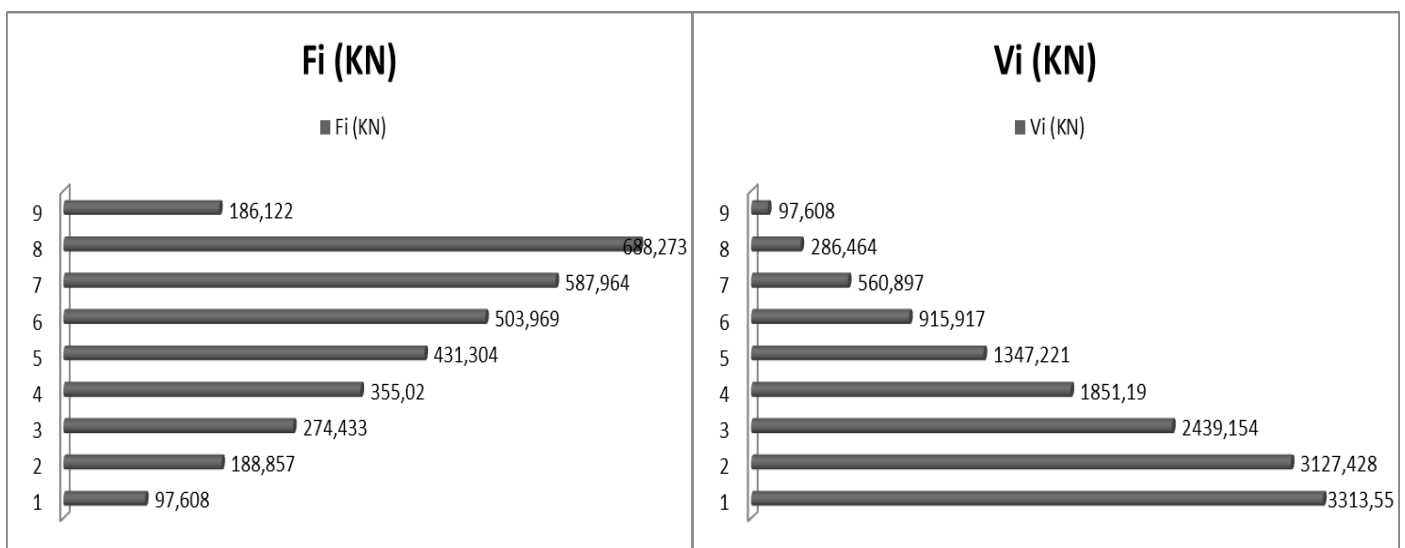


Figure IV.9 répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens Y-Y

- Sens X-X :

Tableau IV.15 valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	214,26	5900,720
STORY8	24,48	792,309	19395,724
STORY7	21,42	676,84	14497,913
STORY6	18,36	580,15	10651,554
STORY5	15,3	496,498	7596,419
STORY4	12,24	408,68	5002,243
STORY3	9,18	315,915	2900,100
STORY2	6,12	217,404	1330,512
STORY1	3,06	112,362	343,828
Somme	/	/	67619,014

- Sens Y-Y :

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	186,122	5125,800
STORY8	24,48	688,273	16848,923
STORY7	21,42	587,964	12594,189
STORY6	18,36	503,969	9252,871
STORY5	15,3	431,304	6598,951
STORY4	12,24	355,02	4345,445
STORY3	9,18	274,433	2519,295
STORY2	6,12	188,86	1155,823
STORY1	3,06	97,61	298,687
Somme	/	/	58739,983

- Calcul du centre de gravité de la structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 26.62 - 13.91 = \mathbf{12.71 \text{ m}} \\ b_y = L_y - Y_G = 17.08 - 7.88 = \mathbf{9.2 \text{ m}} \end{array} \right.$$

Tableau IV.16 vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	40827.06	12.71	518911.933	67619.014	7.674	CV
Sens YY	40827.06	9.2	375608.952	58739.98	6.394	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 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 vérifiées, 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.

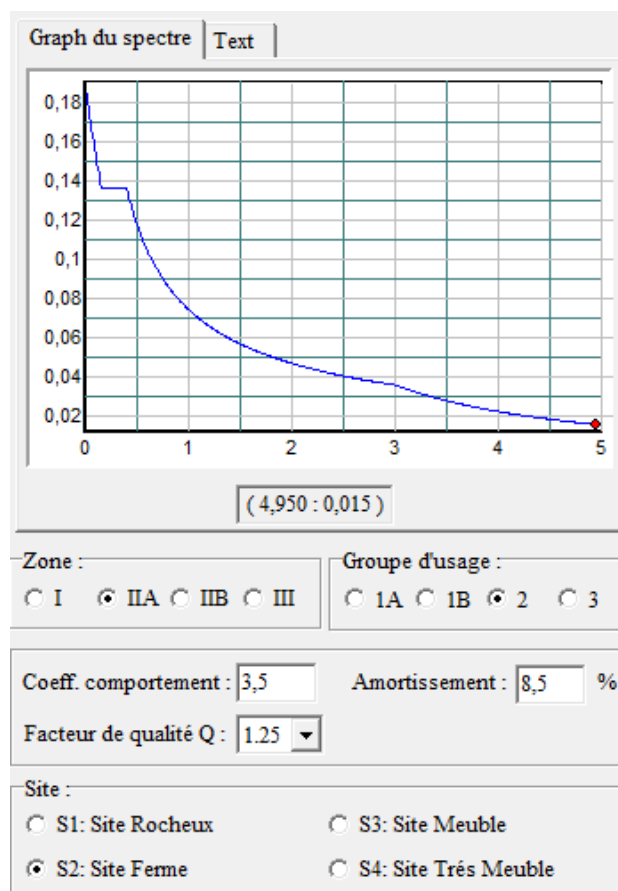


Figure IV.10 : Les paramètres RPA99

IV.3.1. La disposition des voiles :

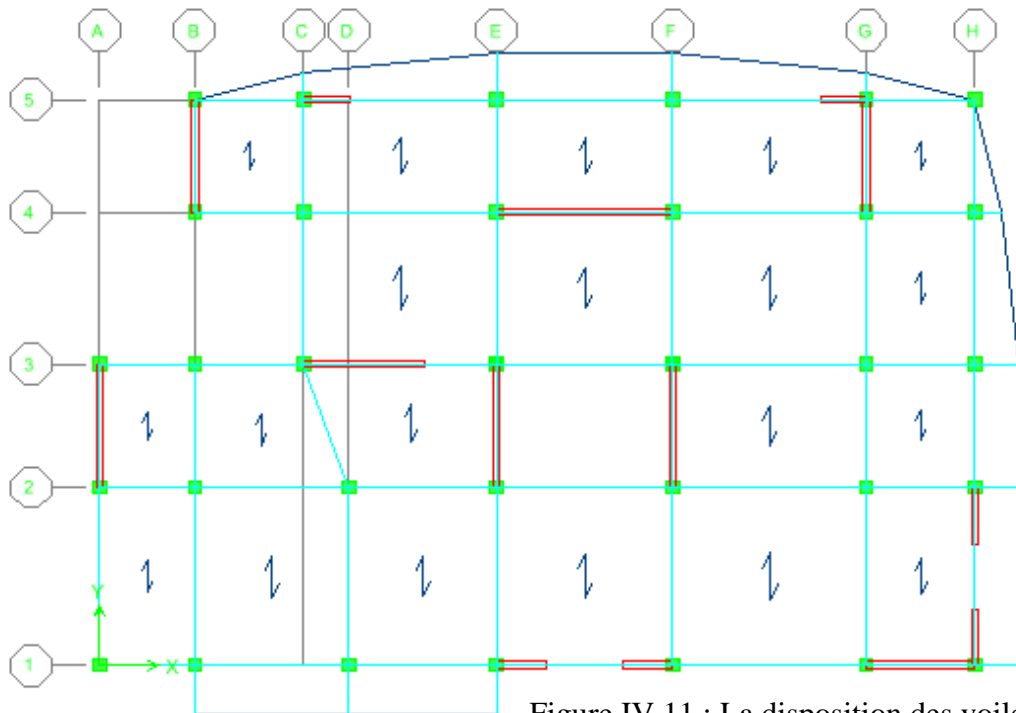


Figure IV.11 : La disposition des voiles

IV.3.1.1. Modes de vibrations obtenus ::

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **T₁=0.5325 sec** et un coefficient de participation modale égale à **64.42 %**.

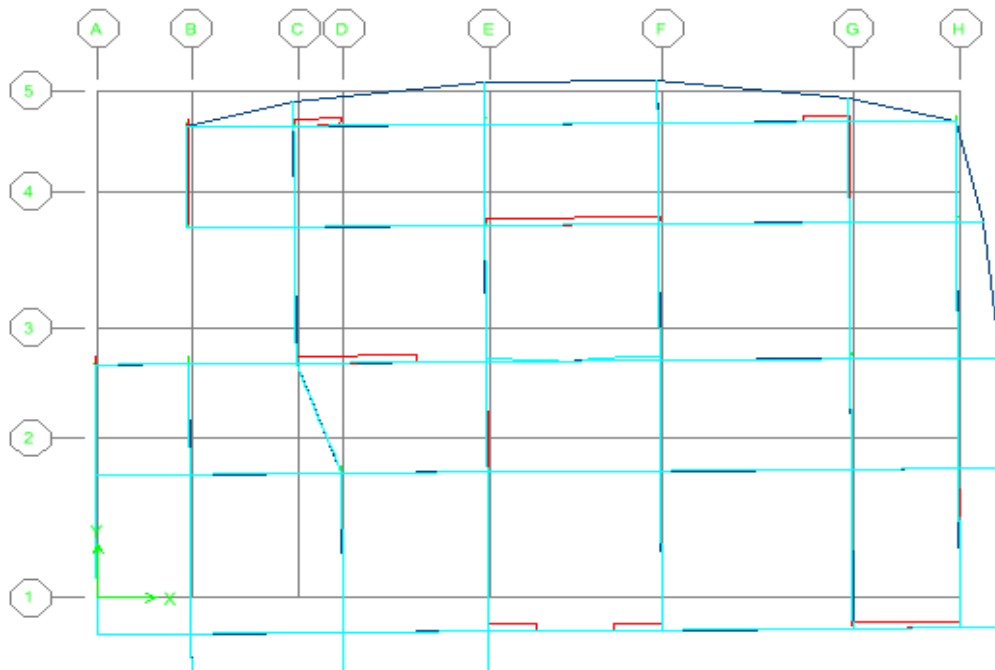


Figure IV.12 : 1^{er} mode de vibration

2^{ème} mode : Le 2^{ème} mode est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₂ = 0.5093 sec** et un coefficient de participation modale égale à **66.21 %**.

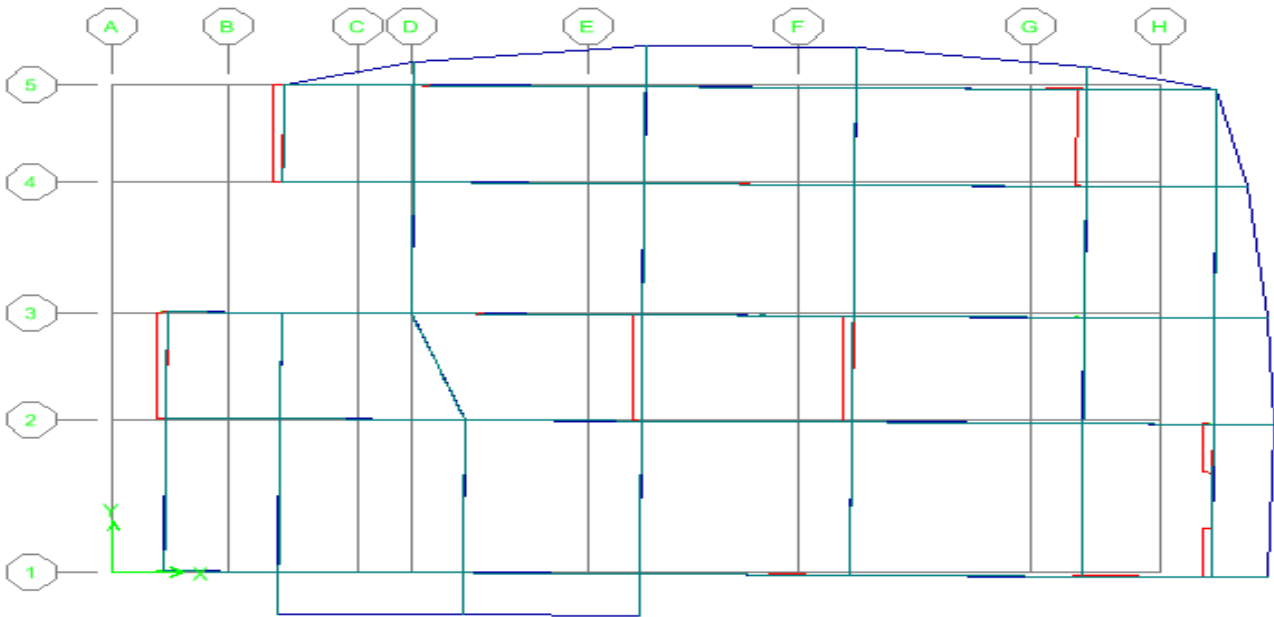


Figure IV.13 : 2^{ème} mode de vibration

- **3^{ème} mode :** Le 3^{ème} mode est une **torsion** de période **T₃ = 0.4353 sec** et un coefficient de participation modale égale à **1.216 %** selon (x-x) et **0,793 %** selon le sens (y-y).

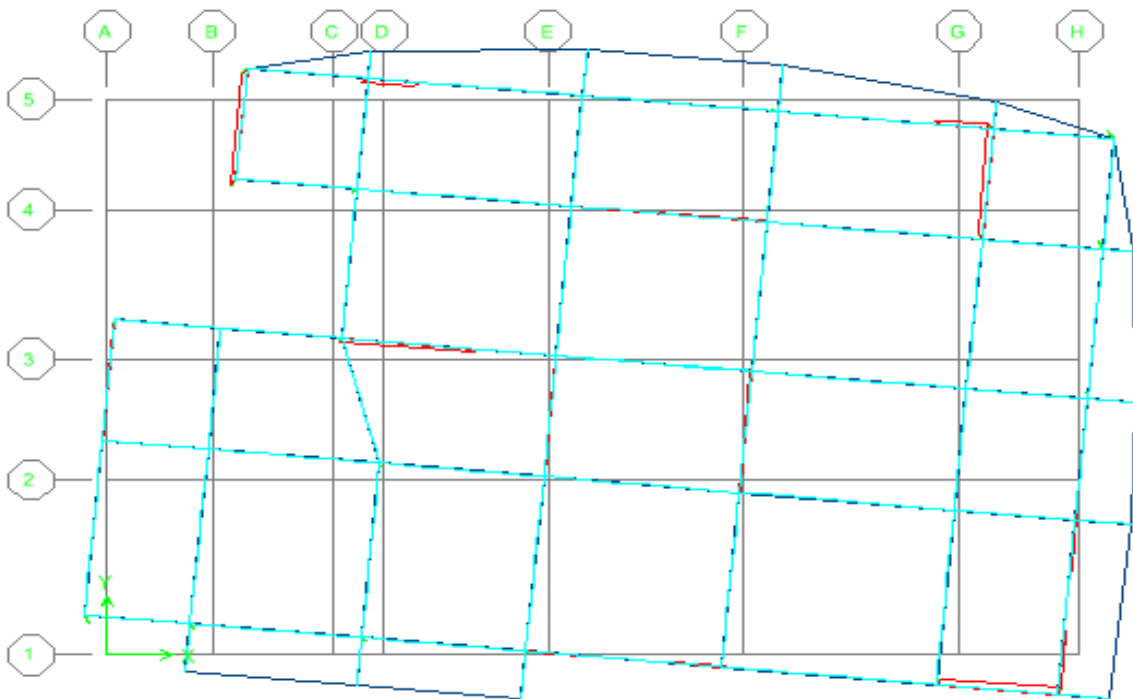


Figure IV.14 : 3^{ème} mode de vibration

IV.3.1.2. 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 :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \quad \text{Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère}$$

IV.3.1.3. 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 :

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

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 :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \qquad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 26.62\text{m} \\ L_y = 17.08\text{m} \end{cases}$$

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	14,315	8,511	13,151	8,54	1,164	-0,029
STORY2	14,347	8,508	12,973	8,577	1,374	-0,069
STORY3	14,372	8,504	13,22	8,602	1,152	-0,098
STORY4	14,395	8,5	13,544	8,584	0,851	-0,084
STORY5	14,417	8,496	13,861	8,543	0,556	-0,047
STORY6	14,427	8,495	14,142	8,49	0,285	0,005
STORY7	14,424	8,492	14,368	8,433	0,056	0,059
STORY8	14,836	8,335	14,526	8,369	0,31	-0,034
STORY9	10,114	4,47	14,215	8,125	-4,101	-3,655

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X-X : $e_a = 0.05 \times 26.62 = 1.331 \text{ m} < 1.374 \text{ m}$

Sens Y-Y : $e_a = 0.05 \times 17.08 = 0.854 \text{ m} > 0.098 \text{ m}$

$e_{réel} = \max(1.374 ; 0.098) \text{ m} = \mathbf{1.374 \text{ m}}$

$e_{max} = \max(e_a, e_{réel}) = \max(1.331, 1.374) \text{ m} = \mathbf{1.374 \text{ m}}$

IV.3.1.4. 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	0,532521	0,4858	64,4162	0,4858	64,4162	0,3711	0,3711
2	0,509261	66,2058	0,3432	66,6915	64,7595	1,3865	1,7576
3	0,435271	1,2616	0,793	67,9531	65,5525	64,7896	66,5472
4	0,136925	16,9957	0,6573	84,9488	66,2099	0,4031	66,9503
5	0,131508	0,6799	18,5867	85,6287	84,7965	0,0219	66,9722
6	0,111361	0,4365	0,1891	86,0652	84,9856	18,6776	85,6498
7	0,102078	0,0003	0,0717	86,0655	85,0573	0,006	85,6558
8	0,102009	0,0004	0,0329	86,066	85,0902	0,0082	85,664
9	0,101987	0,0001	0,0067	86,0661	85,0969	0,0033	85,6673
10	0,101916	0	0,0326	86,0661	85,1295	0	85,6673
11	0,101836	0	0,0422	86,0661	85,1717	0,0001	85,6674
12	0,101734	0	0,106	86,0661	85,2777	0,0004	85,6677
13	0,100855	0,0001	0,2658	86,0662	85,5435	0,0035	85,6712
14	0,065782	6,167	0,0939	92,2332	85,6374	0,2609	85,9321
15	0,05873	0,1693	7,0848	92,4025	92,7222	0,1048	86,0369

Commentaire :

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS (**T_{dyn} = 0,5325 sec**)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_{RPA} = 0,625 sec**)

- La période fondamentale **T_{dyn} = 0,5325 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} = 0,5325 sec < 1.3 (0,625) = 0,813 sec ⇒CV

IV.3.1.5. 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 repris 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	
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	(%) voile	(%) Portique
Niveau 1	19649.31	41216.3	32.28	67.72

• **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	2493.51	3955.63	750.21	559.19	76.87	87.61	23.13	12.38

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.3.1.6. 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	cas	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,532521	3	0,4858	43900,63	0,113	24,0994
2	0,509261	3	66,2058	43900,63	0,116	3371,5125
3	0,435271	3	1,2616	43900,63	0,129	71,4467
4	0,136925	1	16,9957	43900,63	0,141	1052,0319
5	0,131508	1	0,6799	43900,63	0,143	42,6827
6	0,111361	1	0,4365	43900,63	0,15	28,74394
7	0,102078	1	0,0003	43900,63	0,153	0,0202
8	0,102009	1	0,0004	43900,63	0,153	0,0269
9	0,101987	1	0,0001	43900,63	0,153	0,0067
10	0,101916	1	0	43900,63	0,153	0
11	0,101836	1	0	43900,63	0,153	0
12	0,101734	1	0	43900,63	0,153	0
13	0,100855	1	0,0001	43900,63	0,153	0,0067
14	0,065782	1	6,167	43900,63	0,165	446,7130
15	0,05873	1	0,1693	43900,63	0,168	12,4864

- **Sens YY :**

Tableau IV.22 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	cas	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,532521	3	64,4162	43900,63	0,113	3195,5403
2	0,509261	3	0,3432	43900,63	0,116	17,4774
3	0,435271	3	0,793	43900,63	0,129	44,90903
4	0,136925	1	0,6573	43900,63	0,141	40,6868
5	0,131508	1	18,5867	43900,63	0,143	1166,8340
6	0,111361	1	0,1891	43900,63	0,15	12,4524
7	0,102078	1	0,0717	43900,63	0,153	4,8159
8	0,102009	1	0,0329	43900,63	0,153	2,2098
9	0,101987	1	0,0067	43900,63	0,153	0,45
10	0,101916	1	0,0326	43900,63	0,153	2,1897
11	0,101836	1	0,0422	43900,63	0,153	2,8345
12	0,101734	1	0,106	43900,63	0,153	7,1198
13	0,100855	1	0,2658	43900,63	0,153	17,8532
14	0,065782	1	0,0939	43900,63	0,165	6,8017
15	0,05873	1	7,0848	43900,63	0,168	522,5257

IV.3.1.7. 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 ≤ T_j** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8.5\% \Rightarrow r \leq 0.991$$

2) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{valeur modale de E selon la mode « i ».} \\ K : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

2) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots (2)$$

Tableau IV.23 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	r	10 / (10 + $\sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}$)	observation
1	0,532521	0,95632097	0,991	CV
2	0,509261	0,85471104	0,991	CV
3	0,435271	0,31457414	0,991	CV
4	0,136925	0,9604382	0,991	CV
5	0,131508	0,84680019	0,991	CV
6	0,111361	0,91664048	0,991	CV
7	0,102078	0,99932405	0,991	CNV
8	0,102009	0,99978433	0,991	CNV
9	0,101987	0,99930383	0,991	CNV
10	0,101916	0,99921504	0,991	CNV
11	0,101836	0,99899839	0,991	CNV
12	0,101734	0,99135982	0,991	CNV
13	0,100855	0,65224332	0,991	CV
14	0,065782	0,89279742	0,991	CV
15	0,05873	0,11028673	0,991	CV

On applique la formule : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

$E_X = 3561,17 \text{ KN}$

$E_Y = 3442,51 \text{ KN}$

IV.3.1.8. Méthode statique équivalente :

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 **Iib**.
- 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.

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 :

$$\begin{aligned} \mathbf{A} &= \mathbf{0.15} & \eta &= \mathbf{0.816} & \mathbf{R} &= \mathbf{3.5} & h_N &= \mathbf{28.98\ m} \\ \mathbf{T}_1 &= \mathbf{0.15\ s} & \mathbf{T}_2 &= \mathbf{0.40s} & \mathbf{Q} &= \mathbf{1.25} \end{aligned}$$

• **Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

$$\begin{cases} 2,5 \eta & \Rightarrow & 0 \leq T \leq T_2 \\ D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & \Rightarrow & T_2 \leq T \leq 3\ s \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & \Rightarrow & T \geq 3s \end{cases}$$

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:

$$\mathbf{T} = \mathbf{0,09\ h_N / \sqrt{D}} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{(4.2.4\ du\ RPA99/version2003)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- Sens longitudinale: $\mathbf{d_x = 26.62\ m} \Rightarrow \mathbf{T_x = 0.506\ s}$
- Sans transversale : $\mathbf{d_y = 17.08\ m} \Rightarrow \mathbf{T_y = 0.631\ s}$

D'après (RPA99/version 2003), il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc:

$$\begin{cases} \mathbf{T_X = 0.506\ s} \\ \mathbf{T_Y = 0.625\ s} \end{cases}$$

On a: $\mathbf{T_2 = 0,40\ s}$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3\ s & \Rightarrow & 0.40\ s \leq T_X \leq 3\ s & \Rightarrow & D_x = 2,5 \eta (T_2/T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3\ s & \Rightarrow & 0.40\ s \leq T_Y \leq 3\ s & \Rightarrow & D_y = 2,5 \eta (T_2/T_Y)^{2/3} \end{cases} \\ \Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.506)^{2/3} = 1.744 & \Rightarrow & \mathbf{D_x = 1.744} \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.625)^{2/3} = 1.515 & \Rightarrow & \mathbf{D_y = 1.515} \end{cases} \end{aligned}$$

c) Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- 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 : $W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$

$$\Rightarrow W_t = 43900,63 \text{ KN}$$

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	1.744	1.515	1.25	3.5	43900,63	0.506	0.625	0.816

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

$$\Rightarrow V_{x\text{-statique}} = 4101.57 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow V_{y\text{-statique}} = 3563.01 \text{ KN.}$$

IV.3.1.9. 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	4101.57	3561.17	3281.26	C.V
Sens Y-Y	3563.01	3442.51	2850.41	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.

$\Rightarrow V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}} \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) 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).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau } \mathbf{k} \text{ de la structure}$$

(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau \mathbf{k} dans le sens \mathbf{x} (\mathbf{y} compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

\mathbf{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)	\mathbf{R}	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
story 9	306	1.35	3.5	4.73	3.885	0.845	3,06	C.V
story 8	306	1.11	3.5	3.885	3.36	0.525	3.06	C.V
story 7	306	0.96	3.5	3.36	2.765	0.595	3.06	C.V
story 6	306	0.79	3.5	2.765	2.135	0.63	3.06	C.V
story 5	306	0.61	3.5	2.135	1.54	0.595	3.06	C.V
story 4	306	0.44	3.5	1.54	0.98	0.59	3.06	C.V
story 3	306	0.28	3.5	0.98	0.49	0.49	3.06	C.V
story 2	306	0.14	3.5	0.49	0.175	0.315	3,06	C.V
story 1	306	0.05	3.5	0.175	0	0.175	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)	\mathbf{R}	δ^K (cm)	δ^{k-1} (cm)	Δ^k (cm)	$\bar{\Delta}_k$ (cm)	Obs
story 9	306	1.46	3.5	5.11	4.06	1.05	3.06	C.V
story 8	306	1.16	3.5	4.06	3.43	0.63	3.06	C.V
story 7	306	0.98	3.5	3.43	2.765	0.665	3.06	C.V
story 6	306	0.79	3.5	2.765	2.1	0.665	3.06	C.V
story 5	306	0.6	3.5	2.1	1.68	0.42	3.06	C.V
story 4	306	0.48	3.5	1.68	0.91	0.77	3.06	C.V
story 3	306	0.26	3.5	0.91	0.455	0.455	3.06	C.V
story 2	306	0.13	3.5	0.455	0.14	0.315	3.06	C.V
story 1	306	0.04	3.5	0.14	0	0.14	3.06	C.V
base	306	0	3.5	/	/	/	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**).

c) 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	2251.87	0.845	306	342.73	0.018	C.V
Niveau 8	9268.52	0.525	306	1106.2	0.014	C.V
Niveau 7	16399.5	0.595	306	1715.52	0.0185	C.V
Niveau 6	23530.49	0.63	306	2198.78	0.022	C.V
Niveau 5	30806.31	0.595	306	2590.39	0.023	C.V
Niveau 4	38244.02	0.59	306	2906.32	0.025	C.V
Niveau 3	45860.66	0.49	306	3148.67	0.023	C.V
Niveau 2	53673.25	0.315	306	3318.01	0.016	C.V
Niveau 1	61867.94	0.175	306	3395.68	0.0104	C.V

- **Sens transversale :**

Tableau IV.29 Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (cm)	h_k (cm)	V_{ky} (KN)	θ_{ky}	< 0.1
Niveau 9	2251.87	1.05	306	312.61	0.0247	C.V
Niveau 8	9268.52	0.63	306	1097.61	0.017	C.V
Niveau 7	16399.5	0.665	306	1672.56	0.021	C.V
Niveau 6	23530.49	0.665	306	2116.97	0.024	C.V
Niveau 5	30806.31	0.42	306	2482.09	0.017	C.V
Niveau 4	38244.02	0.77	306	2773.72	0.035	C.V
Niveau 3	45860.66	0.455	306	3003.92	0.023	C.V

Niveau 2	53673.25	0.315	306	3171.9	0.0174	C.V
Niveau 1	61867.94	0.14	306	3249.7	0.0087	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.3.2. 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 ($M_s > M_r$).

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**.

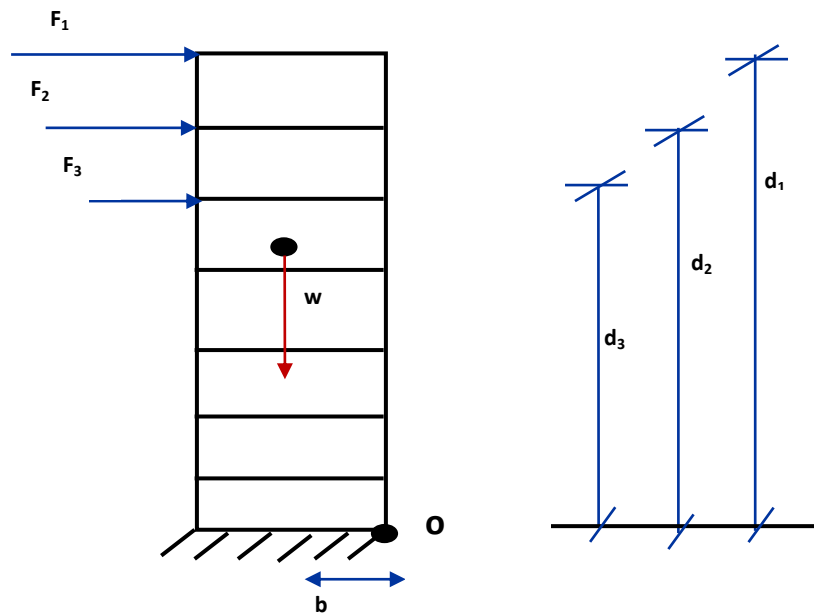


Figure IV.15 schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.3.3. 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 $(V - F_t)$ 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.30 Les valeurs des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Fi (KN)	Vi (KN)
STORY9	1147,37	27,54	129603745,9	599568,046	216,162	121,989
STORY8	5022,37	24,48	504278259,9	599568,046	841,069	354,117
STORY7	5039,63	21,42	442759865,6	599568,046	738,465	693,194
STORY6	5039,64	18,36	379509209,3	599568,046	632,971	1134,199
STORY5	5146,92	15,3	322989925,8	599568,046	538,704	1672,903
STORY4	5266,84	12,24	264412310,4	599568,046	441,005	2305,874
STORY3	5399,38	9,18	203299683,5	599568,046	339,077	3044,339
STORY2	5544,53	6,12	139176620,8	599568,046	232,128	3885,408
STORY1	5827,57	3,06	73140690,03	599568,046	121,989	4101,570

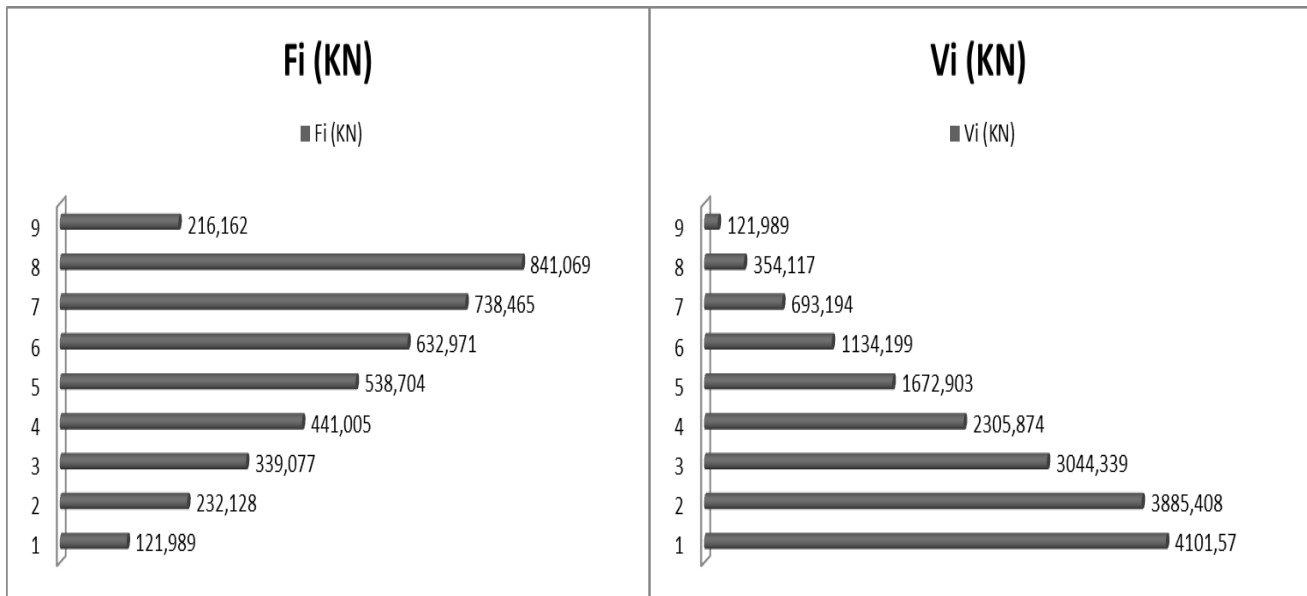


Figure IV.16 répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

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	$\sum W*hi$	Fi (KN)	Vi (KN)
STORY9	1147,37	27,54	104703441	599568,046	174,631	98,552
STORY8	5022,37	24,48	407393078,3	599568,046	679,478	286,082
STORY7	5039,63	21,42	357693993,4	599568,046	596,586	560,013
STORY6	5039,64	18,36	306595459,9	599568,046	511,361	916,289
STORY5	5146,92	15,3	260935024,5	599568,046	435,205	1351,494
STORY4	5266,84	12,24	213611717,2	599568,046	356,276	1862,855
STORY3	5399,38	9,18	164240441,2	599568,046	273,931	2459,441
STORY2	5544,53	6,12	112437113,6	599568,046	187,530	3138,919
STORY1	5827,57	3,06	59088430,39	599568,046	98,552	3313,550

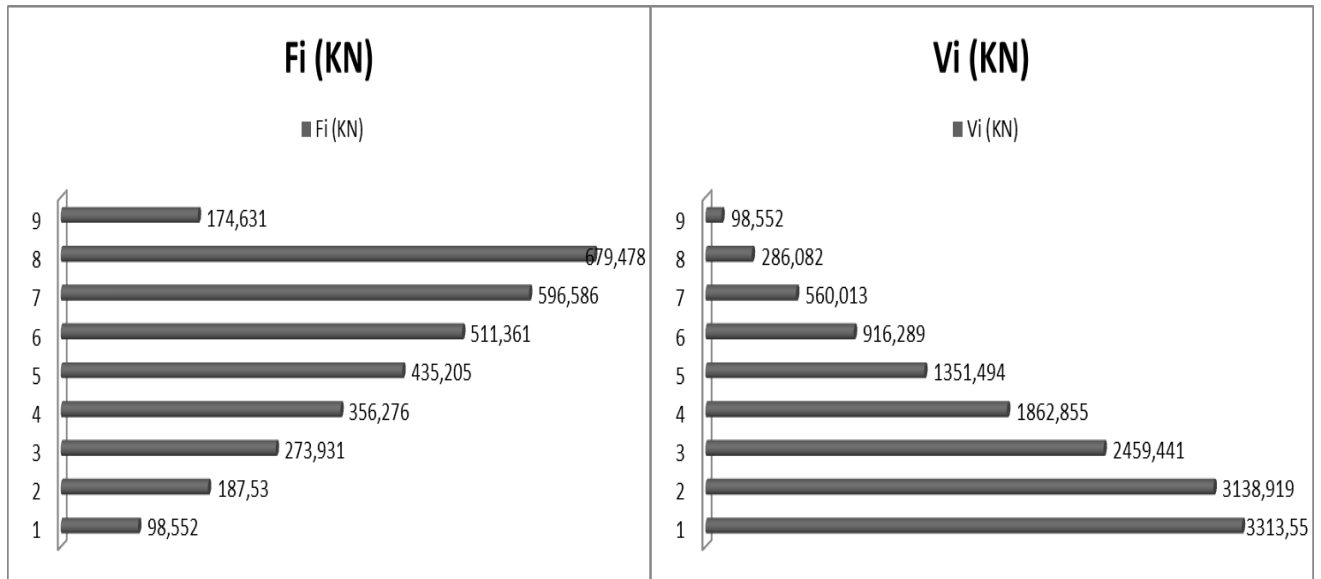


Figure IV.17 répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

- Sens X-X :

Tableau IV.32 valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	216,162	5953,101
STORY8	24,48	841,069	20589,369
STORY7	21,42	738,465	15817,920
STORY6	18,36	632,971	11621,348
STORY5	15,3	538,704	8242,171
STORY4	12,24	441,005	5397,901
STORY3	9,18	339,077	3112,727
STORY2	6,12	232,128	1420,623
STORY1	3,06	121,989	373,286
Somme	/	/	72528,447

- Sens Y-Y :

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	174,631	4809,338
STORY8	24,48	679,478	16633,621
STORY7	21,42	596,586	12778,872
STORY6	18,36	511,361	9388,588
STORY5	15,3	435,205	6658,637
STORY4	12,24	356,207	4359,974
STORY3	9,18	273,931	2514,687
STORY2	6,12	187,53	1147,684
STORY1	3,06	98,552	301,569
Somme	/	/	58592,969

- **Calcul du centre de gravité de la structure :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 26.62 - 13.96 = \mathbf{12.66 \text{ m}} \\ b_y = L_y - Y_G = 17.08 - 8.03 = \mathbf{9.05 \text{ m}} \end{array} \right.$$

Tableau IV.33 vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	43900.63	12.66	555781.976	72528.447	7.663	CV
Sens YY	43900.63	9.05	397300.702	58592.969	6.781	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.4. 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.

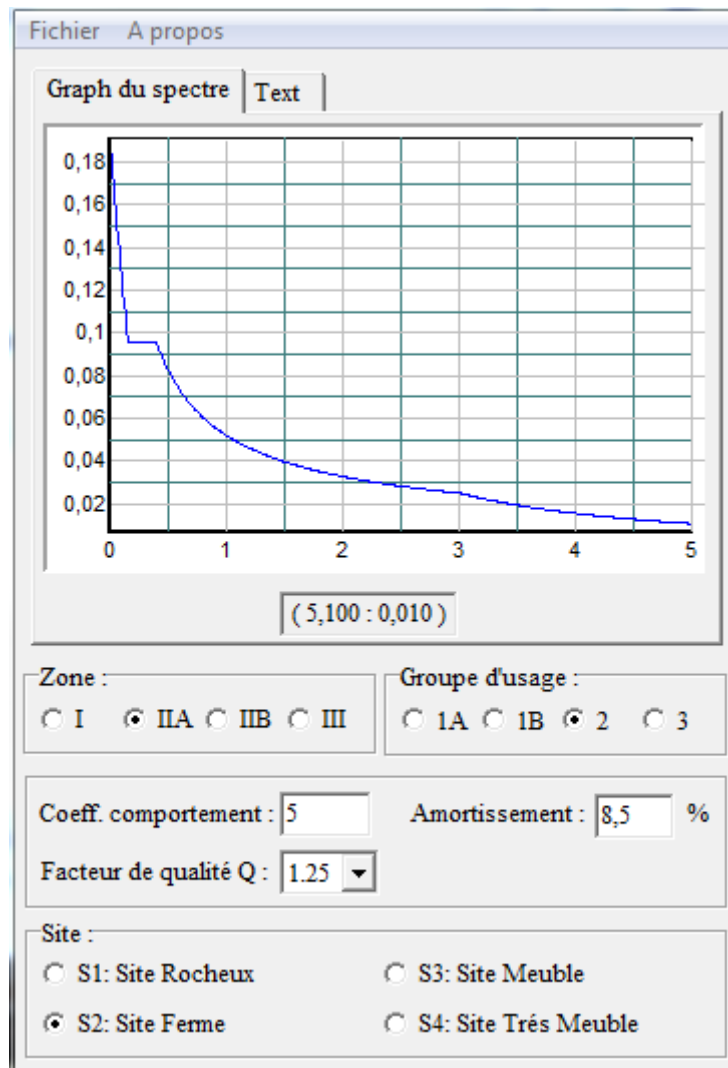


Figure IV.18 : Les paramètres RPA99

IV.4.1. La disposition des voiles :

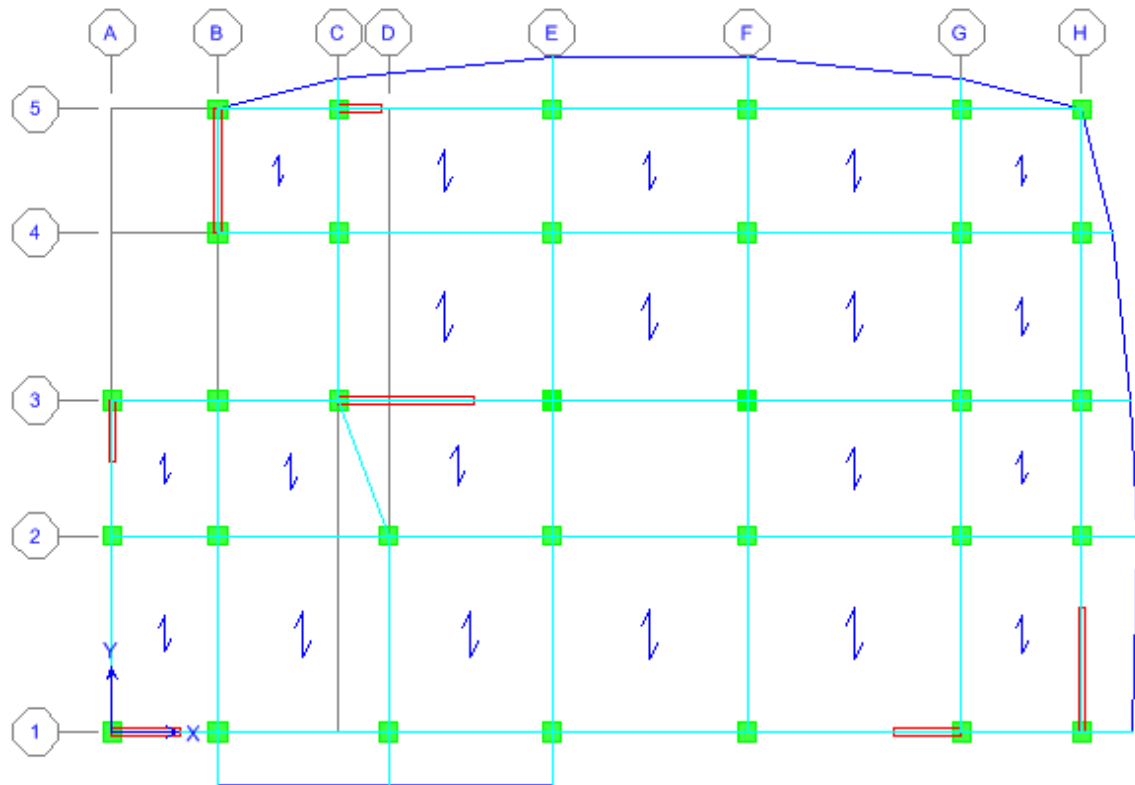


Figure IV.19 : La disposition des voiles (Mixtes portiques / voiles avec interaction)

IV.4.1.1. Modes de vibrations obtenus ::

1^{er} mode : Le 1^{er} mode de notre structure est une **translation** suivant l'axe **YY'** de période **T₁=0.6906 sec** et un coefficient de participation modale égale à **67.50 %**.

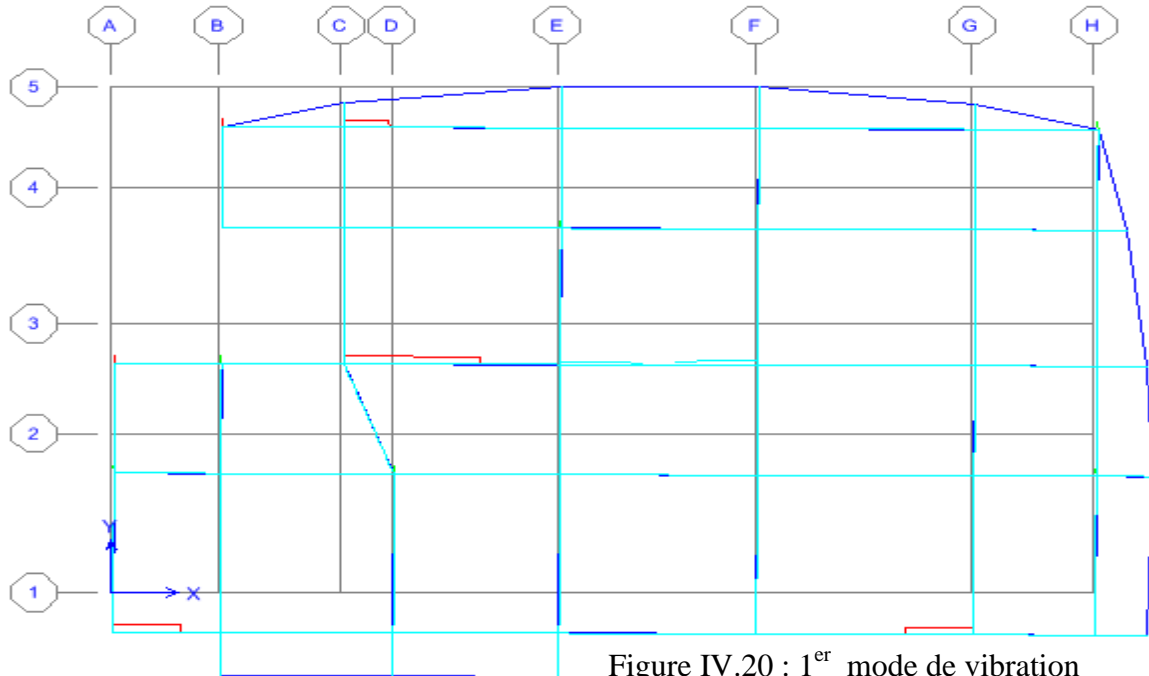


Figure IV.20 : 1^{er} mode de vibration

2^{ème} mode : Le 2^{ème} mode est une **translation** suivant l'axe **XX'** de période **T₂ = 0.6396 sec** et un coefficient de participation modale égale à **70.83 %**.

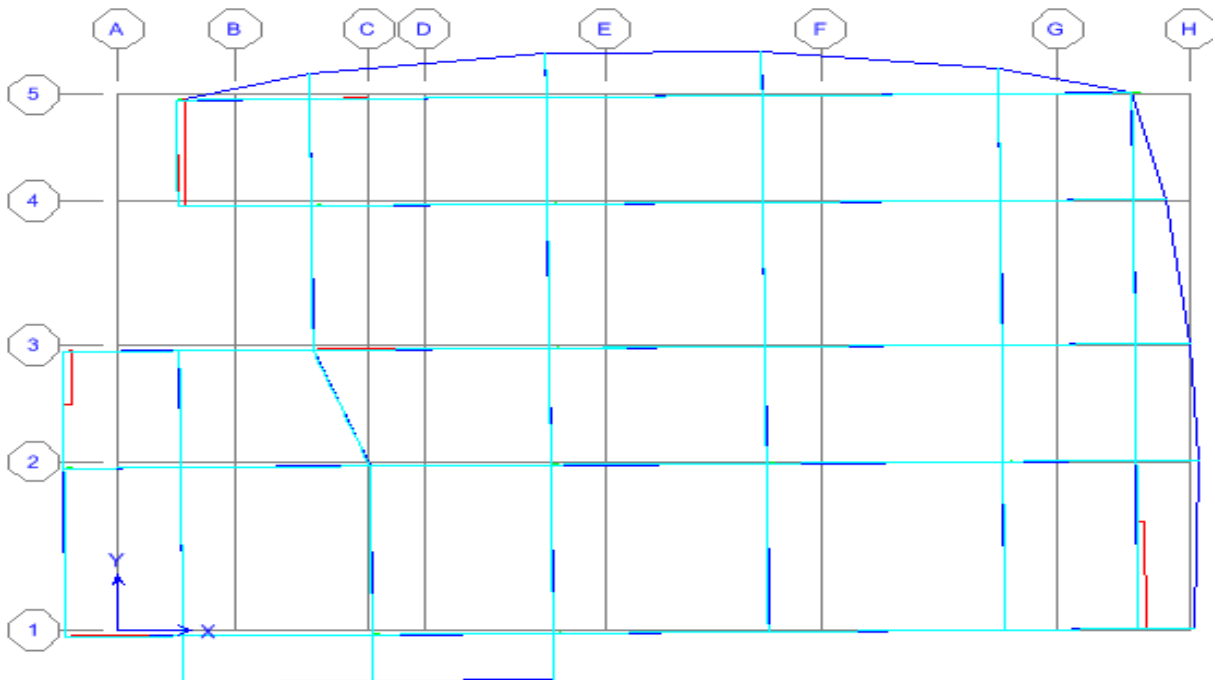


Figure IV.21 : 2^{ème} mode de vibration

- **3^{ème} mode** : Le 3^{ème} mode est une **torsion** de période $T_3 = 0.5407$ sec et un coefficient de participation modale égale à **0,1924 %** selon (x-x) et **0,0054 %** selon le sens (y-y).

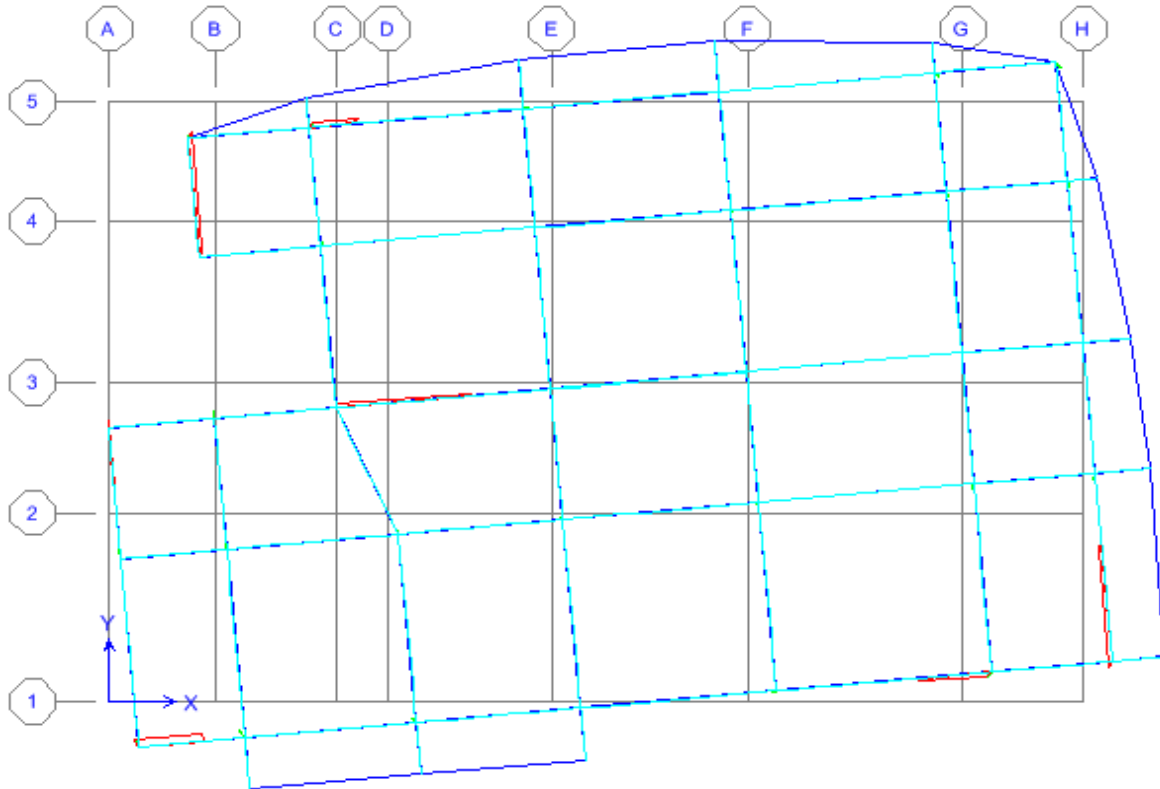


Figure IV.22 : 3^{ème} mode de vibration

IV.4.1.2. 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 :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : est la masse de l'élément " i".

$$\begin{cases} X_{Gi} \\ Y_{Gi} \end{cases} \quad \text{Les coordonnées de CDG de l'élément i par rapport au repère}$$

IV.4.1.3. Calcul de l'excentricité :

a) **Excentricité théorique :**

$$\begin{cases} e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

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 :

$$e_a = \max \begin{cases} e_{ax} = 5\% L_x \\ e_{ay} = 5\% L_y \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} L_x = 26.62\text{m} \\ L_y = 17.08\text{m} \end{cases}$$

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	14,083	8,422	12,532	7,478	1,551	0,944
STORY2	14,107	8,414	12,358	7,517	1,749	0,897
STORY3	14,128	8,406	12,446	7,593	1,682	0,813
STORY4	14,149	8,398	12,702	7,638	1,447	0,76
STORY5	14,17	8,39	13,016	7,669	1,154	0,721
STORY6	14,18	8,387	13,328	7,688	0,852	0,699
STORY7	14,176	8,384	13,609	7,699	0,567	0,685
STORY8	14,652	8,273	13,769	7,689	0,883	0,584
STORY9	9,699	4,349	12,227	7,367	-2,528	-3,018

(X_{CR} , Y_{CR}) : Coordonnées de centre de torsion (ou rigidité)

Donc :

Sens X-X : $e_a = 0.05 \times 26.62 = 1.331 \text{ m} < 1.749 \text{ m}$

Sens Y-Y : $e_a = 0.05 \times 17.08 = 0.854 \text{ m} < 0.944 \text{ m}$

$e_{réel} = \max (1.749 ; 0.944) \text{ m} = \mathbf{1.749 \text{ m}}$

$e_{max} = \max (e_a, e_{réel}) = \max (1.331, 1.682) \text{ m} = \mathbf{1.749 \text{ m}}$

IV.4.1.4. 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	0,690569	0,1234	67,5026	0,1234	67,5026	0,087	0,087
2	0,63964	70,8265	0,1191	70,9499	67,6217	0,1752	0,2621
3	0,540672	0,1924	0,0054	71,1423	67,6271	67,9608	68,223
4	0,190082	3,8381	12,0079	74,9804	79,6351	0,1564	68,3794
5	0,188288	10,4118	4,4674	85,3922	84,1025	0,0035	68,3829
6	0,148793	0,0114	0,3179	85,4036	84,4204	16,5996	84,9825
7	0,108141	0,0045	0,4642	85,4081	84,8846	0,0027	84,9852
8	0,107946	0,0001	0,1033	85,4082	84,988	0	84,9853
9	0,105904	0	0,1456	85,4083	85,1336	0,0002	84,9855
10	0,104754	0,0088	0,1048	85,4171	85,2384	0,0009	84,9864
11	0,104345	0,0056	0,3835	85,4227	85,6219	0	84,9864
12	0,103481	0,0008	0,1749	85,4234	85,7967	0,0004	84,9868
13	0,102807	0,0001	0,1561	85,4235	85,9528	0,0007	84,9875
14	0,098942	0,4337	2,1711	85,8572	88,124	0,0063	84,9937
15	0,092212	5,7269	0,4738	91,5841	88,5978	0	84,9937
16	0,075457	0,1181	3,5425	91,7022	92,1403	1,0049	85,9986

Commentaire :

D’après les résultats du tableau, on constate que :

T_{dyn} : la période obtenue par ETABS (**T_{dyn} = 0,6906 sec**)

T : la période fondamentale calculée par les méthodes empiriques (**T_{RPA} = 0,625 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} = 0,6906 sec < 1.3 (0,625) = 0,813 sec ⇒CV

IV.4.1.5. 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	
	F ₃ (KN)	F ₃ (KN)	(%) voile	(%) Portique
Niveau 1	7194.52	53871.53	11.78	88.22

- **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	958.09	973.37	1037.48	832.2	48.01	53.91	51.99	46.09

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.4.1.6. 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	cas	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,690569	3	0,1234	39589,36	0,066	3,2243
2	0,63964	3	70,8265	39589,36	0,0699	1959,9791
3	0,540672	3	0,1924	39589,36	0,078	5,9413
4	0,190082	2	3,8381	39589,36	0,0956	145,2622
5	0,188288	2	10,4118	39589,36	0,0956	394,0599
6	0,148793	1	0,0114	39589,36	0,096	0,43326
7	0,108141	1	0,0045	39589,36	0,121	0,2156
8	0,107946	1	0,0001	39589,36	0,121	0,0048
9	0,105904	1	0	39589,36	0,123	0
10	0,104754	1	0,0088	39589,36	0,123	0,4285
11	0,104345	1	0,0056	39589,36	0,124	0,2749
12	0,103481	1	0,0008	39589,36	0,124	0,0392
13	0,102807	1	0,0001	39589,36	0,124	0,0049
14	0,098942	1	0,4337	39589,36	0,127	21,8058
15	0,092212	1	5,7269	39589,36	0,131	297,0088
16	0,075457	1	0,1181	39589,36	0,141	6,5924

- Sens YY :

Tableau IV.39 Calcul de l'effort tranchant modal à la base sens transversal (YY)

Mode	Période	cas	alpha %	Wn (KN)	Sa/g	Vi (KN)
1	0,690569	3	67,5026	39589,36	0,066	1763,7739
2	0,63964	3	0,1191	39589,36	0,0699	3,2958
3	0,540672	3	0,0054	39589,36	0,078	0,1668
4	0,190082	2	12,0079	39589,36	0,0956	454,4681
5	0,188288	2	4,4674	39589,36	0,0956	169,0796
6	0,148793	1	0,3179	39589,36	0,096	12,0820
7	0,108141	1	0,4642	39589,36	0,121	22,2366
8	0,107946	1	0,1033	39589,36	0,121	4,9484
9	0,105904	1	0,1456	39589,36	0,123	7,0899
10	0,104754	1	0,1048	39589,36	0,123	5,1032
11	0,104345	1	0,3835	39589,36	0,124	18,8263
12	0,103481	1	0,1749	39589,36	0,124	8,5860
13	0,102807	1	0,1561	39589,36	0,124	7,6631
14	0,098942	1	2,1711	39589,36	0,127	109,1596
15	0,092212	1	0,4738	39589,36	0,131	24,5722
16	0,075457	1	3,5425	39589,36	0,141	197,7459

IV.4.1.7. 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 ≤ T_j** vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 8.5\% \Rightarrow r \leq 0.991$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \dots(1) \quad \left\{ \begin{array}{l} E : \text{effet de l'action sismique considéré.} \\ E_i : \text{valeur modale de E selon la mode « i ».} \\ K : \text{nombre de modes retenues} \end{array} \right.$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendant, **E₁** et **E₂** par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Tableau IV.40 Combinaisons des réponses modales

Mode	Période	R	10/(10+√ε _i ε _j)	observation
1	0,690569	0,92625067	0,991	CV
2	0,63964	0,84527547	0,991	CV
3	0,540672	0,3515662	0,991	CV
4	0,190082	0,99056197	0,991	CV
5	0,188288	0,79024154	0,991	CV
6	0,148793	0,72678822	0,991	CV
7	0,108141	0,9981968	0,991	CNV
8	0,107946	0,98108313	0,991	CV
9	0,105904	0,98914111	0,991	CV
10	0,104754	0,99609561	0,991	CNV
11	0,104345	0,99171978	0,991	CNV
12	0,103481	0,99348673	0,991	CNV
13	0,102807	0,96240528	0,991	CV
14	0,098942	0,93198035	0,991	CV
15	0,092212	0,81829914	0,991	CV
16	0,075457	0,10926786	0,991	CV

On applique la formule : $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

E_X = 2126.50 KN

E_Y = 1844.16 KN

IV.4.1.8. Méthode statique équivalente :

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.

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 $\eta = 0.816$ R = 5 $h_N = 28.98$ m

$T_1 = 0.15$ s $T_2 = 0.40$ s Q = 1.25

• **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 (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: $d_x = 26.62 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_x = 0.506 \text{ s}$
- Sans transversale : $d_y = 17.08 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y = 0.631 \text{ s}$

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: $T_2 = 0,40 \text{ s}$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_2 \leq T_X \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad 0.40 \text{ s} \leq T_X \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_x = 2,5 \eta (T_2 / T_X)^{2/3} \\ T_2 \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad 0.40 \text{ s} \leq T_Y \leq 3 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_y = 2,5 \eta (T_2 / T_Y)^{2/3} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.506)^{2/3} = 1.744 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_x = 1.744} \\ D_y = 2,5 \times 0.816 \times (0.40 / 0.625)^{2/3} = 1.515 \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_y = 1.515} \end{cases}$$

c) Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids **W_i** calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- **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 :

$$(\text{Le bâtiment à usage mixte d'habitation}) \quad \Rightarrow \quad \mathbf{\beta = 0,20.}$$

$$\text{Donc à chaque niveau : } W_i = W_{Gi} + 0,2 W_{Qi}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{W_t = 39589,36 \text{ KN}}$$

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	1.744	1.515	1.25	5	39589.36	0.506	0.625	0.816

Donc on a: $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

⇒ V_{x-statique} = 2589.14 KN.

⇒ V_{y-statique} = 2249.17 KN.

IV.4.1.9. 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.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	2589.14	2126.50	2071.31	C.N.V
Sens Y-Y	2249.17	1844.16	1799.34	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

b) 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:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e : \text{le déplacement relatif admissible.}$$

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).

$$\left. \begin{aligned} \delta_x^k &= R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k &= R \delta_{ey}^k \end{aligned} \right\} : \text{Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure} \\ \text{(Art.4-19. RPA 2003)}$$

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	1.19	5	6.2	5.45	1.05	3,06	C.V
story 8	306	1.08	5	5.45	4.8	0.65	3.06	C.V
story 7	306	0.96	5	4.8	4.05	0.75	3.06	C.V
story 6	306	0.82	5	4.05	3.25	0.8	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	0.8	0.75	3.06	C.V
story 2	306	0.16	5	0.8	0.25	0.55	3,06	C.V
story 1	306	0.05	5	0.25	0	0.25	3,06	C.V
Base	306	0	5	0	/	/	/	/

- Sens transversale :

Tableau IV.34 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	1.27	5	6.35	5.5	0.85	3.06	C.V
story 8	306	1.1	5	5.5	4.7	0.8	3.06	C.V
story 7	306	0.94	5	4.7	3.9	0.8	3.06	C.V
story 6	306	0.78	5	3.9	3.05	0.85	3.06	C.V
story 5	306	0.61	5	3.05	2.2	0.85	3.06	C.V
story 4	306	0.44	5	2.2	1.4	0.8	3.06	C.V
story 3	306	0.28	5	1.4	0.7	0.7	3.06	C.V
story 2	306	0.14	5	0.70	0.2	0.5	3.06	C.V
story 1	306	0.04	5	0.2	0	0.2	3.06	C.V
base	306	0	5	/	/	/	3.06	/

l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée).

c) 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 satisfont 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.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	403,81	1.05	306	178.84	0.0077	C.V
Niveau 8	1462,94	0.65	306	616.86	0.005	C.V
Niveau 7	6031,67	0.75	306	952.48	0.0155	C.V
Niveau 6	10487,67	0.8	306	1247.82	0.022	C.V
Niveau 5	14943,66	0.85	306	1484.31	0.028	C.V
Niveau 4	19532,19	0.85	306	1677.95	0.032	C.V
Niveau 3	24265,88	0.75	306	1814.12	0.033	C.V
Niveau 2	29157,34	0.55	306	1922.03	0.027	C.V
Niveau 1	34219,22	0.25	306	1975.91	0.014	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	403,81	0.85	306	183.72	0.0061	C.V
Niveau 8	1462,94	0.8	306	579.77	0.0066	C.V
Niveau 7	6031,67	0.8	306	908.69	0.017	C.V
Niveau 6	10487,67	0.85	306	1159.3	0.025	C.V
Niveau 5	14943,66	0.85	306	1367.66	0.030	C.V
Niveau 4	19532,19	0.8	306	1538.65	0.033	C.V
Niveau 3	24265,88	0.7	306	1669.52	0.033	C.V
Niveau 2	29157,34	0.5	306	1759.34	0.027	C.V
Niveau 1	34219,22	0.2	306	1797.33	0.012	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.4.2. 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 (**$M_s > M_r$**).

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 .

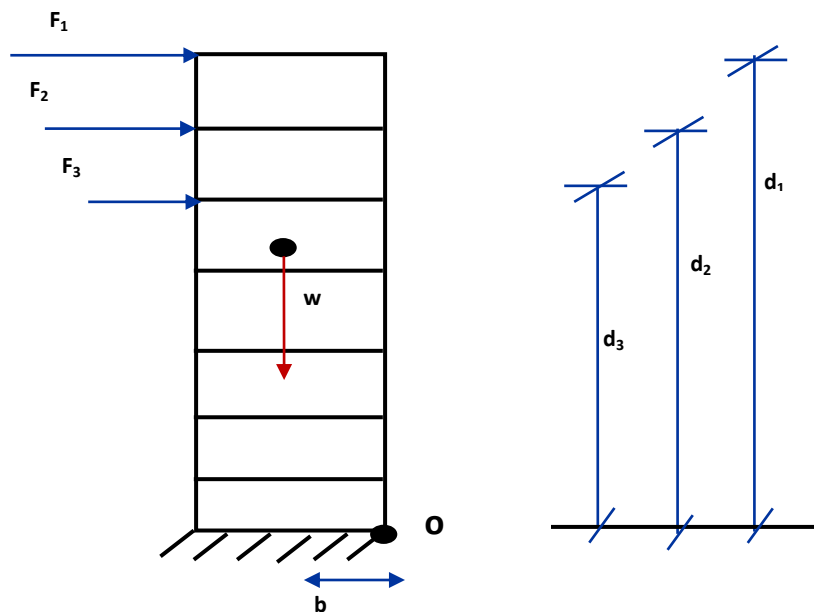


Figure IV.23 schémas représentatif des effets appliqués sur la structure

IV.4.3. 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)

$$V = F_i + \sum F_i$$

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 $(V - F_t)$ 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.47 Les valeurs des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Niveau	W (KN)	Hi (m)	W x Hi x V	$\sum W*hi$	Fi (KN)	Vi (KN)
STORY9	1059,13	27,54	75521175,26	538730,258	140,184	78,975
STORY8	4568,73	24,48	289575917,4	538730,258	537,516	227,859
STORY7	4456	21,42	247126991,9	538730,258	458,721	443,666
STORY6	4455,99	18,36	211822660,6	538730,258	393,189	722,128
STORY5	4588,53	15,3	181769302,4	538730,258	337,403	1059,531
STORY4	4733,69	12,24	150015718,2	538730,258	278,462	1452,720
STORY3	4891,46	9,18	116261714,2	538730,258	215,807	1911,441
STORY2	5061,88	6,12	80208205,82	538730,258	148,884	2448,956
STORY1	5370,14	3,06	42546375,5	538730,258	78,975	2589,140

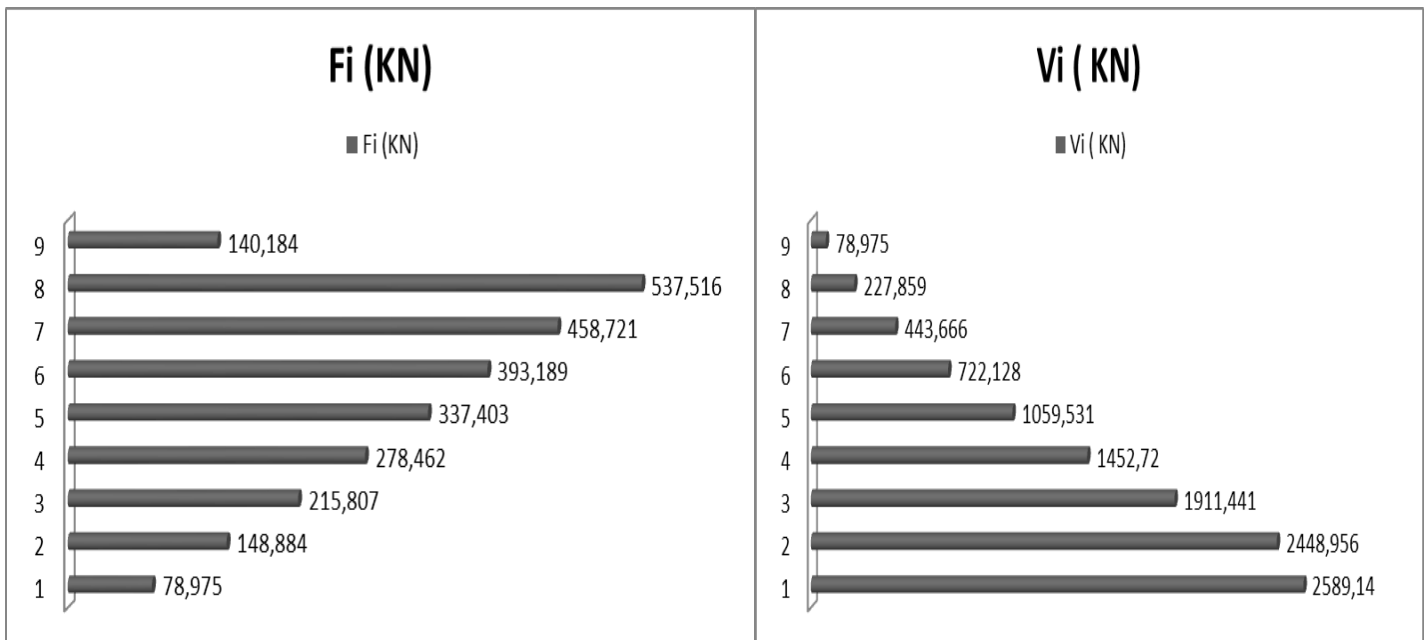


Figure IV.24 répartition des efforts sismiques appliques sur la structure sens X-X

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	$\sum W*hi$	Fi (KN)	Vi (KN)
STORY9	1059,13	27,54	65604780,64	538730,258	121,777	68,605
STORY8	4568,73	24,48	251552819,1	538730,258	466,936	197,940
STORY7	4456	21,42	214677698,6	538730,258	398,488	385,410
STORY6	4455,99	18,36	184009043	538730,258	341,561	627,308
STORY5	4588,53	15,3	157901875,5	538730,258	293,100	920,408
STORY4	4733,69	12,24	130317732,1	538730,258	241,898	1261,969
STORY3	4891,46	9,18	100995836,3	538730,258	187,470	1660,457
STORY2	5061,88	6,12	69676375,27	538730,258	129,334	2127,393
STORY1	5370,14	3,06	36959774,82	538730,258	68,605	2249,170

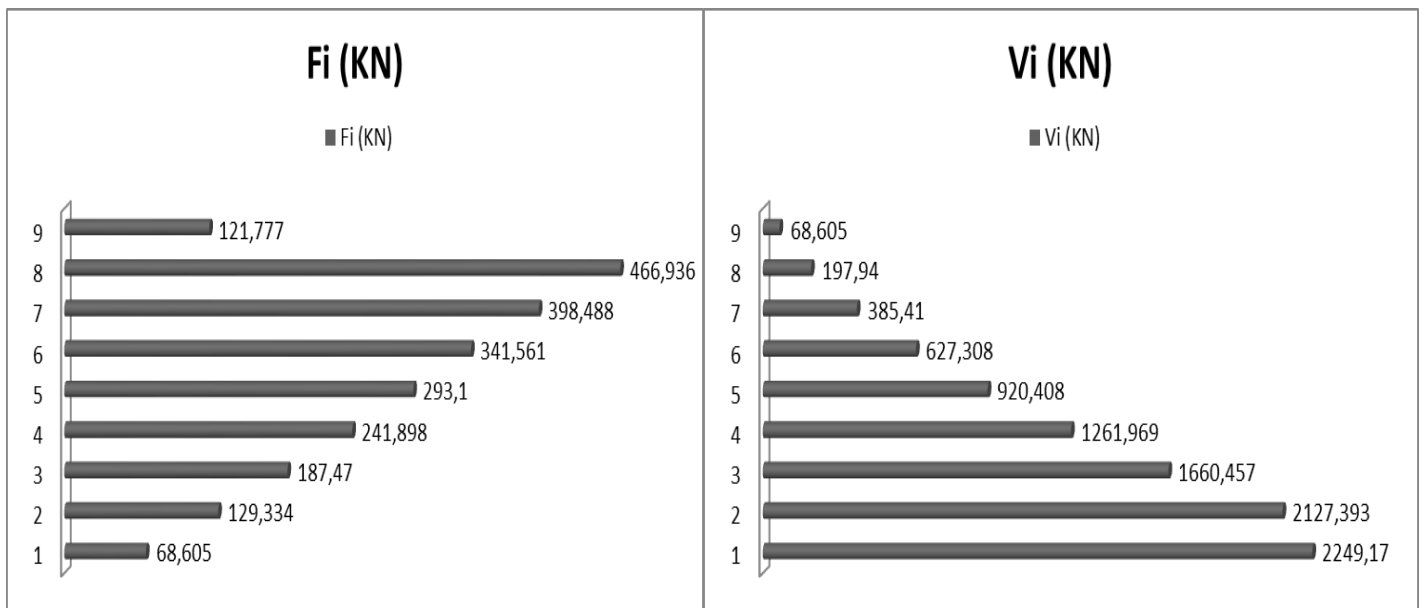


Figure IV.25 répartition des efforts sismiques appliqués sur la structure sens X-X

Tableau IV.49 valeurs des moments Mr suivant les deux axes X-X et Y-Y

Sens X-X :

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	140,184	3860,667
STORY8	24,48	537,516	13158,392
STORY7	21,42	458,721	9825,804
STORY6	18,36	393,189	7218,950
STORY5	15,3	337,403	5162,266
STORY4	12,24	278,462	3408,375
STORY3	9,18	215,807	1981,108
STORY2	6,12	148,884	911,170
STORY1	3,06	78,975	241,664
		Somme	45768,396

Sens Y-Y :

Niveau	di (m)	Fxi (KN)	Fxi*di(KN.m)
STORY9	27,54	121,777	3353,739
STORY8	24,48	466,936	11430,593
STORY7	21,42	398,488	8535,613
STORY6	18,36	341,561	6271,060
STORY5	15,3	293,1	4484,430
STORY4	12,24	241,898	2960,832
STORY3	9,18	187,47	1720,975
STORY2	6,12	129,334	791,524
STORY1	3,06	68,605	209,931
		Somme	39758,696

- Calcul du centre de gravité de la structure :

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 26.62 - 13.68 = \mathbf{12.94 \text{ m}} \\ b_y = L_y - Y_G = 17.08 - 7.94 = \mathbf{9.14 \text{ m}} \end{cases}$$

Tableau IV.50 vérification du renversement

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	MS / Mr	Ms > 1,5 Mr
Sens XX	39589.36	12.94	512286.318	45768.396	11.193	CV
Sens YY	39589.36	9.14	361846.75	39758.696	9.101	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

*Ferraillage des
éléments résistants
(les éléments 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.2.1. 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.2.2. Ferrailage des poutres :**V.2.2.1. Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres:****V.2.2.1.1. 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 **II-a**.

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.2.2.1.2. Armatures transversales : (RPA99. Version 2003/Art7.5.2.2) :

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

- 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.2.2.2. Recommandation du BAEL 91 :

V.2.2.2.1. Armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit :

$$A_s \geq A_{lmin} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}; 15\varnothing'_{l_{\min}} \neq 0) \quad \text{L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj})} \end{array} \right.$$

V.2.2.2.2. Armatures transversales :

1. Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

$$\text{Avec : } A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$K = \left\{ \begin{array}{l} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \text{ Donc : } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0.3 f_{tj}^* k \quad f_{tj}^* = \text{Min} \{ f_{tj}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0.3 \times 2.1 \times 1 = 0.63 \text{ MPa}$$

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 : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$
- Espacement maximale : $S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9 d ; 40 \text{ cm} \right\}$
- 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 : $f_{bu} = 0.85 \frac{f_c 28}{\theta \gamma_b}$

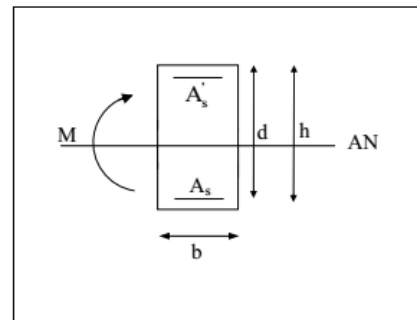


Figure V.1. La zone comprimée et la zone tendue

- Calcul du moment réduit limite « μ_l » :

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{tel que : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{FE400} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0,392$$

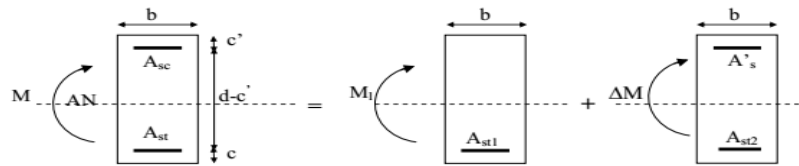
En comparant les deux moments réduits « μ_l » et « μ », deux cas se présente :

$\mu \leq \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ la section est simplement armée (SSA).

\Rightarrow Pas besoin d'aciers supérieurs (comprimés) $A_s' = 0$ et la section d'aciers inférieurs (tendus).

$\mu \geq \mu_l = 0,392$ 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.2.3. 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	2,5	40.5
Poutre secondaire	40	30	2,5	36

Tableau V.2: Caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	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.2.3.1. Calcul d'armatures longitudinales :

V.2.3.1.1. Poutres principales (30x45) cm2 : 3^{ème} niveau :

- **Condition de RPA₉₉/Version₂₀₀₃ :**

$A_{min} = 0,5\% . b . h \rightarrow 0,5\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{min} = 6.75\text{cm}^2.$

$A_{max} = 4\% . b . h \rightarrow 4\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{max} = 54 \text{ cm}^2$ (Zone courante) . .

$A_{max} = 6\% . b . h \rightarrow 6\% \times 30 \times 45 \rightarrow A_{max} = 81 \text{ cm}^2$ (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**.

$$M_{\max}^T = 71.314 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{71.314 \cdot 10^3}{30 \cdot 40.5^2 \cdot 14,2} = 0,102$$

$$U_{bu} < U_1 = 2.215 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0 \quad U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5 (1 - 0,6 \times 0,102) = 38.33 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{71.314 \times 10}{0,3833 \times 348} = 5.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.35 \text{ cm}^2$$

2) Ferrailage en appui :

La poutre la plus sollicitée est la poutre **B 69**,

- **Sous la combinaison accidentelle : G+Q-E**

$$M_{\max}^A = 152.557 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{152.556 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.218$$

$$U_{bu} < U_1 = 2.035 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5 \times (1 - 0,6 \times 0.218) = 35.46 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{152.556 \times 10}{0,3546 \times 348} = 12.36 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 12.36 \text{ cm}^2$$

- **Sous la combinaison accidentelle 0.8G+E**

$$M_{\max}^A = 134.562 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{134.562 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.193$$

$$U_{bu} < U_1 = 1.841 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } \dot{A}_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \quad \text{méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 40.5 (1 - 0,6 \times 0.193) = 36.13 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{134.562 \times 10}{0,3613 \times 348} = 10.7 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 10.7 \text{ cm}^2$$

- **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.2.3.1.2. 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**,

$$M_{\max}^T = 26,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^T}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{26,93 \cdot 10^3}{30 \cdot 36^2 \cdot 14,2} = 0,049$$

$$U_{bu} < U_1 = 0,339 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0,275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 (1 - 0,6 \times 0,049) = 34,94 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{26,93 \times 10}{0,3494 \times 348} = 2,21 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,21 \text{ cm}^2$$

1) Ferrailage en appui :

- **sous la combinaison accidentelle G+Q-E**

$$M_{\max}^A = 120,231 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{120,231 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,2} = 0,218$$

$$U_{bu} < U_1 = 1,519 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0,275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 36 \times (1 - 0,6 \times 0,218) = 31,3 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{120,231 \times 10}{0,313 \times 348} = 10,95 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 10,95 \text{ cm}^2$$

- sous la combinaison accidentelle 0.8G+E

$$M_{\max}^A = 72.074 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}^A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72.074 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.131$$

$$U_{bu} < U_1 = 1.205 \rightarrow \text{pas d'armatures comprimé } A_s = 0$$

$$U_{bu} < 0.275 \text{ méthode simplifier}$$

$$z_b = d (1 - 0.6\mu_{bu}) = 36(1 - 0.6 \times 0.136) = 33.47 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{M_a}{z_b \cdot f_{ed}} = \frac{72.074 \times 10}{0.3347 \times 348} = 6.18 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6.18 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité BAEL₉₉ :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 \right) \rightarrow A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3.1.3. Résultats des calculs de ferrailage des poutres :

1) Poutres principales (30x45) cm² :

Tableau .V.3 . Ferrailage des poutres principales (30x45) cm²

P P (30x45)		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)	Combinaison	
Niveau	0 1	Sur appuis	Sup	-96.831	7.34	3HA16+2HA14	13.52	7.86	63	18.22	G+Q-E (min)
			inf	82.422	6.18	3HA16+2HA14				0.8G+E (max)	
		En travée		71.843	5.34	3HA16	5.34	6.03		1.35G+1.5Q	
	0 2	Sur appuis	Sup	-130.827	10.36	3HA16+3HA14	19.44	6.75	54	19.76	G+Q-E (min)
			inf	116.345	9.08	3HA16+2HA14				0.8G+E (max)	
		En travée		70.795	5.31	3HA16	5.31			6.03	1.35G+1.5Q
	03	Sur appuis	Sup	-152.557	12.36	3HA20+2HA16	23.06	6.75	54	25.5	G+Q-E (min)
			inf	134.562	10.74	3HA16+3HA16				0.8G+E (max)	

		En travée	71.314	5.35	3HA16	5.35			6.03	1.35G+1.5Q
0 4	Sur appuis	Sup	-157.066	12.78	3HA20+2HA16	23.3	6.75	54	25.5	G+Q-E (min)
		inf	132.512	10.52	3HA16+3HA16					0.8G+E (max)
	En travée	71.891	5.37	3HA16	5.38	6.03			1.35G+1.5Q	
0 5	Sur appuis	Sup	-148.471	11.97	3HA16+3HA16	20.98	6.75	54	21.17	G+Q-E (min)
		inf	115.415	9.01	3HA16+2HA14					0.8G+E (max)
	En travée	72.763	5.46	3HA16	5.46	6.03			1.35G+1.5Q	
0 6	Sur appuis	Sup	-131.454	10.42	3HA16+3HA16	17.12	6.75	54	21.17	G+Q-E (min)
		inf	88.127	6.7	3HA16+2HA14					0.8G+E (max)
	En travée	73.604	5.53	3HA16	5.53	6.03			1.35G+1.5Q	
0 7	Sur appuis	Sup	-109.579	8.49	3HA16+2HA14	13.04	6.75	54	15.14	G+Q-E (min)
		inf	61.205	4.55	3HA16					0.8G+E (max)
	En travée	72.57	5.44	3HA16	5.44	6.03			1.35G+1.5Q	
0 8	Sur appuis	Sup	-100.314	7.72	3HA16+2HA14	11.15	6.75	54	15.14	G+Q-E (min)
		inf	46.704	3.43	3HA16					0.8G+E (max)
	En travée	85.944	6.53	3HA16+2HA14	6.53	9.11			1.35G+1.5Q	
0 9	Sur appuis	Sup	-61.021	4.54	3HA14	6.53	6.75	54	9.24	G+Q-E (min)
		inf	27.506	1.99	3HA14					0.8G+E (max)
	En travée	48.778	3.59	3HA14	3.59	4.62			1.35G+1.5Q	

Niveau

2) Poutres secondaires (30x40) cm² :

Tableau .V.4 . Ferraillage 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)	Combinaison	
Niveau	0 1	Sur appuis	Sup	-80.67	6.99	3HA14+3HA12	13.18	7.00	56	16.02	G+Q-E (min)
			inf	72.95	6.19	3HA14+3HA12				0.8G+E (max)	
		En travée		7.391	0.59	3HA14	0.59			4.62	1.35G+1.5Q
	0 2	Sur appuis	Sup	-112.521	10.15	3HA16+3HA14	19.01	6.00	48	19.89	G+Q-E (min)
			inf	99.809	8.86	3HA14+3HA14				0.8G+E (max)	
		En travée		7.206	0.58	3HA14	0.58			4.62	1.35G+1.5Q
	0 3	Sur appuis	Sup	-135.054	12.58	3HA20+2HA16	23.03	6.00	48	24.09	G+Q-E (min)
			inf	115.442	10.46	3HA16+3HA14				0.8G+E (max)	
		En travée		9.466	0.76	3HA16	0.76			6.03	1.35G+1.5Q
	0 4	Sur appuis	Sup	-142.8	13.44	3HA20+2HA16	23.91	6.00	48	24.09	G+Q-E (min)
			inf	115.641	10.47	3HA16+3HA14				0.8G+E (max)	
		En travée		13.71	1.11	3HA16	1.11			6.03	1.35G+1.5Q
	0 5	Sur appuis	Sup	-139.486	13.06	3HA20+2HA16	22.37	6.00	48	24.09	G+Q-E (min)
			inf	104.332	9.31	3HA16+3HA14				0.8G+E (max)	
		En travée		18.015	1.46	3HA16	1.46			6.03	1.35G+1.5Q
	0 6	Sur appuis	Sup	-129.932	12	3HA16+3HA16	19.55		48	21.17	G+Q-E (min)
			inf	86.519	7.55	3HA16+2HA14				0.8G+E (max)	

Niveau		En travée	22.573	1.84	3HA16	1.84	6.00	6.03	1.35G+1.5Q	
	07	Sur appuis	Sup	-120.231	10.95	3HA16+3HA14	17.13	6.00	19.76	G+Q-E (min)
			inf	72.231	6.18	3HA16+2HA14				0.8G+E (max)
		En travée	26.93	2.21	3HA16	2.21	6.03		1.35G+1.5Q	
	08	Sur appuis	Sup	-100.006	8.87	3HA14+3HA14	13.45	6.00	16.12	G+Q-E (min)
			inf	54.48	4.58	3HA14+2HA12				0.8G+E (max)
		En travée	22.41	1.83	3HA14	1.83	4.62		1.35G+1.5Q	
	09	Sur appuis	Sup	-44.499	3.71	3HA14	6.26	6.00	9.24	G+Q-E (min)
			inf	30.706	2.52	3HA14				0.8G+E (max)
		En travée	36.565	3.02	3HA14	3.02	4.62		1.35G+1.5Q	

V.2.3.2. Calcul d'armatures transversales :

Le ferraillage 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 : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

• L'espace maximal :

En zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l, 30\right)$

En zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

On adopte les espacements suivants :

• Pour les poutres principales $h = 45 \text{ cm}$:

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t' = 15 \text{ cm}$.

• Pour les poutres secondaires $h = 40 \text{ cm}$:

En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $S_t' = 15 \text{ cm}$.

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 > 0.45 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t_{adopté}} = \text{Min}\{S_{t_{B.A.E.L.}} \cdot S_{t_{RPA}}\} \implies \begin{cases} \text{En zone nodale:} & S_t = 10 \text{ cm.} \\ \text{En zone courante :} & S_t' = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

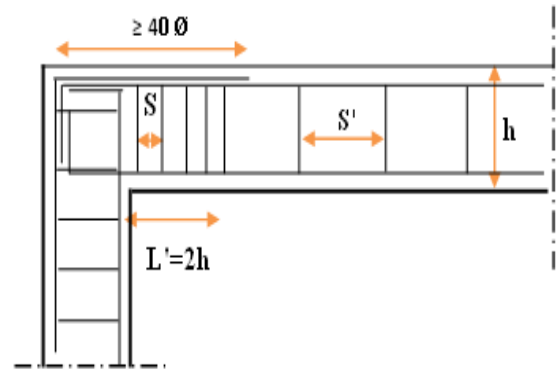
Le choix des barres est le suivant : **4HA8** $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

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 Π_a est : $L_r = 40 \phi_l$

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
$\phi 12$	50
$\phi 14$	60
$\phi 16$	65
$\phi 20$	80



FigureV.3. détail d'espacement.

- Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h$

	PP (30 x 45)	PS (30 x 40)
L' (cm)	90	80

V.2.3.3. Vérifications :

V.2.3.3.1. La condition de non fragilité :(BAEL91)

$$A_t \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PP : } A_{st \min} = 6.88 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée (pour PS : } A_{st \min} = 6.88 \text{ cm}^2)$$

V.2.3.3.2. Etat limite d'ouverture des fissures :

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

V.2.3.3.3. 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

1. Poutres principales niveau 03 :

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

$$V_u = T_{\max} = 335.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{156.2 \times 10^3}{30 \times 40.5 \times 10^2} = 1.29 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.29 < \bar{\tau}_u = 3.33 \dots\dots\dots \text{ CV}$$

Pour tous les autres niveaux les résultats sont comme suit :

Tableau .V.5.Vérification de l'effort tranchant

Niveau	Effort	Effort tranchant	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$	vérification
	tranchant (KN) PP	(KN) PS			(MPa)	
1	128.76	83.96	1.06	0.78	3.33	CV
2	140.19	114.87	1.15	1.06	3.33	CV
3	156.2	136.2	1.29	1.26	3.33	CV
4	153.04	142.33	1.26	1.32	3.33	CV
5	135.81	136.62	1.18	1.27	3.33	CV
6	134.56	125.63	1.11	1.16	3.33	CV
7	135.07	117.46	1.11	1.09	3.33	CV
8	149.26	91.14	1.23	0.84	3.33	CV
9	86.91	27.31	0.72	0.25	3.33	CV

V.2.3.3.4. 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.6. Vérification de l'adhérence

Niveau	poutres	$V_U(\text{KN})$	$\sum U_i (\text{cm})$	$\tau_{se} (\text{Mpa})$	$\overline{\tau_{se}} (\text{Mpa})$	Observation
1	P.P	128.76	60.8	0.51	3.15	C.V
	P.S	83.96	62.17	0.42	3.15	C.V
2	P.P	140.19	67.2	0.57	3.15	C.V
	P.S	114.87	67.82	0.52	3.15	C.V
3	P.P	156.2	74.104	0.59	3.15	C.V
	P.S	136.2	72.22	0.58	3.15	C.V
4	P.P	153.04	74.104	0.57	3.15	C.V
	P.S	142.33	72.22	0.61	3.15	C.V
5	P.P	135.81	69.08	0.54	3.15	C.V
	P.S	136.62	72.22	0.58	3.15	C.V
6	P.P	134.56	69.08	0.48	3.15	C.V
	P.S	125.63	69.08	0.51	3.15	C.V
7	P.P	135.07	54.01	0.69	3.15	C.V
	P.S	117.46	67.2	0.49	3.15	C.V
8	P.P	149.26	62.8	0.59	3.15	C.V
	P.S	91.14	39.56	0.71	3.15	C.V
9	P.P	86.91	60.29	0.40	3.15	C.V
	P.S	27.31	39.56	0.21	3.15	C.V

V.2.3.3.5. 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 :

$$\sigma_{bc} = y_1 \cdot k \quad ; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Potion de l'axe neutre :} \quad \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\text{Moment d'inertie :} \quad I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\text{Avec} \quad K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = K \cdot y_1$$

➤ **Exemple : le 3^{ème} niveau**

a) **En travée :** $M_{ser} = 51.726 \text{ KN.m}$

$$Y = 12.9 \text{ cm} \quad I = 90368.08 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.38 \text{ MPa.} \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{28}=15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

b) **Aux appuis :** $M_{ser} = 72.923 \text{ KN.m}$

$$Y = 21.82 \text{ cm} \quad I = 237358.19 \text{ cm}^4 \quad \sigma_{bc} = 6.70 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ L'armature calculée convient.

1) Poutres principales :

Tableau .V.7. 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 (35x45)	Sur appuis	-67.532	18.22	18.52	206145.6	6.07	< 15
	En travée	52.126	6.03	12.11	93621.48	6.74	< 15
PP 2 (30x45)	Sur appuis	-70.02	19.76	20.08	195993.72	7.17	< 15
	En travée	51.349	6.03	12.9	90368.08	7.33	< 15
PP 3 (30x45)	Sur appuis	-72.923	25.5	21.82	237358.19	6.70	< 15
	En travée	51.726	6.03	12.9	90368.08	7.38	< 15
PP 4 (30x45)	Sur appuis	-75.519	25.5	21.82	237358.19	6.94	< 15
	En travée	52.147	6.03	12.9	90368.08	7.44	< 15
PP 5 (30x45)	Sur appuis	-77.492	21.17	20.55	213168.86	7.47	< 15
	En travée	52.778	6.03	12.9	90368.08	7.53	< 15
PP 6 (30x45)	Sur appuis	-79.547	21.17	20.55	213168.86	7.67	< 15
	En travée	53.391	6.03	12.9	90368.08	7.62	< 15
PP 7	Sur appuis	-81.394	15.14	18.32	173208.41	8.61	< 15

(30x45)	En travée	52.627	6.03	12.9	90368.08	7.51	< 15
PP 8	Sur appuis	-84.851	14.32	17.96	167061.55	9.12	< 15
(30x45)	En travée	62.887	9.11	11.49	130171.03	5.55	< 15
PP 9	Sur appuis	-44.759	9.24	15.27	123831.73	5.52	< 15
30x45)	En travée	35.715	4.62	11.56	88906.65	4.64	< 15

2) Poutres secondaires

Tableau .V.8. 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	-18.557	16.02	16.41	143774.68	2.12	< 15
	En travée	5.399	4.62	10.12	58507.09	0.93	< 15
PS 2 (30x40)	Sur appuis	-18.962	19.89	18.6	154677.01	2.28	< 15
	En travée	5.258	4.62	10.79	56605.37	1.00	< 15
PS 3 (30x40)	Sur appuis	-19.363	24.09	19.77	172455.87	2.22	< 15
	En travée	6.837	6.03	12.02	69378.95	1.18	< 15
PS 4 (30x40)	Sur appuis	-19.767	24.09	19.77	172455.87	2.27	< 15
	En travée	9.913	6.03	12.02	69378.95	1.72	< 15
PS 5 (30x40)	Sur appuis	-21.392	24.09	19.77	172455.87	2.45	< 15
	En travée	13.036	6.03	12.02	69378.95	2.26	< 15
PS 6 (30x40)	Sur appuis	-26.328	21.17	18.98	160361.64	3.12	< 15
	En travée	16.351	6.03	12.02	69378.95	2.88	< 15
PS 7 (30x40)	Sur appuis	-30.369	19.76	18.56	154084.43	3.66	< 15
	En travée	19.528	6.03	12.02	69378.95	3.38	< 15
PS 8 (30x40)	Sur appuis	-29.265	16.12	17.34	136330.84	3.72	< 15
	En travée	16.255	4.62	10.79	56605.37	3.10	< 15
PS 9 (30x40)	Sur appuis	-32.347	9.24	14.19	94501.14	4.86	< 15
	En travée	26.512	4.62	10.79	56605.37	5.05	< 15

V.2.3.3.6. 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:

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= 5.53m la portée entre nus d'appuis.

$M_t = 71.843 \text{ KN.m}$ Moment maximum en travée du RDC.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{553} = 0.08 > 0.063 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.08 > \frac{1}{10} \frac{71.843}{93.078} = 0.077 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03}{35 \times 40.5} = 0.0043 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

2) Poutre secondaire :

h= 40 cm hauteur de la section

l= 5.02 m la portée entre nus d'appuis.

$M_t = 7.391 \text{ KN.m}$ Moment maximum en travée du RDC.

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0.10 > 0.063 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.10 > \frac{1}{10} \frac{7.391}{25.903} = 0.029 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{35 \times 36} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.011 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

V.3. Etude des voiles :

V.3.1. 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 cinq 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.3.2. 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.3.3. Recommandations de RPA99/v.2003 :

V.3.3.1. 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)

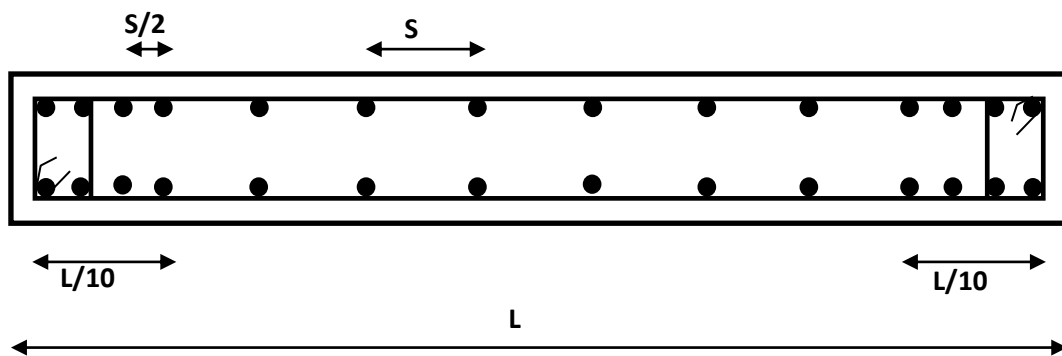


Figure .VI.4. Disposition des armatures verticales dans le voile.

V.3.3.2. 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.3.3.3. 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 ou 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.3.3.4. 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.3.3.5. 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.3.3.6. 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.3.4. Ferrailage des voiles :

V.3.4.1. 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).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

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) :*

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_s}$$

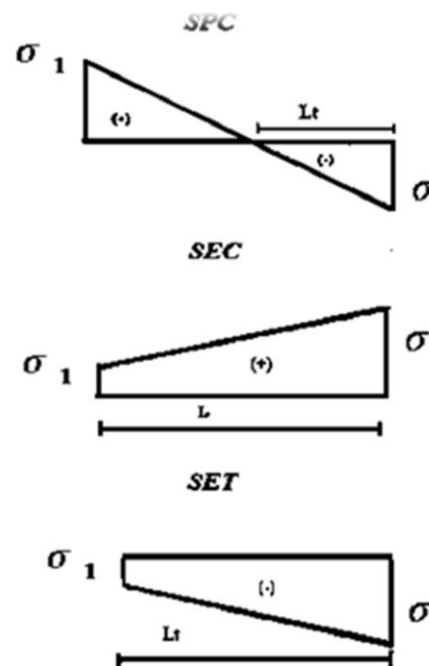


Figure .VI.5. Diagramme des contraintes

• **Armatures minimales selon le BAEL91 :**

Section partiellement comprimée : $A_{min} \geq \max\left(0,23.B \cdot \frac{f_t 28}{f_e}; 0,005B\right)$

Section entièrement tendue : $A_{min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B \cdot \frac{f_t 28}{f_e}; 0,005.B\right)$

V.3.5. Vérification :**V.3.5.1. 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.3.5.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**1. D'après le RPA99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$\text{ou: } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \text{ avec: } V = 1,4V_u \text{ calcul}$$

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

$$\text{On a aussi } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right)$$

V.3.6. 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.3.6.1. Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = 2916.882 \text{ KN.m} \implies N_{\text{cor}} = 528.76 \text{ KN.m}$$

$$I = \frac{0.2 (3.7)^3}{12} = 0.844 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 3.7 = 0.74 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 1708.18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = -5679.1 \text{ KN/m}^2 \implies \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{5679.1}{5679.1 - 1708.18} 3.7 = 1.64 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2 L_t = 3.7 - 2 (1.64) = 0.42 \text{ m}$$

V.3.6.2. Calcul des armatures verticales :

$$F = \frac{\sigma_2 L_t}{2} e = \frac{-5679.1 \times 1.64}{2} 0.2 = 931.4 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F}{f_e} = \frac{931.4 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 23.29 \text{ cm}^2$$

La section finale dans le voile est $A_v = 23.29 \text{ cm}^2 \implies A_{v \text{ adoptée}} = 27.71 \text{ cm}^2$ (18HA14)

doit être distribuée sur L_t .

- **Armature minimale dans la zone tendue :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min} = 0.2\% L_t e = 6.56 \text{ cm}^2 \qquad A_v = 23.29 \text{ cm}^2 > A_{\min} 6.56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

La longueur minimale d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99V2003 :**

- Longueur de la zone d'about : $370/10 = 37 \text{ cm}$ Avec : **St = 10 cm**

- Longueur de la zone courante : $370-37 = 333 \text{ cm}$. Avec : **St = 15 cm**

Conclusion :

On adopte comme ferrailage verticale $A_v = 27.71 \text{ cm}^2$ (18HA14) par nappe sur toute la longueur du voile.

V.3.6.3. Armature horizontale :

- D'après le BAEL91: $A_H = \frac{A_V}{4} = 6.93 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA 99: $A_H = 0.15\% \times L \times e = 0.15\% \times 370 \times 20 = 11.1 \text{ cm}^2$

Soit (8HA14/m) de hauteur pour chaque nappe avec $S_t=12\text{cm}$

V.3.6.4. Armature transversale:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

V.3.6.5. Vérification de contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA99 [art 7.7.2]:

$$\bar{\tau} = 0,02.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 697.47 \text{ KN}$$

$$\tau = 1,4 \frac{V}{b.d} = \frac{1.4 \times 697.4 \times 10^{-3}}{0.2 \times 0.9 \times 3.7} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

- Selon le BAEL91:

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{697.47 \times 10^{-3}}{0.9 \times 3.7} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$\tau < \bar{\tau}$ 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.3.6.6. Détermination des sollicitations :

On prend dans notre cas :

$$M_{\max} = -488.676 \text{ KN .m} \implies N_{\text{cor}} = 887.15 \text{ KN .m}$$

$$I = \frac{0.2 (3.7)^3}{12} = 0.844 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.2 \times 3.7 = 0.74 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3.7}{2} = 1.85 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = 2270 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = 127.7 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée.}$$

$$L_t = 0 \text{ m} \Rightarrow L_c = 3.7 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} e \times L_c = 887.15 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{F - B \times \sigma_{bc}}{f_c} = -240.52 < 0 \Rightarrow A_v = 0$$

- **Armature minimale dans la zone tendue :**

Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art : 7.7.4.1)** :

$$A_{\min} = 0.2\% L_c e = 14.8 \text{ cm}^2 \qquad A_v = 0 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 14.8 \text{ cm}^2$$

V.3.7. Résultats du calcul :

V.3.7.1. Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage :

Après les calculs les résultats sont comme suite :

- Voile L =3.7 m .

$B = 0.74 \text{ m}^2$; $V = 1.85 \text{ m}$; $I = 0.844 \text{ m}^4$

Tableau .V.9 .Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 3.7m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-1087.21	1137.823	3963.3 8	-1024.84	SPC	2.18	0.76	77.9	1.95	18HA14	27.71	2.96	55.42
	N _{max}	2703.18	-2547.71	9237.3 8	-1931.5	SPC	2.42	0.64	123.6	309			2.56	
	M _{max}	528.76	2916.882	7108.1 8	-5679.1	SPC	0.42	1.64	931.4	23.29			6.56	
02	N _{min}	-267.5	924.564	2388.1	-1665.11	SPC	0.66	1.52	253.1	6.33			6.08	
	N _{max}	1593.76	1.948	2158	2149.5	SEC	3.7	0	1593.7 8	0			14.8	
	M _{max}	930.74	-1055.39	3571.1 1	-1055.6	SPC	2.02	0.84	88.7	2.22			3.36	
03	N _{min}	-293.46	858.825	2257.1 4	-1464	SPC	0.78	1.46	213.7	5.35			5.84	
	N _{max}	887.15	-488.676	2270	127.7	SEC	3.7	0	887.15	0			14.8	
	M _{max}	243.62	907.243	2317.8 4	-1659.41	SPC	0.62	1.54	255.55	6.4			6.16	

Tableau .V.10 .Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 3.7m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		1	2	3	CV	CV	CV	2.5	2.5
10	15	6.93	11.1	8HA14 St=12cm	4HA8	1	697.47	1.47	5	CV	1.05	2.5	CV
						2	530.92	1.15	5	CV	0.8	2.5	CV
						3	229.17	0.48	5	CV	0.34	2.5	CV

- Voile L =1.85 m .

$$B = 0.37 \text{ m}^2 ; V = 0.925 \text{ m} ; I = 0.106 \text{ m}^4$$

Tableau .V.11 .Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 1.85m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-479.41	42.229	1664.2 1	927.2	SEC	1.85	0	137.34	0	9HA12	10.18	7.4	20.36
	N _{max}	1281.41	726.428	807.1	-1130.5	SPC	0.53 8	0.65 6	74.16	1.85			2.624	
	M _{max}	322.78	557.66	5738.7 5	-3994	SPC	0.33	0.76	303.54	7.6			3.04	
02	N _{min}	-109.43	228.089	2286.2	-1694.6	SPC	0.27	0.79	133.87	3.35			3.16	
	N _{max}	862.15	-20.151	2506	2154.3	SEC	1.85	0	433.4	0			7.4	
	M _{max}	683.61	261.085	4125.9	-430.74	SPC	1.5	0.17 5	64.6	1.62			6	
03	N _{min}	-122.15	187.586	1967.0 8	1306.82	SEC	1.85	0	121.13	0			7.4	
	N _{max}	477.38	-11.378	1389.5	1190.9	SEC	1.85	0	38.71	0			7.4	
	M _{max}	197.46	202.216	2298.3	-1231	SPC	0.55	0.65	80	2			2.2	

Tableau .V.12 .Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 1.85m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml									
9	15	2.55	5.55	5HA12 St=20cm	4HA8	1	185.64	0.78	5	CV	0.55	2.5	CV
						2	158.2	0.665	5	CV	0.48	2.5	CV
						3	83.11	0.35	5	CV	0.25	2.5	CV

- Voile L =3.4 m .

$B = 0.68 \text{ m}^2$; $V = 1.7 \text{ m}$; $I = 0.655\text{m}^4$

Tableau .V.13 .Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 3.4m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-907.04	992.773	3910.5 5	-1242.8	SPC	1.76	0.82	101.91	2.55	20HA14	30.79	3.28	61.58
	N _{max}	1832.24	-2480.68	9132.7 2	-3743.8	SPC	1424	0.98 8	373.63	9.34			3.95	
	M _{max}	18.17	2560.394	6672.0 2	-6618.6	SPC	0.02	1.69	1118.5 4	27.96			6.76	
02	N _{min}	-286.93	635.811	2072.1 5	-1228.24	SPC	0.86	1.27	155.99	3.9			5.08	
	N _{max}	934	7.642	1393.4	1353.7	SEC	3.4	0	934	0			13.6	
	M _{max}	534.5	1106.409	3657.6 3	-2085.6	SPC	0.94	1.23	256.5	6.41			4.92	
03	N _{min}	-269.21	572.528	1881.8 5	-1090.05	SPC	0.9	1.25	136.3	3.4			5	
	N _{max}	573.4	-328.242	1695.2	1695.2	SEC	3.4	0	579.3	0			13.6	
	M _{max}	521.38	-575.718	2260.9 7	2260.97	SEC	3.4	0	811.5	0			13.6	

Tableau .V.14 .Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 3.4m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml									
10	15	7.7	10.2	8HA14 St=12cm	4HA8	1	586.37	1.34	5	CV	0.96	2.5	CV
						2	449.68	1.03	5	CV	0.73	2.5	CV
						3	206.04	0.47	5	CV	0.34	2.5	CV

Voile L =1.5 m .

$B = 0.3 \text{ m}^2$; $V = 0.75\text{m}$; $I = 0.0563 \text{ m}^4$

Tableau .V.15 .Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 1.5m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-237.09	27.904	1162.0 2	418.6	SEC	1.5	0	237.1	0	9HA12	10.18	6	20.36	
	N _{max}	578.35	-383.081	7031.0 4	-3175.4	SPC	0.56	0.47	149.2	3.73					
	M _{max}	104.17	384.642	5471.2 4	-4769.3	SPC	0.1	0.7	333.85	8.35					
02	N _{min}	-109.93	136.595	2186.1	-1453.22	SPC	0.3	0.6	87.2	2.18					2.4
	N _{max}	387.13	11.387	1442.1 3	1138.74	SEC	1.5	0	387.13	0					6
	M _{max}	225.39	222.702	3718.0 2	-2215.4	SPC	0.38	0.56	124.1	3.1					2.24
03	N _{min}	-164.21	318.616	4791.8	-3697.1	SPC	0.2	0.65	240.31	6					2.6
	N _{max}	303.12	-110.34	2480.3	-459.5	SPC	1.04	0.23	10.37	0.26					0.92
	M _{max}	277.11	-386.463	6071.9 6	-4224.6	SPC	0.26	0.62	262	6.55					2.48

Tableau .V.16 .Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 1.5m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	V _{max} (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		1	2	3	CV	CV	CV	2.5	2.5
5	15	2.55	4.5	5HA12 St= 20cm	4HA8	1	127	0.66	5	CV	0.47	2.5	CV
						2	105.68	0.55	5	CV	0.39	2.5	CV
						3	183.04	0.95	5	CV	0.68	2.5	CV

- Voile L =1.2 m .

$$B = 0.24 \text{ m}^2 ; V = 0.6 \text{ m} ; I = 0.03 \text{ m}^4$$

Tableau .V.17 .Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 1.2m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nature	L _c (m)	L _t (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}	-365.67	58.627	2696.2	351.1	SEC	1.2	0	365.7	0	8HA12	9.05	18.10	4.8
	N _{max}	798.78	-244.462	8217.5	-1561	SPC	0.8	0.2	31.22	0.78				0.8
	M _{max}	798.78	-244.462	8217.5	-1561	SPC	0.8	0.2	31.22	0.78				0.8
02	N _{min}	-92.78	23.237	851.32	-78.16	SPC	1	0.1	0.782	0.01				0.4
	N _{max}	451.39	-37.784	2636.5	1125.11	SEC	1.2	0	451.4	0				4.8
	M _{max}	402.64	-142.045	4518.6	-1163.23	SPC	0.72	0.24	2.8	0.7				0.96
03	N _{min}	-59.34	99.418	2235.6 1	-1741.11	SPC	0.14	0.53	92.3	2.3				2.12
	N _{max}	207.74	-75.067	2367	-635.76	SPC	0.69 2	0.25 4	16.15	0.4				1.02
	M _{max}	70.7	118.526	2665.1	-2076	SPC	0.53	0.53	110.03	2.75				2.12

Tableau .V.18 .Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 1.2m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml									
5	15	2.263	3.6	5HA12 St=20cm	4HA8	1	185.64	0.78	5	CV	0.55	2.5	CV
						2	158.2	0.665	5	CV	0.48	2.5	CV
						3	83.11	0.35	5	CV	0.25	2.5	CV

V.3.7.2. 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.

Tableau .V.19 .vérification des contraintes dans le béton

Type de voile	Nser (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
L = 3.7 m	1615.97	1.96	15	CV
L = 3.4 m	552.31	0.72	15	CV
L = 1.85 m	802.09	2	15	CV
L = 1.5 m	341.26	1.03	15	CV
L = 1.2 m	433.11	1.62	15	CV

V.4. Etude des poteaux :

V.4.1. 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.4.2. 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.4.2.1. Caractéristiques des matériaux :

Tableau .V.20. 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.4.2.2. 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.4.2.3. 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.4.2.4. 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 **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :
 - **3%** en zone courante.
 - **6%** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (zone IIa).
- 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**

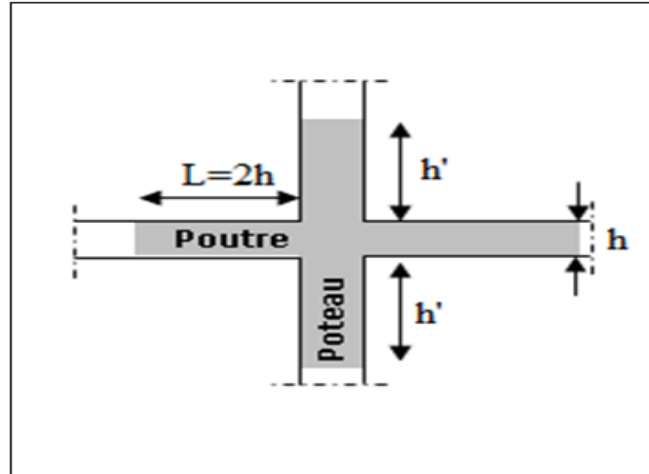


Figure .VI.6. Zone nodale

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .V.21. Les efforts et les moments dans les poteaux.

Section	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	e ₀ (cm)	Nature	As (cm ²)	A _{rpa} (cm ²)
75x75	ELU	2659.2	5.326	0.2	C.C	0	45
	08GEYmax	-1512.73	21.508	1.4	C.C	0	
	GQEYmin	1868.84	143.285	7.67	P.C	33.05	
70x70	ELU	2302.21	61.812	2.68	C.C	0	39.2
	08GEYmax	-1124.58	119.609	10.64	P.C	21.6	
	GQEYmin	1621.79	124.222	7.66	P.C	28.26	
65x65	ELU	1961.17	28.406	1.45	C.C	0	33.2
	08GEYmax	-730.22	13.954	1.9	C.C	0	
	GQEYmin	1353.5	121.072	8.95	P.C	25.32	
60x60	ELU	1628.15	29.824	1.83	C.C	0	28.8
	08GEYmax	-416.97	14.852	3.56	C.C	0	
	GQEYmin	1078.86	119.319	11.06	P.C	16.8	
55x55	ELU	1302.73	30.353	2.33	C.C	0	
	08GEYmax	-192.52	15.556	8.1	P.C	3.33	

	GQEYmin	815.17	112.241	13.77	P.C	18.44	24.2
50x50	ELU	1005.54	22.523	2.24	C.C	0	20
	08GEYmax	-68.23	14.293	20.95	P.C	1.85	
	GQEYmin	574.83	97.016	16.88	P.C	14.47	

V.4.2.4.1. Exemple de calcul :

V.4.2.4.1.1. Ferrailage longitudinal :

Soit un poteau de (70x70) cm² (Situation accidentelle) :

➤ Sous la combinaison 08GEYmax :

$$C=C' = 2.5 \text{ cm.}$$

$$L = 3.06 \text{ m.}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa.}$$

$$M_{\max} = 119.609 \text{ KN.m .}$$

$$N_{\text{corr}} = -1124.58 \text{ KN .}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{119.609}{1124.58} = 10.64 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.1064 + \left(0.63 - \frac{0.7}{2} \right) = 0.386 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1124.58 \times 0.386 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 434.54 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d} \right) = \frac{0.8 \times 0.7}{0.63} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.7}{0.63} \right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{434.54 \times 10^6}{700 \times 630^2 \times 14.2} = 0.110$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ 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 :**

$M_{\max} = 124.222 \text{ KN.m}$.

$N_{\text{corr}} = 1621.79 \text{ KN}$.

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{124.222}{1621.79} = 7.66 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.0766 + \left(0.63 - \frac{0.7}{2}\right) = 0.357 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_{eA} = N \times e_A = 1621.79 \times 0.357 \quad \Rightarrow \quad M_{eA} = 578.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.7}{0.63} \left(1 - \frac{0.4 \times 0.7}{0.63}\right) = 0.494$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{eA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{578.33 \times 10^6}{700 \times 630^2 \times 14.2} = 0.147$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **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 :**

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0.1963$$

$$A = \frac{\sigma_b \cdot h \cdot 0.8 \cdot \alpha \cdot d}{f_{ed}} = \frac{14.2 \times 700 \times 0.8 \times 0.1963 \times 630}{348} = 28.26 \text{ cm}^2.$$

- **Calcul des aciers en flexion composée :**

En section partiellement comprimée : $A_1 = A_s$

Donc : $A_1 = 28.26 \text{ cm}^2$

➤ **Sous la combinaison ELU :**

$$N_{\max} = 2302.21 \text{ KN.m .}$$

$$M_{\text{corr}} = 61.812 \text{ KN .}$$

- La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{61.812}{2302.21} = 2.68 \text{ cm} < \frac{b}{12} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow \text{compression centrée (C.C)}$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{0.7 \times 306 \times \sqrt{12}}{70} = 10.6$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{10.6}{35}\right)^2} = 0.835$$

$$Br = 4624 \text{ cm}^2$$

$$As \geq \left[\frac{N}{\alpha} - Br \frac{fc28}{0.9 \gamma b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$As \geq \left[\frac{2302.21 \times 1000}{0.835} - 462400 \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.1}{400} \dots As < 0$$

Donc :

$$A = \max [A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}]$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \text{Max} \begin{cases} 4 \times \text{périmètre} = 11.20 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 9.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min \text{ BAEL}} = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0.8\% B$$

$$A_{\min \text{ RPA}} = \frac{0.8}{100} \times 70 \times 70 = 39.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [39.2 ; 11.2]$$

$$\Rightarrow A = 39.2 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{CNF}}; A_{\min(\text{RPA})}) .$$

Tableau .V.22. Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	A_{Scal} (cm^2)	A_{RPA}	Choix	A_{Sadop}	A_{CNF}	Observation $A_{Sadp} > A_{RPA}$
75x75	33.05	45	4HA25+4HA20+8HA16	48.29	6.11	CV
70x70	28.26	39.2	4HA25+8HA20	44.77	5.33	CV
65x65	25.32	33.8	12HA20	37.7	4.6	CV
60x60	16.08	28.8	12HA20	37.7	3.91	CV
55x55	18.44	24.2	4HA20+8HA16	28.65	3.29	CV
50x50	14.47	20	4HA16+8HA14	20.36	2.72	CV

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.23. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Poteau	Zone courante		observation	Zone de recouvrement		Observation
	$A_{Sadoptée}$	A_{max}	$A_{Sad} < A_{max}$	$A_{Sadoptée}$	A_{max}	$A_{Sad} < A_{max}$
75x75	48.29	168.75	CV	93.06	337.5	CV
70x70	44.77	147	CV	82.47	294	CV
65x65	37.70	126.75	CV	75.40	253.5	CV
60x60	37.70	108	CV	66.35	216	CV
55x55	28.65	90.75	CV	49.01	181.5	CV
50x50	20.36	75	CV	40.72	150	CV

- **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par : $L_r = 40 \phi$

Pour :

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40ϕ
ϕ 25	100
ϕ 20	80
ϕ 16	64
ϕ 14	56

V.4.2.4.1.2. 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 $t = 8\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa $t' = 12\text{cm}$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

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 $10 \phi_t$.

- **Zone courante:** (poteau 75x75)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.75} = 2.856 < 5 \quad V_u = 81.01 \text{ KN}$$

donc: $\rho_a = 2.5$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 81.01 \times 10^3}{750 \times 400} = 1.22 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 01 Cadre 4HA10 = 3.14 cm^2

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 2.856 < 3$$

$$\Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.8 \%$$

$$\frac{A_{t \min}}{t.b_1} = 0.34 \% < 0.8\% \Rightarrow \text{CNV, on adopte : 8HA10 avec } A_t = 6.28 \text{ cm}^2$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8 \text{ cm}$

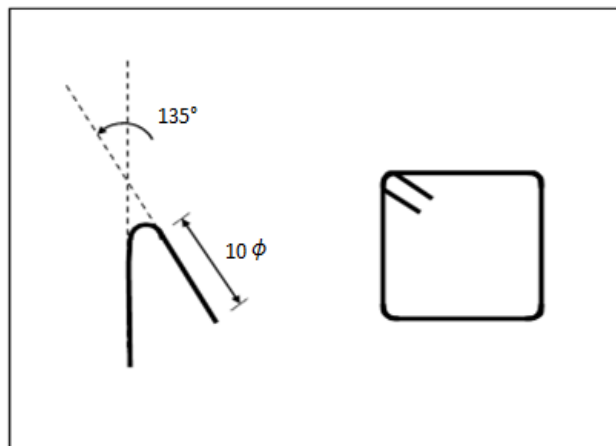


Figure .V.7. Détail des armatures transversales

- **Choix des armatures :**

Tableau .V.24. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

Poteaux	At _{cal} (cm ²)	Choix	At _{adoptée}	St (cm)
75x75	1.22	8HA10	6.28	12
70x70	1.86	6HA10	4.71	12
65x65	2.31	6HA10	4.71	12
60x60	2.64	6HA10	4.71	12
55x55	2.8	6HA10	4.71	12
50x50	2.72	6HA10	4.71	12

- **Zone nodale:**

Tableau .V.25. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

Poteaux	At _{cal} (cm ²)	Choix	At _{adoptée}	St (cm)
75x75	0.8	8HA10	6.28	8
70x70	1.24	6HA10	4.71	8
65x65	1.54	6HA10	4.71	8
60x60	1.76	6HA10	4.71	8
55x55	1.86	6HA10	4.71	8
50x50	1.81	6HA10	4.71	8

V.4.3. Vérifications diverses :

V.4.3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

V.4.3.1.1. 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 :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu}^{\text{--}}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 4.34 \text{ MPA (situation accidentelle)} .$$

$$\bar{\tau}_{su} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

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

V : effort tranchant maximal repris par le poteau.

Tableau .V.26. 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 $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$
75x75	81.01	0.16	4.34	CV	967.12	0.14	3.15	CV
70x70	115.62	0.262	4.34	CV	816.4	0.25	3.15	CV
65x65	133.63	0.35	4.34	CV	753.6	0.34	3.15	CV
60x60	140.7	0.43	4.34	CV	753.6	0.38	3.15	CV
55x55	136.57	0.5	4.34	CV	653.12	0.47	3.15	CV
50x50	120.95	0.54	4.34	CV	552.64	0.54	3.15	CV

V.4.3.1.2. 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.27. vérification des contraintes dans le béton

Poteaux	Nser (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	vérification
75x75	1938.5	48.29	5625	3.06	15	CV
70x70	168.2	44.77	4900	3.01	15	CV

65x65	1429.7	37.70	4225	2.35	15	CV
60x60	1187.13	37.70	3600	1.97	15	CV
55x55	950.19	28.65	3025	2.07	15	CV
50x50	734	20.36	2500	2.22	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 :

$$N_{ultim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots\dots Si \quad \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots\dots\dots Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

V.4.3.1.3. 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 : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petit longueur

➤ **Exemple de calcul : poteau 75x75** $\Rightarrow \alpha = 0.837$

• **Calcul de B_r :**

$$B_r = (0.75 - 0,02) (0.75 - 0,02) = 0.533\text{m}^2$$

• **Calcul de N_{ulim} :**

$$\begin{cases} N_{ulim} = 9655.34 \text{ KN} \\ N_{max} = 2659.2 \text{ KN} < N_{ulim} = 9655.34 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV} \end{cases}$$

Tableau .V.28. Vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	λ	$\lambda < 50$	α	Nmax(KN)	N_{ultime} (KN)	observation
75x75	9.89	CV	0.837	2659.2	9655.34	CV
70x70	10.6	CV	0.835	2302.21	8450.35	CV
65x65	11.42	CV	0.832	1961.17	7149	CV
60x60	12.37	CV	0.829	1628.15	6085.92	CV
55x55	13.5	CV	0.825	1302.73	5005.76	CV
50x50	14.84	CV	0.820	1005.54	4115.3	CV

V.5. Ferrailage du deuxième système (voiles porteurs) :

Pour faire la comparaison entre les systèmes de contreventement, il faut aussi comparer la quantité de ferrailage utilisée dans ces systèmes.

V.5.1. Ferrailage des voiles :

- Voile L =5.35 m .

$$B = 1.07\text{m}^2 ; V = 2.68 \text{ m} ; I = 2.56 \text{ m}^4$$

Tableau .V.29 .Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 5.35m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-20.7	639.291	688.60	-650	SPC	0.15	2.6	169	4.23	20HA14	30.79	10.4	61.58
	N _{max}	3234.5	153.383	3183.5	2862.32	SEC	5.35	0	3234.5	0			21.4	
	M _{max}	2354.11	5970.127	8450.1	-4050	SPC	1.89	1.73	700.65	17.52			6.92	

Tableau .V.30 .Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 5.35 m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		1	1293.6 1	1.88	5	CV	1.34	2.5	CV
10	15	7.7	16.05	12HA14 St=9cm	4HA8								

- Voile L =3.7 m.

$$B = 0.74 \text{ m}^2 ; V = 1.85 \text{ m} ; I = 0.844 \text{ m}^4$$

Tableau .V.31 .Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 3.7m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-124.08	330.824	892.82	-557.5	SPC	0.86	1.42	79.2	1.98	18HA14	27.71	5.68	55.42
	N _{max}	2744.14	32.299	3779.1	3637.5	SEC	3.7	0	2744.1 4	0			14.8	
	M _{max}	1990.9	2438.222	8034.8 5	-2654.04	SPC	1.86	0.92	244.2	6.1			3.68	

Tableau .V.32.Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 3.7 m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		1	608.29	1.28	5	CV	0.91	2.5	CV
10	15	6.93	11.1	8HA14 St=14cm	4HA8								

- Voile L =3.4 m.

$$B = 0.68 \text{ m}^2 ; V = 1.7 \text{ m} ; I = 0.655\text{m}^4$$

Tableau .V.33 .Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 3.4m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-301.58	509.997	1767.2	-880.2	SPC	1.14	1.13	99.5	2.49	20HA14	30.79	4.52	61.58
	N _{max}	1738.47	-9.513	2581.3	2531.9	SEC	3.4	0	1738.5	0			13.6	
	M _{max}	1186.87	-2128.12	7268.8	-3777.97	SPC	1.08	1.16	438.24	10.96			4.64	

Tableau .V.34.Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 3.4m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml	
10	15	7.7	10.2	8HA14 St=14cm	4HA8

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	657.46	1.5	5	CV	1.07	2.5	CV

- Voile L =1.7 m .

$B = 0.34 \text{ m}^2$; $V = 0.85 \text{ m}$; $I = 0.082 \text{ m}^4$

Tableau .V.35.Détermination des sollicitations et calcul de ferraillage des voiles (L = 1.7m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-231.48	74.83	1456.5	-94.85	SPC	1.46	0.12	1.14	0.03	9HA12	10.18	0.48	20.36
	N _{max}	902.89	-1.668	2672.8 5	2638.3	SEC	1.7	0	902.9	0			6.8	
	M _{max}	740.61	-483.186	7187	-2830.4	SPC	0.74	0.48	135.9	3.4			1.92	

Tableau .V.36.Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 1.7m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml	
5	15	2.55	5.1	5HA12 St= 25cm	4HA8

Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
1	183.82	0.84	5	CV	0.6	2.5	CV

- Voile L =1.4 m .

$$B = 0.28 \text{ m}^2 ; V = 0.7 \text{ m} ; I = 0.046 \text{ m}^4$$

Tableau .V.37.Détermination des sollicitations et calcul de ferrailage des voiles (L = 1.4m)

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	Nat ure	L _c (m)	L _t (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}	-170.22	132.646	2626.5	-1410.6	SPC	0.42	0.49	69.12	1.73	8HA12	9.05	1.96	18.10
	N _{max}	921.34	17.17	3551.8	3029.22	SEC	1.4	0	921.34	0			5.6	
	M _{max}	578.68	428.925	8593.8 4	-4460.4	SPC	0.44	0.48	214.1	5.35			1.92	

Tableau .V.38.Détermination des espacements, les armatures horizontales, transversales et vérification des contraintes : voiles (L = 1.4m)

Espacement		Armatures horizontales			Armatures transversales	Zone	Vmax (KN)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Obs	τ_u BAEL	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Zone d'about (cm)	Zone courante (cm)	Selon BAEL (cm ²)	Selon RPA (cm ²)	Choix /ml		1	174.26	0.97	5	CV	0.69	2.5	CV
5	15	2.263	4.2	5HA12 St=25cm	4HA8								

V.5.1.1. 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.

Tableau .V.39. vérification des contraintes dans le béton

Type de voile	Nser (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
L = 5.35 m	2361.31	2.03	15	CV
L = 3.7 m	2003.7	2.63	15	CV
L = 3.4 m	1269.64	1.64	15	CV
L = 1.7 m	657.72	178	15	CV
L = 1.4 m	673.22	2.19	15	CV

V.5.2. Ferrailage des poteaux :

Tableau .V.40. ferrailage des poteaux (voiles porteurs)

Section	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	e_0 (cm)	Nature	As (cm ²)	A _{rpa} (cm ²)
65x65	ELU	2085.61	4.31	0.2	C.C	0	33.8
	08GEYmax	-1439.45	7.177	0.5	C.C	0	
	GQEYmin	2535.93	-17.978	0.7	C.C	0	

$$A = \max [A_{\min RPA}; A_{\min BAEL}]$$

$$A_{\min BAEL} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 12 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 11.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{\min BAEL} = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0.8\% B$$

$$A_{\min RPA} = \frac{0.8}{100} \times 65 \times 65 = 33.8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [33.8; 12]$$

$$\Rightarrow A = 33.8 \text{ cm}$$

$$A_{adopté} = \max(A_{cal}; A_{CNF}; A_{min(RPA)}) .$$

Tableau .V.41. Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	A_{Scal} (cm^2)	A_{RPA}	Choix	A_{Sadop}	A_{CNF}	Observation $A_{Sadp} > A_{RPA}$
65x65	25.32	33.8	4HA25+8HA16	35.72	4.6	CV

Tableau .V.42. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Poteau	Zone courante		observation	Zone de recouvrement		Observation
	$A_{Sadoptée}$	A_{max}	$A_{Sad} < A_{max}$	$A_{Sadoptée}$	A_{max}	$A_{Sad} < A_{max}$
65x65	35.72	126.75	CV	67.68	253.5	CV

V.5.2.1. Ferrailage transversales :

- Calcul des armatures transversales :

Selon RPA 99 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_U}{h_1 \cdot f_e}$$

- Zone courante: (poteau 65x65)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.65} = 3.3 < 5 \quad V_u = 62.88KN$$

donc: $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 62.88 \times 10^3}{650 \times 400} = 1.1 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 01 Cadre 4HA10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t \cdot b_1} \geq 0.725 \%$$

$\frac{A_{t \min}}{t \cdot b_1} = 0.4 \% < 0.8\% \Rightarrow$ CNV , on adopte : 8HA10 avec $A_t = 6.28 \text{ cm}^2$

- **Choix des armatures :**

Tableau .V.43. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

Poteaux	$A_{t \text{ cal}} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_{t \text{ adoptée}}$	St (cm)
65x65	1.1	8HA10	6.28	12

- **Zone nodale:**

$$\bullet \quad A_t = \frac{80 \times 3.75 \times 62.88 \times 10^3}{650 \times 400} = 0.73 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 01 Cadre 4HA10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$3 < \lambda g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\Rightarrow \frac{A_{t \text{ min}}}{t.b_1} \geq 0.725 \%$$

$$\frac{A_{t \text{ min}}}{t.b_1} = 0.4 \% < 0.8\% \Rightarrow \text{CNV}, \text{ on adopte : } 8\text{HA}10 \text{ avec } A_t = 6.28 \text{ cm}^2$$

Tableau .V.44. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

Poteaux	$A_{t \text{ cal}} (\text{cm}^2)$	Choix	$A_{t \text{ adoptée}}$	St (cm)
65x65	0.73	8HA10	6.28	8

V.5.2.2. Vérifications diverses :

V.5.2.3. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

V.5.2.3.1. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux : [RPA art 7.4.3.2].

Tableau .V.45. Vérification des contraintes tangentielles.

Poteaux	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	$V_u (\text{KN})$	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	62.88	0.17	4.34	CV	715.92	0166	3.15	CV

V.5.2.4. 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.46.vérification des contraintes dans le béton

Poteaux	Nser (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	vérification
65x65	1514.49	35.72	4225	3.18	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 :

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots\dots Si \quad \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots\dots\dots Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

V.5.2.4.1. Vérification du flambement :

Si l'élancement $\lambda \leq 50$ 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 : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petit longueur

➤ Exemple de calcul : poteau 65x65 => $\alpha = 0.837$

• Calcul de B_r :

$$B_r = (0.65 - 0,02) (0.65 - 0,02) = 0.397m^2$$

• Calcul de N_{ulim} :

$$\begin{cases} N_{ulim} = 7133.25 \text{ KN} \\ N_{max} = 2800.26 \text{ KN} < N_{ulim} = 7133.25 \text{ KN} \dots\dots CV \end{cases}$$

Tableau .V.47. Vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	λ	$\lambda < 50$	α	Nmax(KN)	Nultime (KN)	observation
65x65	11.42	CV	0.832	1961.17	7133.25	CV

V.6. Ferraillage du premier système (portiques autostables) :

V.6.1. Ferraillage des poteaux :

Tableau .V.48. Ferraillage des poteaux

Section	Combinaison	N (KN)	M(KN.m)	e ₀ (cm)	Nature	As (cm ²)	A _{rpa} (cm ²)
70x70	ELU	2838.85	-7.102	0.25	C.C	0	39.2
	08GEYmax	-1316.2	257.654	1.96	C.C	0	
	GQEYmin	2186	-257.591	1.17	C.C	0	
80x80	ELU	2554.07	11.108	0.43	C.C	0	51.2
	08GEYmax	-951.19	392.181	4.12	C.C	0	
	GQEYmin	2166.51	385.789	1.78	C.C	0	

$$A = \max [A \text{ min}_{RPA} ; A \text{ min}_{BAEL}]$$

$$A \text{ min}_{BAEL} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 11.2 \text{ cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 9.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A \text{ min}_{BAEL} = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min RPA} = 0.8\% B$$

$$A_{\min RPA} = \frac{0.8}{100} \times 70 \times 70 = 39.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max [39.2 ; 11.2]$$

$$\Rightarrow A = 39.2 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :** $A_{adopté} = \max(A_{cal}; A_{CNF}; A_{min(RPA)})$.

Tableau .V.49. Calcul des armatures longitudinales des poteaux

Poteaux	A_{Scal} (cm^2)	A_{RPA}	Choix	A_{Sadop}	A_{CNF}	Observation $A_{Sadp} > A_{RPA}$
70x70	0	39.2	4HA25+8HA20	44.77	5.33	CV
80x80	0	51.2	4HA25+8HA20+4HA20	57.34	6.955	CV

Tableau .V.50. Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux

Poteau	Zone courante		observation	Zone de recouvrement		Observation
	$A_{Sadoptée}$	A_{max}	$A_{Sad} < A_{max}$	$A_{Sadoptée}$	A_{max}	$A_{Sad} < A_{max}$
70x70	44.77	147	CV	89.54	294	CV
80x80	57.34	192	CV	114.7	384	CV

V.6.1.1. Ferrailage transversales :

- **Calcul des armatures transversales :**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

- **Zone courante: (poteau 70x70)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 * 3.06}{0.70} = 3.06 < 5 \quad V_u = 117.82 \text{KN}$$

donc: $\rho_a = 3.75$

$$A_t = \frac{120 \times 3.75 \times 117.82 \times 10^3}{700 \times 400} = 0.95 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 01 Cadre 4HA10 = 3.14cm²

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$3 < \lambda g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

$$\Rightarrow \frac{A_{t \min}}{t.b_1} \geq 0.785 \%$$

$$\frac{A_t}{t.b_1} = 0.37 \% < 0.785 \% \quad \text{CNV}$$

• **Choix des armatures :**

Tableau .V.51. Choix des armatures transversales des poteaux (zone courante)

Poteaux	At _{cal} (cm ²)	Choix	At _{adoptée}	St (cm)
70x70	1.9	8HA10	6.28	12
80x80	0.95	8HA10	6.28	12

• **Zone nodale:**

Tableau .V.52. Choix des armatures transversales des poteaux (zone nodale)

Poteaux	At _{cal} (cm ²)	Choix	At _{adoptée}	St (cm)
70x70	1.26	8HA10	6.28	8
80x80	1.1	8HA10	6.28	8

V.6.2. Vérifications diverses :

V.6.2.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

V.6.2.1.1. Vérification de la contrainte tangentielle dans les poteaux : [RPA art 7.4.3.2].

Tableau .V.53. Vérification des contraintes tangentielles.

Poteaux	Contrainte de cisaillement				Contrainte d'adhérence			
	Vu(KN)	τ_{bu} MPA	τ_{bu} MPA	Observation $\tau_{bu} < \tau_{bu}$	ΣU_i (mm)	τ_{su} MPA	τ_{su} MPA	Observation $\tau_{bu} < \tau_{bu}$
70x70	117.82	0.27	4.34	CV	816.4	0.22	3.15	CV
80x80	117.81	0.20	4.34	CV	1067.6	0.17	3.15	CV

V.6.2.2. 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.

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

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{15A_s + B} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Tableau .V.54.vérification des contraintes dans le béton

Poteaux	Nser (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_b MPA	$\bar{\sigma}_b$ MPA	vérification
70x70	2071.41	44.77	4900	2.87	15	CV
80x80	1859.93	57.34	6400	2.56	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 :

$$N_{ultim} = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

B_r : section réduite du béton.

A : section d’acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots\dots Si \quad \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda^2} & \dots\dots\dots Si \quad 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

V.6.2.3. Vérification du flambement :

Si l’élancement $\lambda \leq 50$ 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 : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

a : la plus petit longueur

➤ **Exemple de calcul : poteau 70x70** $\Rightarrow \alpha = 0.835$

• **Calcul de B_r :**

$$B_r = (0.7 - 0,02) (0.7 - 0,02) = 0.4624\text{m}^2$$

• **Calcul de N_{ulim} :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ulim} = 8450.35 \text{ KN} \\ N_{max} = 2838.85\text{KN} < N_{ulim} = 8450.35 \text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV} \end{array} \right.$$

Tableau .V.55. Vérification vis-à-vis au flambement

Poteaux	λ	$\lambda < 50$	α	Nmax(KN)	Nultime (KN)	observation
70x70	10.6	CV	0.835	2838.85KN	8450.35	CV
80x80	9.28	CV	0.838	2554.07	11112.8	CV



CHAPITRE VI

*Comparaison
et
discussion des résultats*



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. La 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.

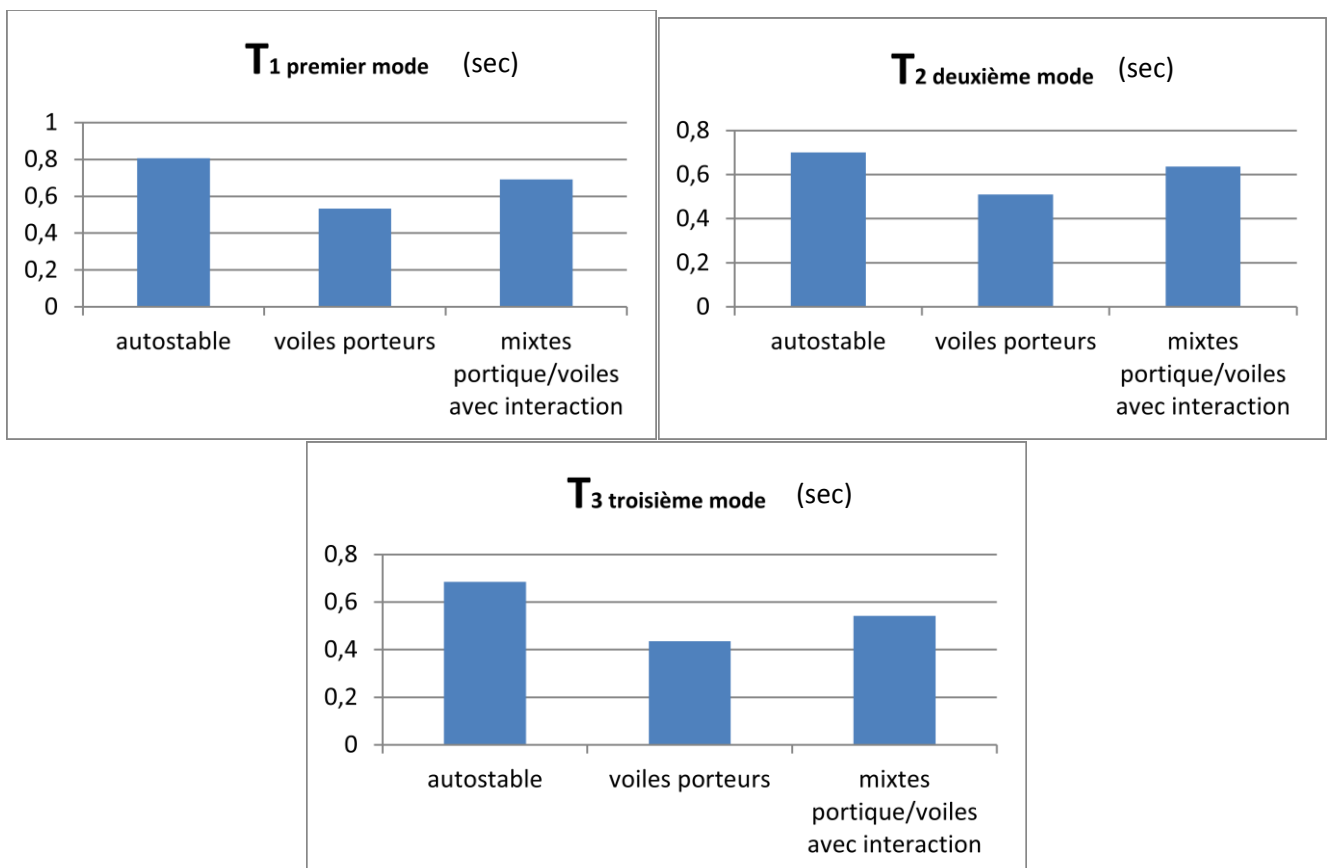


Figure.VI.1. Les périodes des trois premiers modes de la participation massique

- Analyse des résultats :

En analysant les résultats, on remarque que la première variante a une valeur de 0.8063 s comme premier mode. Dans la 2^{ème} variante (voiles porteurs), et comme on a une forme complexe et une irrégularité en plan et en élévation ce qui convient d'ajouter des voiles de contreventement, c'est pour ça la période a diminué jusqu'à 0.5325 s. par contre dans la 3^{ème} variante on a augmenté la section des poteaux et diminué le nombre des voiles, ce qui nous donne une période de 0.6906 s.

VI.2. Le volume des poteaux :

Le volume des poteaux est estimé par le calcul du volume dans tous les niveaux.

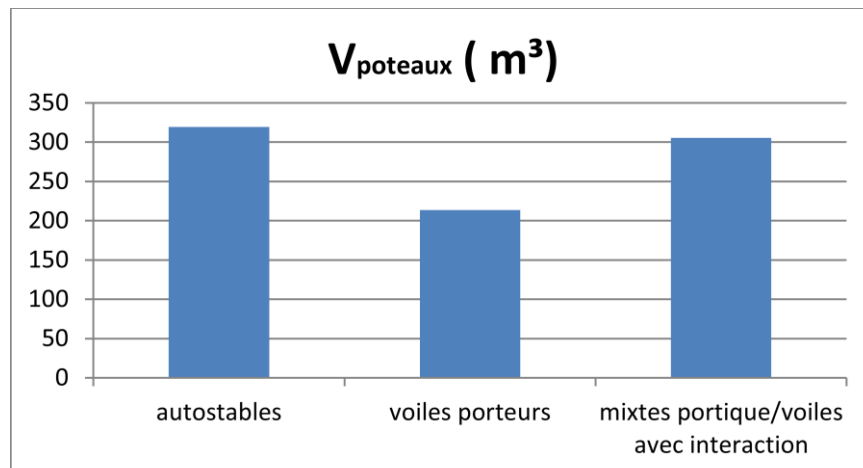


Figure.VI.2. Le volume des poteaux.

- 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 75x75 et 80x80 cm², et une section de 75x75 cm² dans la troisième variante, mais une section de 65x65 cm² dans le 2^{ème} 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. Le 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.

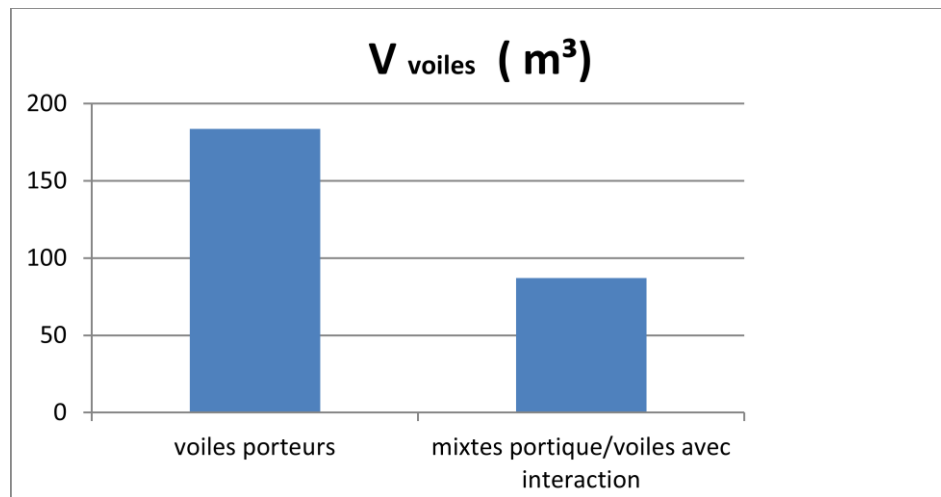


Figure.VI.3. Le volume des voiles.

- 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.

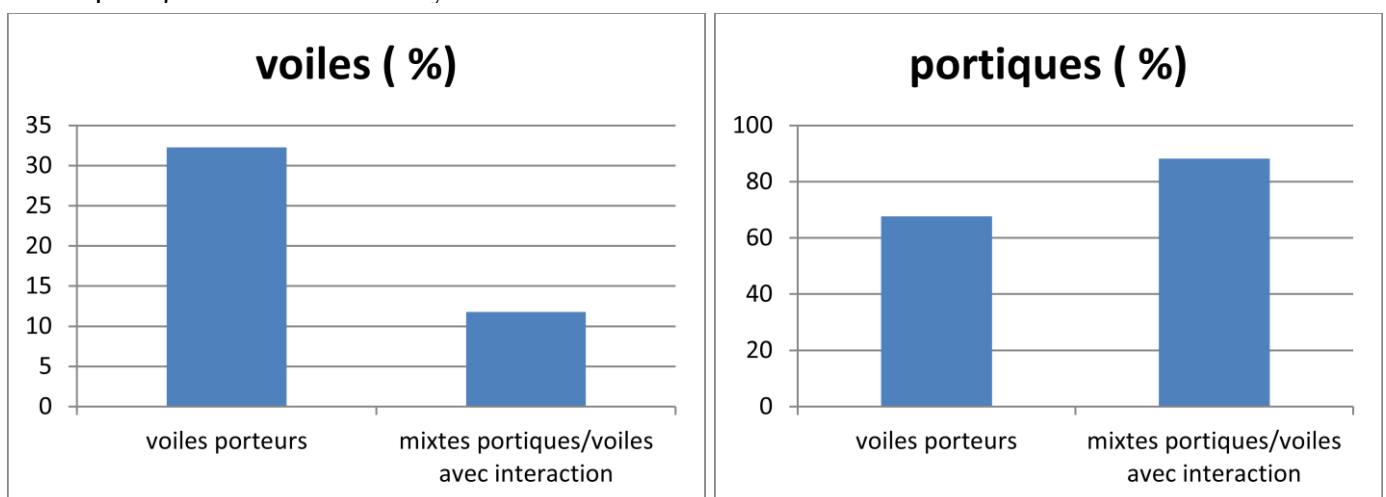


Figure.VI.4. pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et les portiques.

- 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. Le 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.

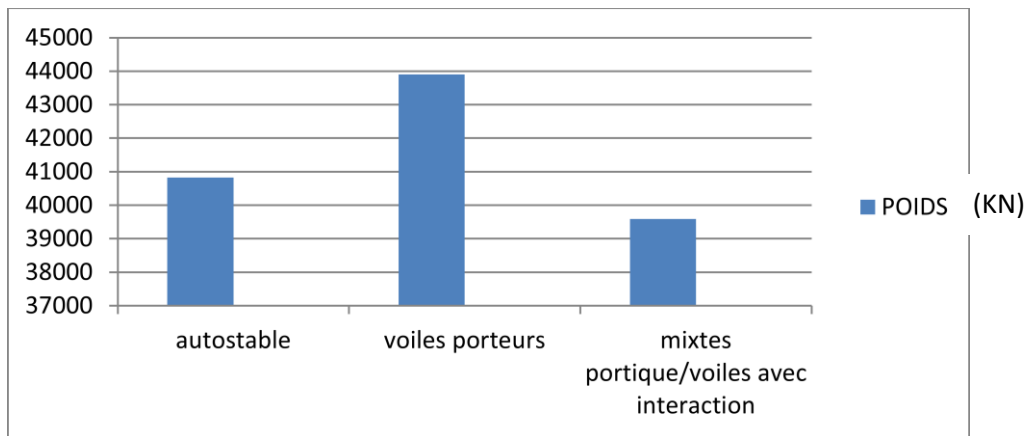


Figure.VI.5. Le poids de la structure.

- 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 :

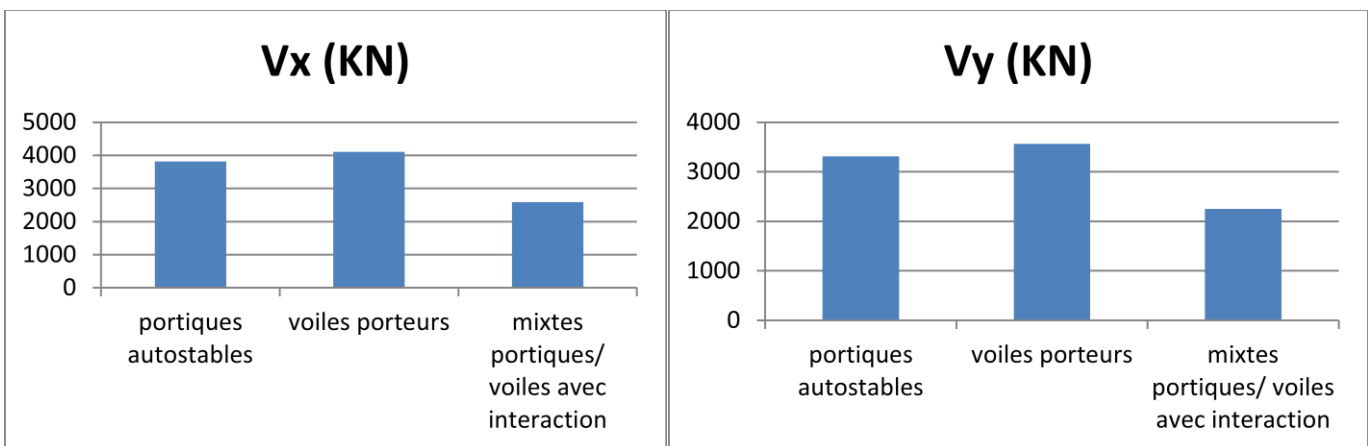


Figure.VI.6. L'effort tranchant à la base.

- Analyse des résultats :

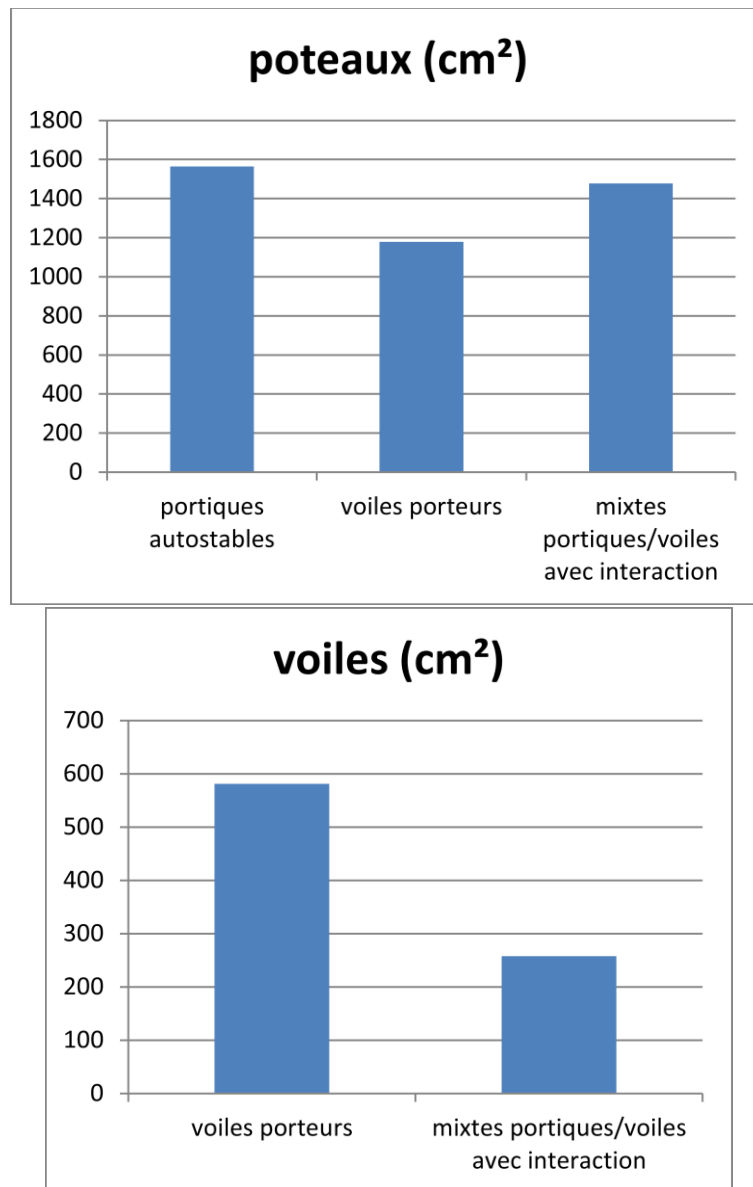
On remarque que l'effort tranchant à la base de la 3^{ème} variante est petit par rapport aux autres variantes, il est égale à $1.5 V_x$ de la 1^{ère} variante et de $1.6 V_x$ de la 2^{ème} variante.

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.



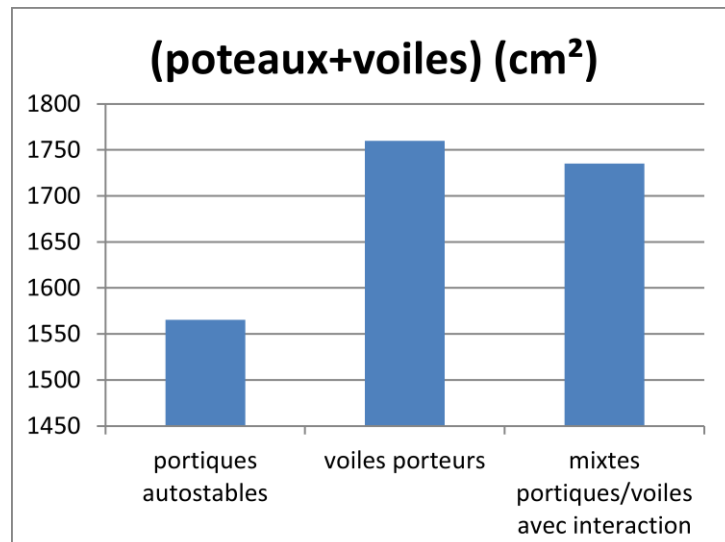


Figure.VI.7. la quantité des aciers.

- 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.

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 inconvénients 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 meilleur exploitation de la surface des planchers.



CHAPITRE VII

***Etude de
l'infrastructure
(Fondations)***



VII Etude de l'infrastructure (Fondation) :**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 **02** bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) à une profondeur de 3.23 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.

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.2. 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

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

VII.2.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N_s = 44545.73 \text{KN} \quad \text{Dans le poteau le plus sollicitée.}$$

Pour assurer la validité de la semelle isolée on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{a}{b} \frac{N}{A.B} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad (a = b \text{ (poteau carré)} \implies \frac{a}{b} = 1)$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

(A x B) : la section de la semelle. On suppose que la semelle est carrée A = B.

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{44545.73}{200}} \Rightarrow A \geq 14.92 \text{ m}$$

• **Remarque :**

On constate qu'il y a un chevauchement entre les semelles, par conséquent nous essayons avec les semelles filantes.

VII.2.2. Semelles filantes :

La surface des semelles filantes (S_s) doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50 \% \Rightarrow S_b = 416.59 \text{ m}^2$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : $N = N_G + N_Q$

-

$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ (t/ m}^2\text{)},$ (à une profondeur plus de 3.23 m)

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que : $\begin{cases} N = \sum N_i & \text{de chaque fil de poteaux et voiles :} \\ S = B \times L \end{cases}$

B : Largeur de la semelle

L: Longueur de la file considérée.

Donc il résulte :

$$B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

- Calcul des surfaces revenant aux semelles :

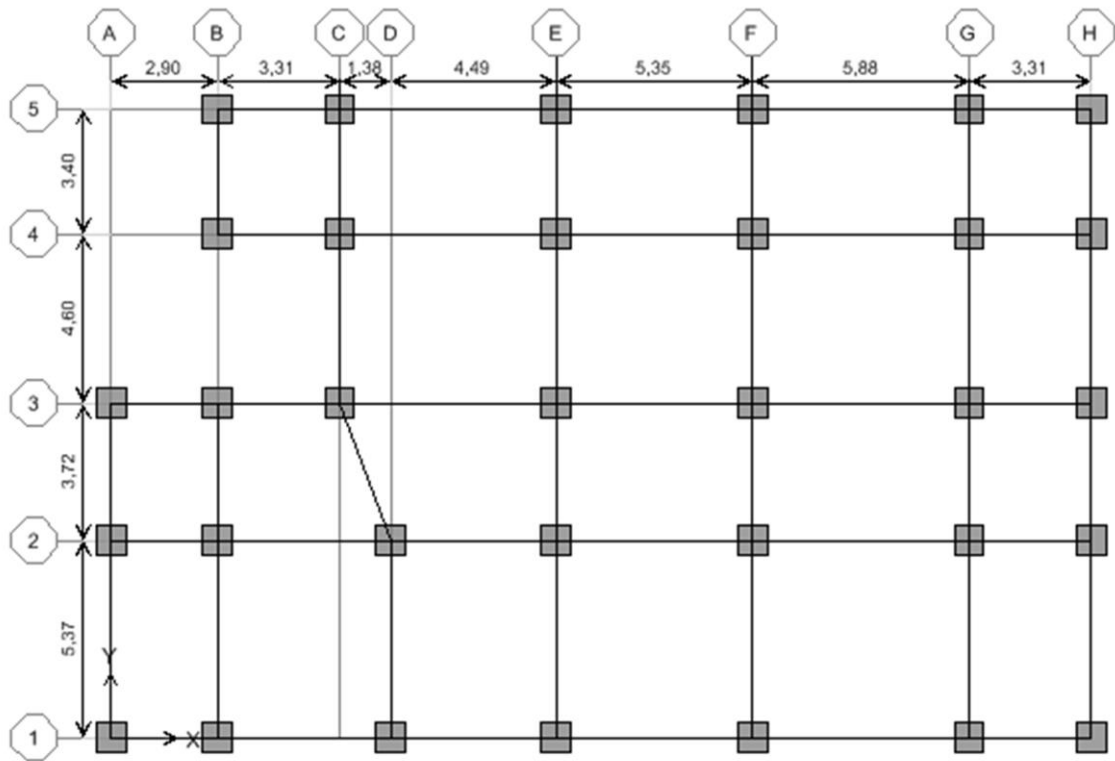


Figure VII.1. Dispositions des semelles

On a calculé les surfaces des semelles et les charges appropriées, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe X-X

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	B (m)
A	2246.15	9.09	200	1.24
B	3626.36	17.09	200	1.061
C	3003.93	8	200	1.88
D	2692.87	5.37	200	2.5
E	7199.72	17.09	200	2.1
F	8014.31	17.09	200	2.11
G	6460.7	17.09	200	1.89
H	4596.96	17.09	200	1.345
Somme	37841.2			

Tableau VII.2. Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y

Fil	N (KN)	L (m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN)	B (m)
1	7521.03	26.62	200	1.41
2	8473.41	26.62	200	1.59
3	8278.12	26.62	200	1.55
4	5956.11	23.72	200	1.26
5	6012.34	23.72	200	1.27
Somme	36241.01			

$$N = \sum N_i = 37841.2 + 36241.01 = 74082.21 \text{ KN}$$

$$S_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{74082.21}{200}$$

$$S_s = 370.41 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelles}}{S_{bâtiment}} = \frac{370.41}{416.59} = 0.89 = 89\% > 50\%$$

• **Conclusion :**

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; Donc on a choisi **le radier nervuré**. Ce mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser.

VII.3. 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.3.1. Pré dimensionnement :

VII.3.1.1. 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.3.1.2. 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} = 5.88 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 :**

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{I \times 12}{b}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 E}} \quad \mathbf{h_{nervur} \geq 90.2 \text{ cm.}}$$

On adopte : **h_{nervuré} = 95 cm**

VII.3.1.3. Epaisseur de la dalle du radier :

$$h_{dalle} > \frac{L_{\max}}{20} = \frac{537}{20} > 26.85 \text{ cm}$$

L_{max} : plus grande distance perpendiculaire aux nervures. **L_{max} = 5.37 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.3.1.4. 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)

$$N_{ser} = 84691.51 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{radier} \geq N / \bar{\sigma}_{adm} = \frac{84691.51}{200} = 423.5 \text{ cm}^2 \quad S_{bat}=416.59 \text{ m}^2 < S_{rad}=423.5 \text{ m}^2$$

La surface totale de l'immeuble est de (**S = 416.59 m²**), est donc par conséquent inférieure à la surface du radier. A cet effet, on n'aura pas besoin de débords.

VII.3.2. Détermination des efforts :

VII.3.2.1. Détermination des charges et des surcharges :

1) **Superstructure : G Superstructures = 42806.4 KN ; Q = 6758.48 KN**

2) **Infrastructure :**

Poids du voile périphérique d'épaisseur 20cm sur une longueur de 94.05 m avec une hauteur de 3.06 m.

$$G_{voile P} = L \times h \times e \times 25 \qquad G_{voile P} = 1438.24 \text{ KN}$$

- Poids du radier :

$$G_{radier} = G \text{ (dalle)} = (S_{rad} \times h \times 25) = (423.5 \times 0.95 \times 25) = 10058.13 \text{ KN}$$

$$G_{infrastructures} = G_{voile P} + G_{radier} = 11496.53 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} G_{TOTAL} = G_{infrastructures} + G_{Superstructure} = 54302.93 \text{ KN} \\ Q_{TOTAL} = 6758.48 \text{ KN} \end{cases}$$

✓ **A l'ELU : Nu = 1,35G + 1,5Q = 83446.7 KN.**

✓ **A l'ELS : Nser = G + Q = 61061.41 KN.**

VII.3.2.2. Caractéristiques géométrique du radier (A l'aide de l'AutoCad)

- **Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} X_G = 9.43 \text{ m.} \\ Y_G = 10.47 \text{ m.} \end{cases}$$

- **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.

$$\begin{cases} I_{xx} = 50048.97\text{m}^4 \\ I_{yy} = 141036.74 \end{cases}$$

• Centre de masse de la structure :

$$\begin{cases} X_G = 12.94 \text{ m.} \\ Y_G = 9.14 \text{ m.} \end{cases}$$

VII.3.3. Vérifications nécessaires :

VII.3.3.1. Vérification au poinçonnement :

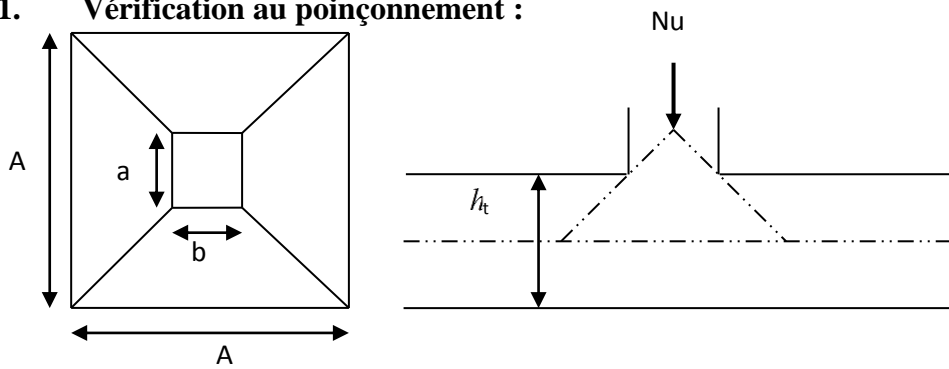


Figure VII.2: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **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.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + ht = 0.75 + 0.95 = 1.70 \text{ m}$$

$$B = b + ht = 0.75 + 0.95 = 1.70 \text{ m}$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (1.70 + 1.70) = 6.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2.663 \text{ MN} < (0.045 \times 6.8 \times 0.95 \times 25) / 1.5$$

$$N_u = 2.663 \text{ MN} < 4.845 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

VII.3.3.2. 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 :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = G_{\text{TOTAL}} = 54302.93 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement (**F_s = 1,5**).

γ : poids volumique de l'eau (**γ = 10 KN / m³**).

Z : profondeur de l'infrastructure (**Z = 3.23 m**).

S : surface du radier (**S = 423.5 m**).

$$F_s \gamma Z S = 1.5 \times 10 \times 3.23 \times 423.5 = 20518.58 \text{ KN}$$

Donc:

$$W = 54302.93 \text{ KN} \geq F_s \gamma Z S = 20518.58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.3.3.3. 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 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

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} = 5.88 m**.

$$N_u = 83446.7 \text{ KN.}$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2}$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}.$$

$$V_u^{\max} = \frac{qu \times L_{\max}}{2} = \frac{Nu}{S_{\text{rad}}} b \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{83446.7}{423.5} \times 1 \times \frac{5.88}{2} = 579.3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{579.3}{1 \times 0.9 \times 0.95} 10^{-3} = 0.678 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.3.3.4. 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 :

$$\sigma_{\text{moy}} < 1.5 \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

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 du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales :

$$M = N \times e$$

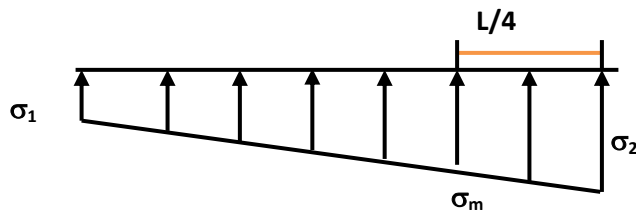


Figure VII.3. Diagramme des contraintes

Tableau VII.3. Vérification des contraintes (Radier)

	ELU		ELS	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
N (KN)	83446.7	83446.7	61061.41	61061.41
M (KN.m)	115156.45	75102.03	84264.75	54955.3
e (m)	1.38	0.90	1.38	0.90
S (m²)	423.5	423.5	423.5	423.5
V (m)	13.81	9.05	13.81	9.05
I (m⁴)	50048.97	141036.74	50048.97	141036.74
σ_1 (KN/m²)	228.82	201.86	167.43	147.71
σ_2 (KN/m²)	165.3	189.9	120.93	140.7
σ_{moy} (KN/m²)	212.94	198.87	155.81	145.6
1.5 x σ_{adm} (KN/m²)	300	300	300	300
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

VII.3.3.5. Vérification de stabilité :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment versant :

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \times \mathbf{h}$$

Avec :

\mathbf{M}_0 : Moment sismique a la base. .

\mathbf{T}_0 : L'effort tranchant a la base.

\mathbf{h} : profondeur de l'infrastructure (**h = 3.23 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.3.3.6. Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E):

Tableau VII.4. Vérification de la stabilité au renversement

	0.8 G + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	30680.21	30680.21
M (KN.m)	42338.69	27612.19
S (m²)	423.5	423.5
V (m)	13.81	9.05
I (m⁴)	50048.97	141036.74
σ_1 (KN/m²)	84.13	74.21
σ_2 (KN/m²)	60.76	70.67
σ_{moy} (KN/m²)	78.3	73.33
1.5xσ_{adm} (MPa)	300	300
Vérification	C.V	C.V

VII.3.3.7. Vérification de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau VII.5. Vérification de soulèvement (Radier)

	G + Q + E	
	X-X	Y-Y
N (KN)	44545.73	44545.73
M (KN.m)	61473.11	40091.16
S (m²)	423.5	423.5
V (m)	13.81	9.05
I (m⁴)	50048.97	141036.74
σ_1 (KN/m²)	121.67	108.32
σ_2 (KN/m²)	87.65	103.01
σ_{moy} (KN/m²)	113.17	107
1.5xσ_{adm} (MPa)	300	300
Vérification	C.V	C.V

VII.3.4. Ferrailage de la dalle du radier :**VII.3.4.1. 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 :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad (\text{D'après le BAEL 91}).$$

Les sollicitations :

- **ELU : $v = 0$**

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{83446.7}{423.5} = 197.04 \text{ KN/m}^2$$

- **ELS : $v = 0.2$**

$$q_s = \frac{Nu}{S} = \frac{61061.41}{423.5} = 144.2 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité

$$L_x = 5.37 \text{ m} ; L_y = 5.88 \text{ m.}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.37}{5.88} \implies \alpha = 0.91$$

$\implies 0.4 \leq \alpha \leq 1$ (la dalle porte sur deux sens).

$$M_x = \mu_x q L^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

VII.3.4.2. Calcul des moments :

- **ELU :** $v = 0$

$$q_u = 197.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0448$$

$$\mu_y = 0.798$$

- **ELS :** $v = 0.2$

$$q_s = 144.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0519$$

$$\mu_y = 0.861$$

Tableau VII.6. 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	197.04	5.37	5.88	0.91	0	0.0448	0.798	254.55	203.13
ELS	144.2	5.37	5.88	0.91	0,2	0.0519	0.861	215.81	185.82

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.7. Les moments en travées et aux appuis à L'ELU et à l'ELS (Radier)

		ELU	ELS
M_x	(KN.m)	254.55	215.81
M_y	(KN.m)	203.13	185.82
M_{x appui}	(KN.m)	-76.365	-64.743
M_{y appui}	(KN.m)	-60.939	-55.746

M_x travée (KN.m)	216.368	183.349
M_y travée (KN.m)	172.661	157.947

VII.3.4.3. Diagrammes des moments :

• À L'ELU :

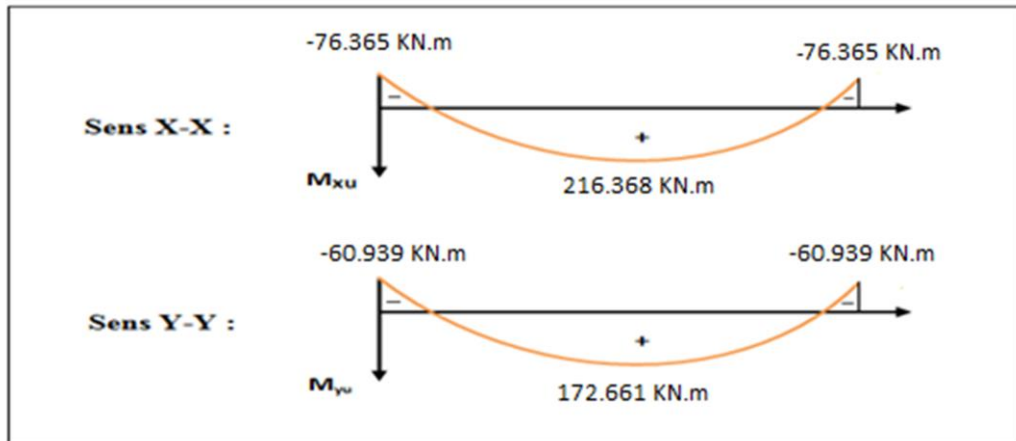


Figure VII.4. Diagrammes des moments à L'ELU (Radier).

• À L'ELS :

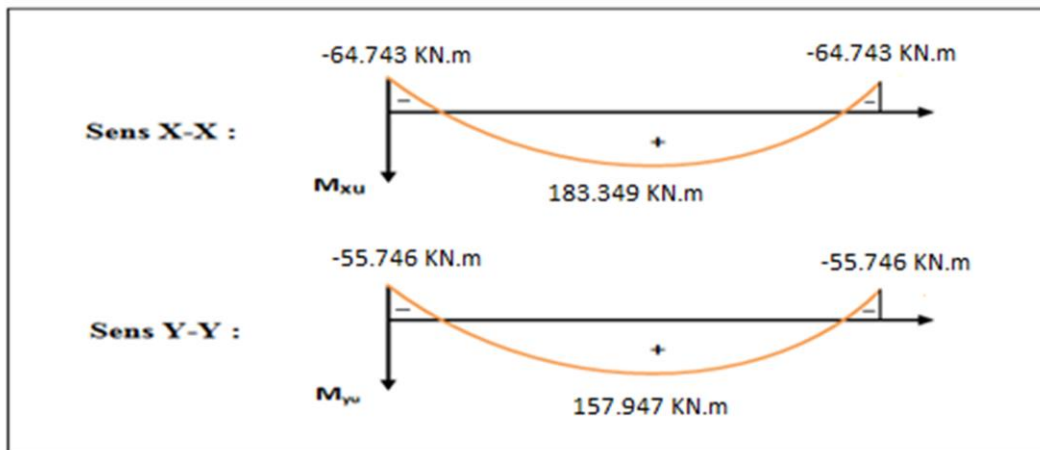


Figure VII.5. Diagrammes des moments à L'ELS (Radier).

VII.3.4.4. Pourcentage minimal :

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b.d f_{t28}/f_e = 10.32 \text{ cm}^2$

VII.3.4.5. Section minimale :• **Sens XX :**

$$A_{\min} = \begin{cases} 6 h_0 : \text{feE500.} \\ 8 h_0 : \text{feE400.} \\ 12 h_0 \text{ (autres cas)} \end{cases} \quad (\text{en exprimant } h_0 \text{ en mètre).} = 8 \times 0.95 = 7.6 \text{ cm}^2$$

• **Sens YY :**

$$A_{\min} = \frac{3-\rho}{2} A_{y\min}. = [(3 - 0.8) \times 7.6]/2 = 8.36 \text{ cm}^2$$

VII.3.4.6. Espacement maximal : (BAEL 91 Pages (360))

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h_r) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h_r) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

VII.3.4.7. Calcul des armatures :➤ **Exemple de calcul :****1) Ferrailage dans le sens X-X** $A_{s\min} = 7.6 \text{ cm}^2$ • **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{76.365 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = 0.007$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{76.365}{64.743} = 1.18$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.18) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.223$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_{lu} = 0.223 \Rightarrow (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_{lu} = 0.1223 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.007)] = 851.41 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{76.365 \times 10^6}{851.41 \times 348} = 257.73 \text{ mm}^2 = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16} \quad \text{avec} \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

• **En travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{216.368 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = 0.021$$

Avec :

$$\gamma = \frac{216.368}{183.349} = 1.18$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.18) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.223}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.021} < \mu_{lu} = \mathbf{0.223} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.021} < \mu_{lu} = \mathbf{0.223} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.021)] = 844.227 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{216.368 \times 10^6}{844.227 \times 348} = 736.46 \text{ mm}^2 = 7.36 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

2) Ferrailage dans le sens Y-Y $A_{smin} = \mathbf{8.36 \text{ cm}^2}$

• **Aux appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{60.939 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.005}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = \frac{60.939}{55.746} = 1.09$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.09) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.192}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.005} < \mu_{lu} = \mathbf{0.192} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.005} < \mu_{lu} = \mathbf{0.192} \quad \Rightarrow \quad \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.005)] = 852.44 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{60.939 \times 10^6}{852.44 \times 348} = 205.42 \text{ mm}^2 = 2.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = \mathbf{10.05 \text{ cm}^2} \Rightarrow \mathbf{5 \text{ HA16}}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

• **En travées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{172.661 \times 10^6}{1000 \times (855)^2 \times 14.2} = \mathbf{0.017}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{172.661}{157.947} = 1.09$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.09) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = \mathbf{0.192}$$

$$\mu_{bu} = \mathbf{0.017} < \mu_{lu} = \mathbf{0.192} \quad \Rightarrow \quad (\text{Pas d'armatures comprimées } A' = 0).$$

$\mu_{bu} = 0.017 < \mu_{lu} = 0.192 \Rightarrow$ On utilise la méthode simplifiée

$$Z_b = d[1 - 0.6\mu_{bu}] = 855 \times [1 - 0.6 \times (0.017)] = 846.28 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u(max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{172.661 \times 10^6}{846.28 \times 348} = 586.27 \text{ mm}^2 = 5.86 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 10.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA16}$ avec $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.8. 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)	216.368	-76.365	172.661	-60.939
μ_{bu}	0.021	0.007	0.017	0.005
μ_l	0.223	0.223	0.192	0.192
A_s (cm ² /ml)	7.36	2.6	5.86	2.05
A_{smin} (cm ² /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
S_t (cm)	20	20	20	20

VII.3.4.8. Vérification :

VII.3.4.8.1. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{L^2}{2}$$

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

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.9. 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)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
TravéeX-X	183.349	10.05	861529.65	14.64	22.77	3.12	15	C.V
AppuisX-X	-64.743	10.05	861529.65	14.64	8.03	1.10	15	C.V
TravéeY-Y	157.947	10.05	861529.65	14.64	19.6	2.68	15	C.V
AppuisY-Y	-55.746	10.05	861529.65	14.64	6.92	0.95	15	C.V

VII.3.4.9. Schéma de ferrailage du radier

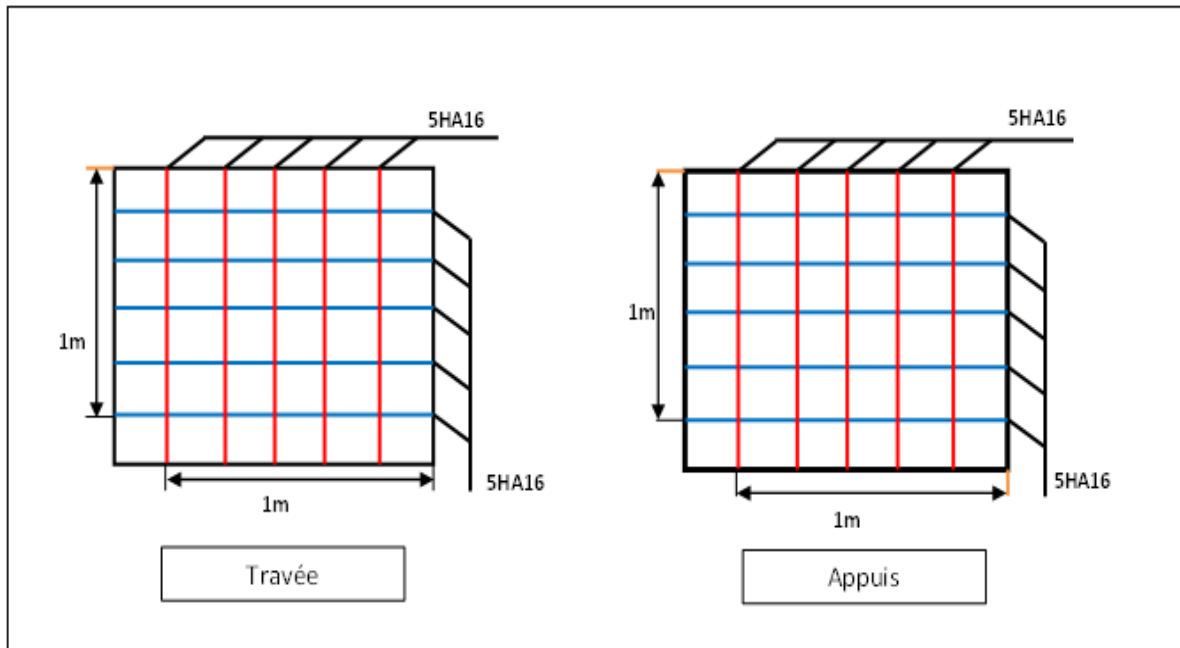


Figure VI.6. Schéma de ferrailage du radier

VII.3.5. Étude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 95 \text{ cm} \quad ; \quad d = 85.5 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad ; \quad c = 4 \text{ cm}$$

VII.3.5.1. Calcul des charges revenant à la nervure :

$$qu = \frac{N_U}{S_R} = \frac{83446.7}{423.5} = 197.04 \text{ KN/m}^2$$

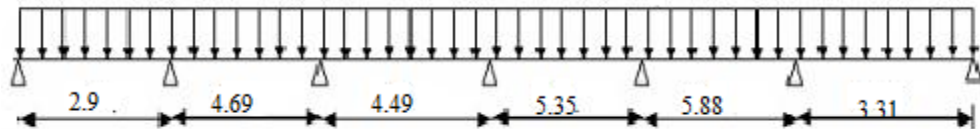
$$q_s = \frac{N_s}{S_R} = \frac{61061.41}{423.5} = 144.2 \text{ KN/m}^2$$

VII.3.5.2. Ferrailage de la nervure :

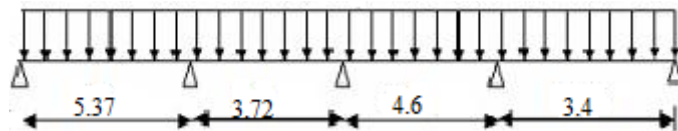
VII.3.5.2.1. Détermination des efforts :

Les moments fléchissant et les sont donnés ci-après :

✓ **Sens x-x**



✓ **Sens y-y**



Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

ELU : (X – X): $M_t = 336.8 \text{ KN.m}$, $M_a = -572.4 \text{ KN.m}$

(Y – Y): $M_t = 477.1 \text{ KN.m}$, $M_a = - 512.5 \text{ KN.m}$

ELS : (X – X): $M_t = 246.5 \text{ KN.m}$, $M_a = -418.9 \text{ KN.m}$

(Y – Y): $M_t = 349.2 \text{ KN.m}$, $M_a = - 375 \text{ KN.m}$

Tableau VII.10. 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	-572.4	5.16	20.61	21.99	7HA20
	Travée	336.8	5.16	11.77	14.07	7HA16
Y-Y	Appuis	-512.2	5.16	18.3	21.99	7HA20
	Travée	477.1	5.16	16.97	14.07	7HA16

VII.3.5.3. Vérifications à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28} / f_e = 0.23 \times 50 \times 85.5 \times 2.1 / 400 = 5.16 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi \right) = (27.2 ; 5 ; 20), \text{ on adopte } \phi = 10$$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons: } A_t = 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures transversales :**

✓ **En zone nodale:**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi \right) \quad S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **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.4. Etude de voile périphérique :

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** 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.4.1. 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.4.2. Dimensionnement des voiles :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm
- Hauteur de 2.61 m
- Longueur de 94.05 m

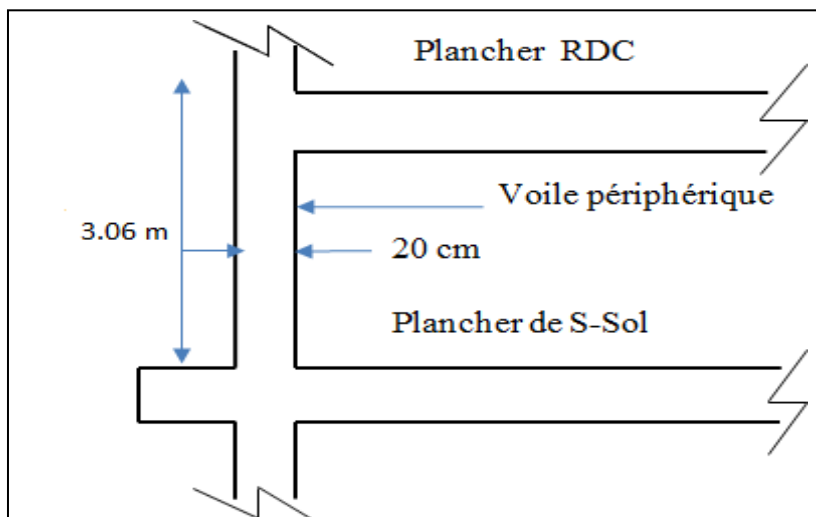


Figure VII.8. Schéma du voile périphérique

VII.4.3. Ferrailage du mur de soutènement :**VII.4.3.1. Caractéristiques du sol :**

- Le poids spécifique :

$$\gamma_h = 20 \text{ KN} / \text{m}^3$$

- L'angle de frottement :

$$\varphi = 20^\circ$$

- La cohésion :

$$c = 0 \text{ KN/m}^2$$

- Epaisseur de : 20 cm
- Hauteur de : 2.61 m

VII.4.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

Le mur de soutènement est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$W = h \times \gamma \quad K = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 2.61 \times 20 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$G = 25.59 \text{ KN/m}^2.$$

- **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.4.3.3. 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,

$$\sigma_{\max} = 1.35 G + 1.5 Q = 41.9 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 Q = 7.35 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 33.26 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 33.26 \text{ KN/ml}$$

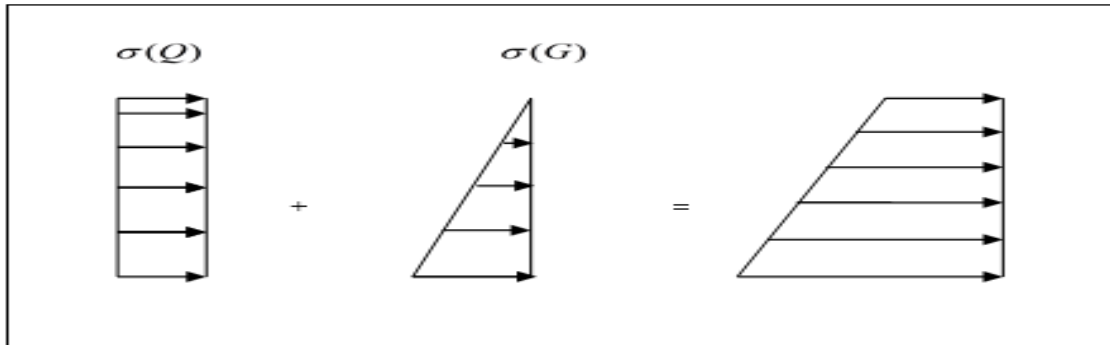


Figure VII.9. Répartition des contraintes sur le mur de soutènement

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.61 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 5.13 \text{ m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad h = 20 \text{ cm}.$$

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 $0,5M_{oy}$

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 $0,3 M_{oy}$

On opte que le ferrailage du panneau le plus défavorable, reste le même pour les autres panneaux.

1) à l'ELU :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.61}{5.13} = 0,51 > 0,4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0932 \\ \mu_y = 0,25 \end{array} \right.$$

$$M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 26.60 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.65 \text{ KN.m}$$

Donc :

En travée: $M_y^t = 0,85 \times M_0^y = 5.65 \text{ KN.m}$

En travée: $M_x^t = 0,85 \times M_0^x = 22.61 \text{ KN.m}$

En appui: $M_x^a = 0,3 \times M_0^x = -7.98 \text{ KN.m}$

En appui: $M_y^a = 0,3 \times M_0^y = -1.995 \text{ KN.m}$

2) à l'ELS :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 24.09 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 24.09 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.61}{5.13} = 0,051 > 0,4 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0969 \\ \mu_y = 0,83 \end{array} \right.$$

$$M_0^x = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 20.13 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 16.7 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 17.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6.37 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = 0,3 M_x = -5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,3 M_y = -1.91 \text{ KN.m}$$

• **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.11 : 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	-7.98	0.017	0.022	178.43	1.29	2.00	5HA12	5.65	20
	Travée	22.61	0.049	0.063	175.46	3.70	2.00	5HA12	5.65	20
Y-Y	Appuis	-1.995	0.004	0.005	179.61	0.32	2.00	5HA12	5.65	20
	Travée	5.65	0.012	0.015	178.89	0.9	2.00	5HA12	5.65	20

VII.4.3.4. Vérification à l'ELU :

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

On doit vérifier que : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$

$$\bar{\tau}_{bu} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{ (Fissuration préjudiciable.)}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 43.57 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{3} \leq V_x \Rightarrow V_y = 36.453 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{48,48.1000}{1000.180} = 0.24 \text{ MPa}$$

Donc : $\Rightarrow \tau_u = 0.24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

• **Vérification d'armature transversale à l'effort tranchant (ART5.2.2/CBA93) :**

$$\tau_{bu} \leq \frac{0,07.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07.25}{1.15} = 1.52 \text{ MPa.} \Rightarrow 0.27 < 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

VII.4.3.5. 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 :

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

• **Position de l'axe neutre :**

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

• **Calcul de Moment d'inertie I :**

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

Tableau VII.12 : 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	17.11	5.65	12.31	64924.19	3.24	15	CV
	y-y	6.37	5.65	12.31	64924.19	1.21	15	CV
Appuis	x-x	-5.13	5.65	12.31	64924.19	0.97	15	CV
	y-y	-1.91	5.65	12.31	64924.19	0.36	15	CV

VII.4.3.6. Schéma de ferrailage du mur de soutènement

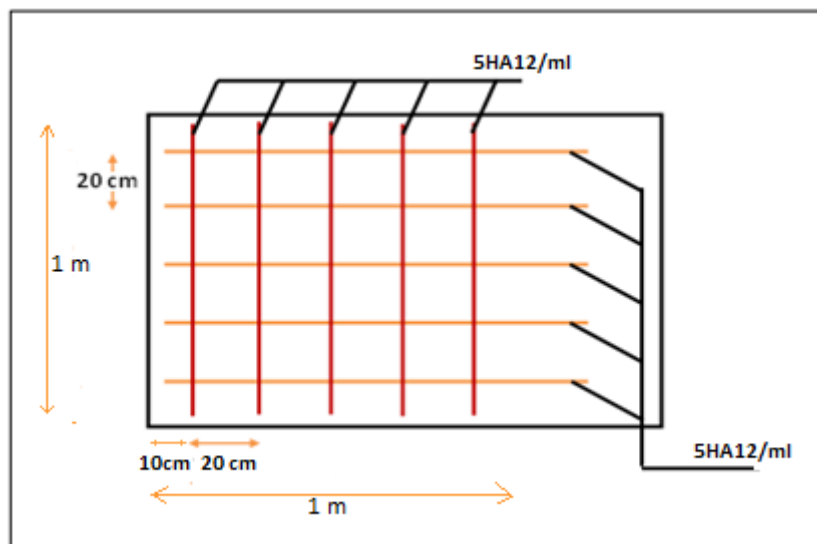


Figure VII.13. Ferrailage du mur de soutènement

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)
 - Construire parasismique,(Milan Zacek, Editions Parenthèses.)
 - Cours de conception parasismique master II.
 - Cours de Béton armé 3^{ème} année.
 - Cours de Bâtiment master I.
 - Mémoires de fin d'études précédentes.
-

ANNEXE I

Plans d'architecture

ANNEXE II

Plans de ferrailage