

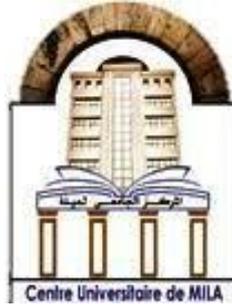
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf - Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme de MASTER
Filière: Génie Civil
Spécialité : structures

*Influence du type de contreventement sur le comportement d'une
structure en béton armé : Etude et modélisation*

Réalisé par :

- Naouar Hawa
- Aniki Nedjwa

Soutenu devant le jury :

Mr. Taleb Hosni A
Mr. Lechheb Mostefa
Mr. Kitchah Fethi

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

En préambule a cette mémoire, nous adressons ces quelques mots en guise de remerciement au grand Dieu tout puissant en exprimant nos reconnaissances envers sa grande générosité, et sa miséricorde.

Remercier Dieu qui nous a donné la volonté, la patience, la santé et la confiance durant toutes les années d'études.

Nous tenons à être très reconnaissants en remerciant sincèrement et chaleureusement Monsieur FETHI KITCHAH, qui en tant que notre encadreur pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexion.

Un grand merci pour Dr. LECHHEB MOUSTEFA et Dr. TALEB HOSNI ABERRAHMANE qui ont acceptés de faire partie du jury.

Merci au Bureau d'études Boulhalib pour leur aide à la réalisation des plans.

Merci à nos professeurs et enseignants d'être là pour nous et d'avoir donné le meilleurs d'eux par la qualité d'enseignements qu'ils nous ont prodigués, aussi à notre chef de département de Génie Civil et d'Hydraulique.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs générosité et leurs compréhension, ils ont toujours été une source de motivation, d'encouragements et d'appuis, et aussi tous nos frères et sœurs.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à toutes nos camarades de master, nos famille, nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenus et encouragés au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

Nedjwa et Hawa

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Au deux être les plus chères au monde : **Ma mère et mon père.***

*Source d'affectation de courage et d'inspiration qui autant sacrifié pour
me voir atteindre ce jour*

*A mes sœurs : **Ibtissam et chahrazed.***

*A mes frères : **Hicham et Moussa.***

*A mes coups de cœur **Iyadet Ghazel***

*A chère amie et binôme **Hawa** et à tous mes amies.*

Et toute la famille sans exception.

*A tous mes collègues de **GINI CIVILE.***

A tous mes collègues de l'université.

Nedjwa

Dédicace :

Je dédie ce projet à :

*Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et
Soutenu dans mes études jusqu'à
Atteindre ce stade de formation.*

Mes frères et ma sœur :

*Toute La famille **NAOUAR***

MON binôme Nedjwa

Tous mes amis

*Tous les étudiants de 2^{ème} année Master structure
Promotion 2023.*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte
de la réussite.*

HAWA

Sommaire

Dédicace

Remerciements

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Liste des symboles

Résumé

Introduction générale

Chapitre I: Présentation du projet

I.1.Introduction	03
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	03
I.2. 1. Caractéristiques géométriques	06
I.2. 2. Système structural.....	06
I.2. 3. Description du bâtiment	07
I.3. Règles et hypothèses de calcul.....	08
I.3. 1. Le règlement [BAEL91/R99] (Béton Armé aux Etats Limite)	08
I.3. 2. Le règlement (RPA99 /version2003) (Règles Parasismiques Algériennes).....	10
I.4. Caractéristiques des matériaux	10
I.4. 1. Le béton.....	10
I.4. 2. L'acier.....	15
I.5.Conclusion.....	17

Chapitre II: Classification des systèmes de contreventement

II. Introduction.....	19
II.2. Principe des basses de contreventement de structure.....	19
II.3. Définition.....	19
II.4. Rôle et constitution du contreventement	19
II.5. Choix du contreventement	20
II.6. Contreventement générale des bâtiments.....	20
I.6. 1. Contreventement assuré par portiques	20
I.6. 2. Contreventement assuré par pans rigides.....	21
I.6. 3. Noyau de stabilité des immeubles-tours	24
I.6. 4. Ossatures mixtes (voile porteur)	25
II.7. Classification de système de contreventement (Selon RPA99/V2003).....	25
II.8. Emplacement et torsion des voiles dans les structures	27

I.8. 1. Stratégies de l'emplacement des murs de contreventements	27
I.8. 2. Effet de la torsion sur les systèmes des murs de contreventements	28
II.9. Stabilité locale d'un élément de contreventement.....	30
II.10. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé	31
I.10. 1. Dommages subis par les structures contreventées par portiques auto-stables	31
I.10. 2. Dommages subis par les structures mixtes (portique + voile)	34
II.11. Conclusion.....	36

Chapitre III: Etude dynamique

III.1. Introduction.....	38
III.2. Étude Dynamique	38
III.2.1. Objectif de l'étude dynamique	38
III.3. Choix de la méthode de calcul (Selon RPA99/V2003)	38
III.3.1. Méthode statique équivalente	38
III.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale	39
III.4. Classification de l'ouvrage [selon RPA99/V2003]	40
III.4.1. Classification des zones sismiques	40
III.4.2. Classification de l'ouvrage selon son importance	40
III.4.3. Classification du site.....	40
III.4.4. Classification des systèmes de contreventement	41
III.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration.....	41
III.5. Présentation du logiciel du calcul (ROBOT 2014)	41
III.6. Modélisation	42
III.6.1 Critères de classification.....	42
III.6.2 hypothèses de calcul	42
III.6.3 Combinaisons des charges	42
III.6.4 Étapes de la modélisation	43
III.7. Étude du bâtiment portique-voile	43
III.7.1. Résultantes des forces sismiques de calcul	44
III.7.2. Calcul de la force sismique totale.....	44
III.7.3. Méthode modale spectrale	49
III.7.4. Évaluation des caractéristiques dynamiques de la structure en déterminant	50
III.7.5. Résultat de calcul.....	50
III.7.6. Étude des caractéristiques dynamiques de la structure	51
III.8. Étude du bâtiment voile.....	58
III.8.1. La force sismique totale	58
III.8.2. Méthode modale spectrale	62

III.8.3. Étude des caractéristiques dynamiques de la structure.....	63
III.9. Comparaison des résultats de la réponse dynamique entre le bâtiment voile et le bâtiment mixte (portique-voile).....	69
III.9.1. Vérification de la période fondamentale du bâtiment voile et du bâtiment mixte (portique-voile)	69
III.9.2. Vérification de la participation des masses Cumulées	70
III.9.3. Vérification de l'effort tranchant à la base	71
III.9.4. Vérification de déplacement	71
III.9.5. Vérification de l'effet P- Delta (P- Δ).....	72
III.10. Conclusions	74

Chapitre IV: Calcul les éléments structuraux

IV.1. Introduction.....	76
IV.2. Les poutres	76
IV.2.1 Recommandations du RPA99/2003.....	76
IV.2.2 Calcul de ferrailage	77
IV.3 Les poteaux	87
IV.3.1 Recommandations du RPA99/2003.....	88
IV.3.2. Sollicitation de calcul	89
IV.3.3 Ferrailages des poteaux.....	90
IV.4 Les voiles	98
IV.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003	99
IV.4.2. Sollicitations de calcul	101
IV.4.3 Ferrailages des voiles.....	101
IV.5. Conclusion.....	106

Chapitre V : Étude de l'infrastructure

V.1 Introduction.....	108
V.2 Différents types de fondations	108
V.3 Reconnaissance du sol	109
V.4 Les combinaisons de calcul.....	109
V.5 Calcul des fondations	109
V.5.1 Vérification de la semelle isolée	110
V.5.2 Semelles filantes.....	111
V.6. La longrine	117
V.6.1 Définition	117
V.6.2 Dimensionnement de la longrine	117
V.6.3 Ferrailage de la longrine	117

V.6.4 Schéma du ferrailage.....	118
V.7.Conclusion	118
Conclusion générale	120
Références bibliographiques.....	122
Annexes	124

Liste des tableaux

Chapitre III : Etude dynamique

- Tableau III.1.** : coefficient d'accélération de zone A.
- Tableau III.2:** Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.
- Tableau III.3:** Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.
- Tableau III.4:** Les valeurs du coefficient c_t .
- Tableau III.5:** valeurs du coefficient de comportement R.
- Tableau III.6:** Valeur de facteur de qualité P_q .
- Tableau III.7 :** valeurs du coefficient de pondération β .
- Tableau III.8 :** valeurs des poids W_{Gi} et poids W_{Qi} .
- Tableau III.9 :** Périodes propres et les masses (masses cumulées et masses modales).
- Tableau III.10:** force sismique a la base.
- Tableau III.11 :** Vérification des déplacements dans le sens X.
- Tableau III.12 :** Vérification des déplacements dans le sens Y.
- Tableau III.13 :** Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens X.
- Tableau III.14 :** Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens Y.
- Tableau III.15:** Vérification au renversement dans le sens X
- Tableau III.16:** Vérification au renversement dans le sens Y
- Tableau III.17:** Valeur de facteur de qualité P_q .
- Tableau III.18 :** valeurs des poids W_{Gi} et poids W_{Qi} .
- Tableau III.19 :** Périodes propres et les masses (masses cumulées et masses modales).
- Tableau III.20 :** Force sismique a la base.
- Tableau III.21 :** Vérification des déplacements dans le sens X.
- Tableau III.22 :** Vérification des déplacements dans le sens Y.
- Tableau III. 23 :** Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens X.
- Tableau III. 24 :** Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ Sens Y.
- Tableau III.25:** Vérification au renversement dans le sens X.
- Tableau III.26:** Vérification au renversement dans le sens Y.
- Tableau III.27 :** Vérification de la période fondamentale.

Tableau III.28 : Vérification de la participation des masses Cumulées.

Tableau III.29 : Vérification des déplacements.

Tableau III.30 : Vérification de l'effet P- Delta sens X.

Tableau III.31 : Vérification de l'effet P- Delta sens Y.

Chapitre IV : Calcul les éléments structuraux

Tableau IV.1: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

Tableau IV.2: Ferrailage des poutres principales.

Tableau.IV.3 : Vérification des contraintes (PP) à l'ELS.

Tableau IV.4: Sollicitations de la poutre secondaire.

Tableau IV.5: Ferrailage des poutres secondaires.

Tableau.IV.6 : Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.

Tableau IV.7 : Sollicitations dans les poteaux.

Tableau IV.8 : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Tableau IV.9 : armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Tableau IV.10: vérification au flambement.

Tableau IV.11: Vérification aux sollicitations tangentielles.

Tableau IV.12 : Sollicitations des voiles dans les deux sens.

Tableau IV.13 : Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens yy.

Liste des figures

Chapitre I: Présentation du projet

Figure I.1: La façade principale.....	03
Figure I.2: La façade postérieure.....	04
Figure I.3: La coupe AA.....	04
Figure I.4: Le plan de rez de chaussée.....	05
Figure I.5: Le plan d'étage courant.....	05
Figure I.6: Le plan toiture.....	06
Figure I.7: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	09
Figure I.8: Diagramme contraintes- déformations du béton (BAEL).....	14
Figure I.9: Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton (BAEL).....	14
Figure I.10: Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU (BAEL).....	16

Chapitre II: Classification des systèmes de contreventement

Figure II.1: Ossature en portiques (à des travées).....	21
Figure II.2: Pans de contreventement triangulés.....	22
Figure II.3: Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides.....	23
Figure II.4: Système vulnérable.....	24
Figure II.5: Noyaux, parois - haute rigidité et stabilité.....	25
Figure II.6: La solution mixte.....	25
Figure II.7: Arrangements du type de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation.....	28
Figure II.8: Exemples pour la stabilité de torsion des système de mur.....	29
Figure II.9: Stabilités en torsion de systèmes de murs inélastique.....	29
Figure II.10: Force de résistance latérale par des noyaux en béton armé.....	30
Figure II.11: Fonctionnement en console et réactions à l'encastrement.....	31
Figure II.12: Rupture en zone nodale.....	32
Figure II.13: Dislocation de la section.....	32
Figure II.14: Rotule dans le poteau (Comportement à éviter).....	32
Figure II.15: Rotule dans la poutre (Comportement recherché).....	32
Figure II.16: poteaux courts dus au vide sanitaire.....	32
Figure I.17: cisaillement d'un poteau court.....	32
Figure I.18: Écrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers.....	33
Figure II.19: Flambement des poteaux.....	33

Figure II.20: Rupture par flexion des poutres.....	33
Figure II.21: Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé parking lors du séisme Northridge (Etats-Unis) en 1994.....	34
Figure II.22: Dislocation des remplissages de maçonnerie.....	34
Figure II.23: Rupture de section à la base des voiles.....	34
Figure II.24: Fissures ouvertes dans le voile.....	34
Figure II.25: éléments élancés.....	35
Figure II.26: Plastification d'un poteau d'angle due à la position asymétrique des voiles.....	35
Figure II.27: Les différents types des structures et leurs systèmes de contreventements.....	35

Chapitre III: Étude dynamique

Figure III.1: Version de ROBOT 2014.....	42
Figure III.2: Vue en 3D de la construction (bâtiment portique-voile)	43
Figure III.3: schéma de la disposition des voiles.....	50
Figure III.4: Première mode de vibration.....	52
Figure III.5: Deuxième mode de vibration.....	52
Figure III.6: Troisième mode de vibration.....	52
Figure III.7: Renversement.....	57
Figure III.8: Vue en 3D de la construction (bâtiment voile)	58
Figure III.9: Première mode de vibration.....	64
Figure III.10: Deuxième mode de vibration.....	64
Figure III.11: Troisième mode de vibration.....	64
Figure III.12: Diagramme de la période fondamentale.....	72
Figure III.13: Diagramme de l'effort tranchant à la base.....	73
Figure III.14: Diagramme de déplacement Δ_k	73
Figure III.15: Diagramme de l'effort $P-\Delta$	73

Chapitre IV: Calcul les éléments structuraux

Figure IV.1: Schéma de ferrailage des poutres principales- Δ	82
Figure IV.2: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	87
Figure IV.3: Zone nodale.....	88
Figure IV.4: Schéma de ferrailage des poteaux.....	98
Figure IV.5: Schéma de disposition des voiles.....	99
Figure IV.6: Les voiles selon xx et yy.....	101
Figure IV.7: Schéma des contraintes.....	104

Figures IV.8: Schéma de ferrailage de voile V_{x1}	106
Figures IV.8: Schéma de ferrailage de voile V_{y1}	106

Chapitre V: Étude de l'infrastructure

Figure V.1: Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)	108
Figure V.2: Schéma de la semelle isolée.....	110
Figure V.3: Dimensions des semelles filantes.....	111
Figure V.4: Schéma de ferrailage Semelle filantes sous poteaux.....	113
Figure V.5: Dimension de la semelle filante sous voile.....	114
Figures V.6: Schéma de ferrailage Semelle filantes sous voile.....	116
Figures V.7: Ferrailage de la longrine.....	118

Liste des symboles

BAEL: Béton Armé aux États Limites.

RPA99: Règles Parasismiques Algériennes.

E L U: État limite ultime.

E L S: État limite service.

G: Les charges permanents.

Q: Les surcharges d'exploitation.

E_s : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier.

E_b : Le module d'élasticité longitudinal de béton.

ϵ_{bc} : Déformation relative de béton.

f_{cj} : Résistance du béton à la compression à j jours d'âge.

f_{tj} : Résistance du béton à la traction à j jours d'âge

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

E_{ij} : Le module de déformation instantanée.

E_{vj} : Le module de déformation différée.

G: Le module de déformation transversale.

ν : Coefficient de poisson

E: Déformation relative transversale au longitudinale.

f_{bu} : Contrainte ultime de béton en compression.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte ultime du béton au cisaillement.

σ_{bc} : Contrainte de service du béton en compression.

τ_u : La contrainte tangente ultime.

V_u : Effort tranchant.

E_s : Module d'élasticité des aciers.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton.

σ_s : Contrainte de l'acier.

$\overline{\sigma_{st}}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

η : Coefficient de fissuration.

A: Coefficient d'accélération de zone.

D: Facteur d'amplification dynamique moyen.

η : Facteur de correction d'amortissement.

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site.

ξ : Coefficient d'amortissement.

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement.

R: Coefficient de comportement global de la structure.

Q: Facteur de qualité.

W: Poids total de la structure.

W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération.

g: Accélération de la pesanteur.

T_{emp} : La période fondamentale empirique.

T_{num} : La période fondamentale numérique.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

h_e : La hauteur de l'étage.

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation.

V_k : Effort tranchant d'étage.

Δ_k : Déplacement relatif.

h_k : Hauteur de l'étage.

M_s : Moment stabilisant.

M_r : Moment de renversement.

b: Largeur de la section.

S: L'espacement des armatures transversales.

\emptyset_l : La valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

A', A_{ser}: Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

At: Section d'un cours d'armature transversal.

A: Coefficient d'accélération de zone.

α: Coefficient de la fibre neutre. **B**: Aire d'une section de béton.

Br: Section réduite.

B, b: La largeur (m).

C_t: Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u: La cohésion du sol (KN/m²).

D: Diamètre, dalle.

f_{c28}: Résistance caractéristique à la compression à 28 jours donnée en (MPa).

f_{t28}: Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).

F: Coefficient de sécurité = 1.5

G: Action permanente.

H: Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

ht: Hauteur totale du plancher.

h₀: Épaisseur de la dalle de compression.

he: Hauteur libre d'étage.

I: Moment d'inertie (m⁴).

Q: Charge variable.

Q: Facteur de qualité.

qu: Charge ultime.

qs: Charge de service.

L: Longueur ou portée.

L_{max}: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x: Distance entre nus de poutrelles.

L_y: Distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l': Longueur fictive.

M: Moment en général.

M_a: Moment sur appui.

M_u: Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par logiciel ROBOT.

S : La surface de fondation.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

A_r : Ferrailage de répartition.

S_t : L'espacement.

Résumé

L'étude technique des projets de construction est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Le but de ce projet de fin d'étude est la conception d'une structure à usage d'habitation (R +4) qui sera implanté dans la wilaya de Mila (Algérie), classé en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). La stabilité de l'ouvrage est assurée par un contreventement (portiques ; voiles).

L'analyse sismique et dynamique de cette structure a été établie par le logiciel (robot Autodesk structural analyse version 2014). Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir le BAEL91 modifié 99, le DTR et le RPA99 version 2003.

En fin, cette étude fait l'objet d'une réponse sur le plan technique du comportement de la structure étudiée vis-à-vis des diverses sollicitations pour assurer une protection acceptable des constructions et des vies humaines en visant un maximum de stabilité, une durabilité sans négliger le coté économique.

Summary

The technical study of construction projects is a key step and a necessary step in the act of building. The purpose of this end-of-study project is the design of a structure for residential use (R +4) which will be located in the wilaya of Mila (Algeria), classified in the IIa zone according to the Algerian paraseismic regulations (RPA 99 version 2003). The stability of the structure is ensured by bracing (frames, sails).

The seismic and dynamic analysis of this structure was established by the software (Autodesk structural analysis robot version 2014). The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules in force, namely the BAEL91 modified 99, the DTR and the RPA99 version 2003.

Finally, this study is the subject of a response on the technical level of the behavior of the structure studied vis-à-vis the various stresses to ensure acceptable protection of buildings and human lives by aiming for maximum stability, sustainability without neglecting the economic side.

ملخص:

الدراسة التقنية لمشاريع البناء تعد مرحلة أساسية من مراحل الإنجاز والهدف من مشروع نهاية الدراسة هذا هو دراسة بنائية ذات طابع سكني تتكون من طابق ارضي زائد أربعة طوابق علوية معدة للإنجاز بولاية ميله (الجزائر)، التي تصنف كمنطقة زلزالية رقم IIa حسب تصنيف القواعد الجزائرية المضادة للزلازل، (RPA 99 version 2003) مقاومة واستقرار البناية لكل الحمولات، مضمون بواسطة الاعمدة العوارض والجدران الخرسانية المسلحة. التحليل الديناميكي الناتج عن الاهتزازات الزلزالية تم بواسطة برنامج (robot A.S analyse 2014) تحديد الابعاد والتسليح لكل العناصر المقاومة فالبناية تمت وفقا للمعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر على غرار: القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003) الخرسانة المسلحة في الحالات النهائية (DTR, BAEL91 modifier99) نهاية هذه الدراسة تهدف إلى الرد على سؤال جوهري على المستوى التقني المتمثل في كيفية مقاومة البناية محور الدراسة لمختلف الحمولات المطبقة وكذا كيفية تجاوبها أثناء حدوث هزات أرضية، وهذا لضمان حماية كافية للبناية وبالتالي حماية العنصر البشري من خلال ضمان صلابه البناية وديمومتها أخذين في الحسبان الجانب الاقتصادي.

Introduction
générale

Introduction générale :

Le **Génie civil** représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+4) à usage d'habitation à Mila.

Cette structure est contreventée par un système (voile ; portique). Le rapport est constitué de cinq chapitres :

Chapitre I: présentation du projet

Chapitre II: classification des systèmes de contreventement

Chapitre III: étude dynamique,

Chapitre IV: calcul les éléments structuraux

Chapitre V: étude de l'infrastructure

Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations ont été faits à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le BAEL91-83 et le RPA 99 version (2003).

Chapitre I :
Présentation du
projet

I.1. Introduction:

Ce chapitre présente d'une manière générale le contexte de travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

I.2. Présentation de l'ouvrage:

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+4) à usage multiple constitué de:

- Un rez-de-chaussée (RDC)
- Du 1^{er} au 4^{ème} étage à usage d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

Le bâtiment sera implanté à **Mila** classé selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99version2003**) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

Cette figure représente la façade principale:

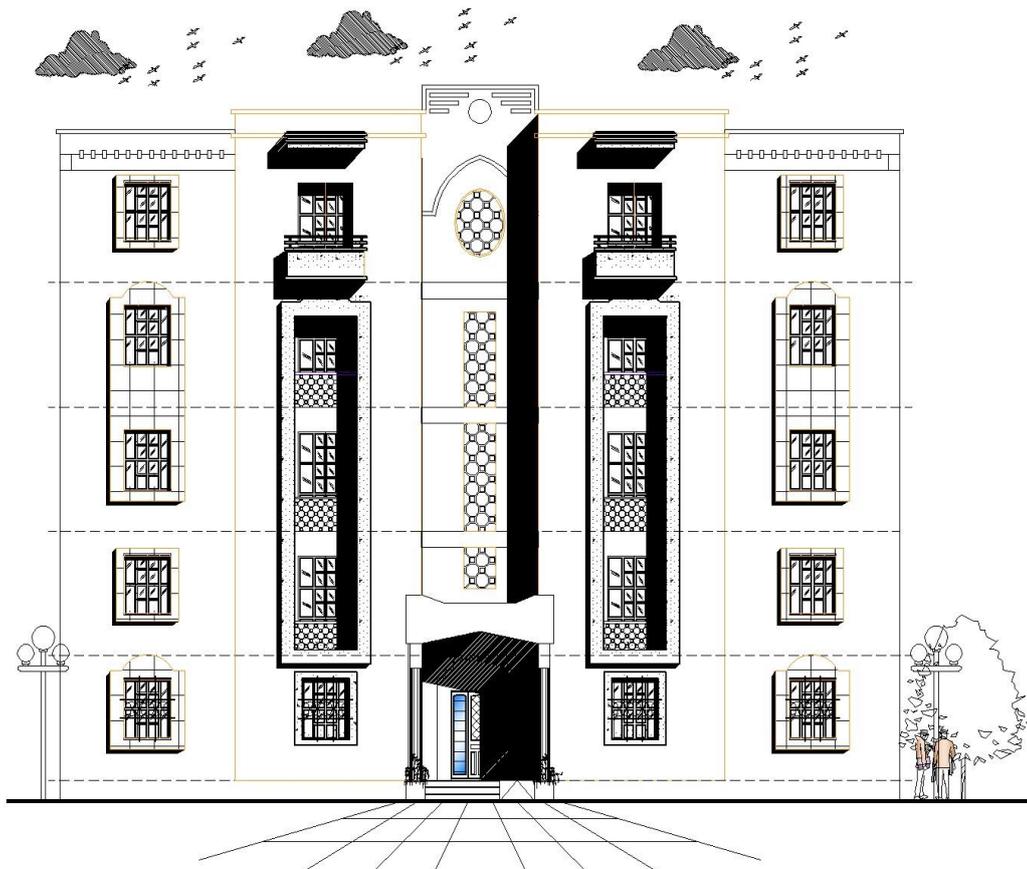


Figure I.1: La façade principale.

Cette figure représente la façade postérieure:



Figure I.2: La façade postérieure.

Cette figure représente la coupe A-A:

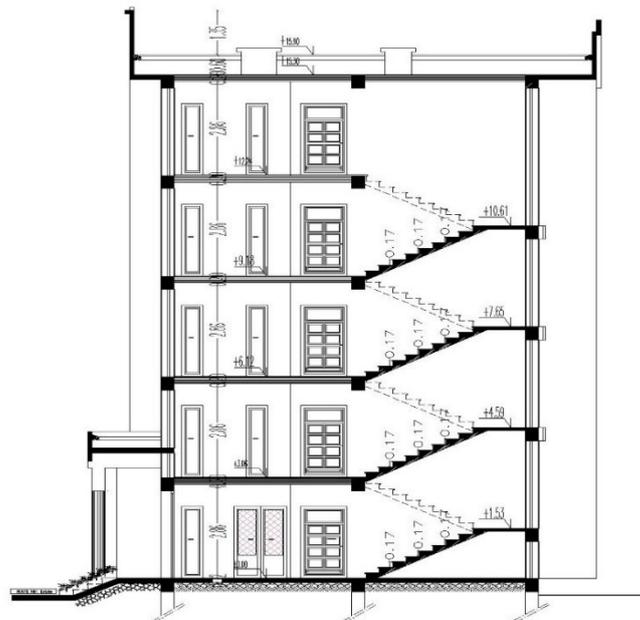


Figure I.3: La coupe A-A.

Cette figure représente le plan de rez de chaussée:

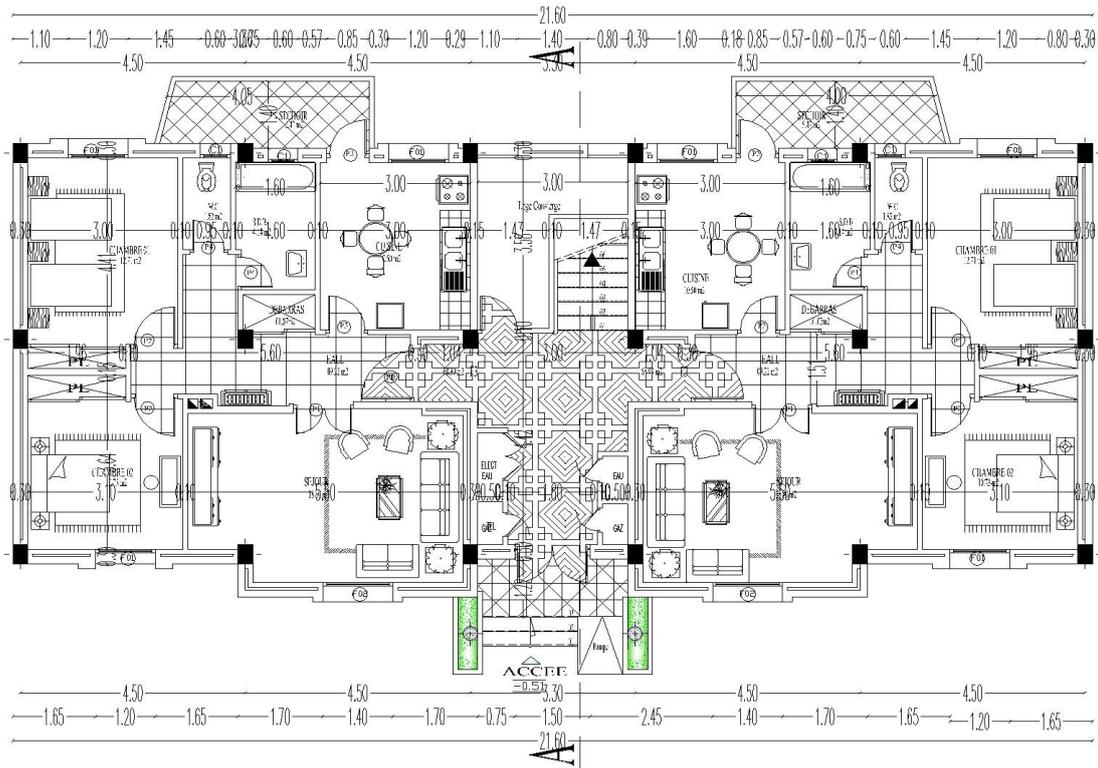


Figure I.4: Le plan de rez de chaussée.

Cette figure représente le plan d'étage courant:

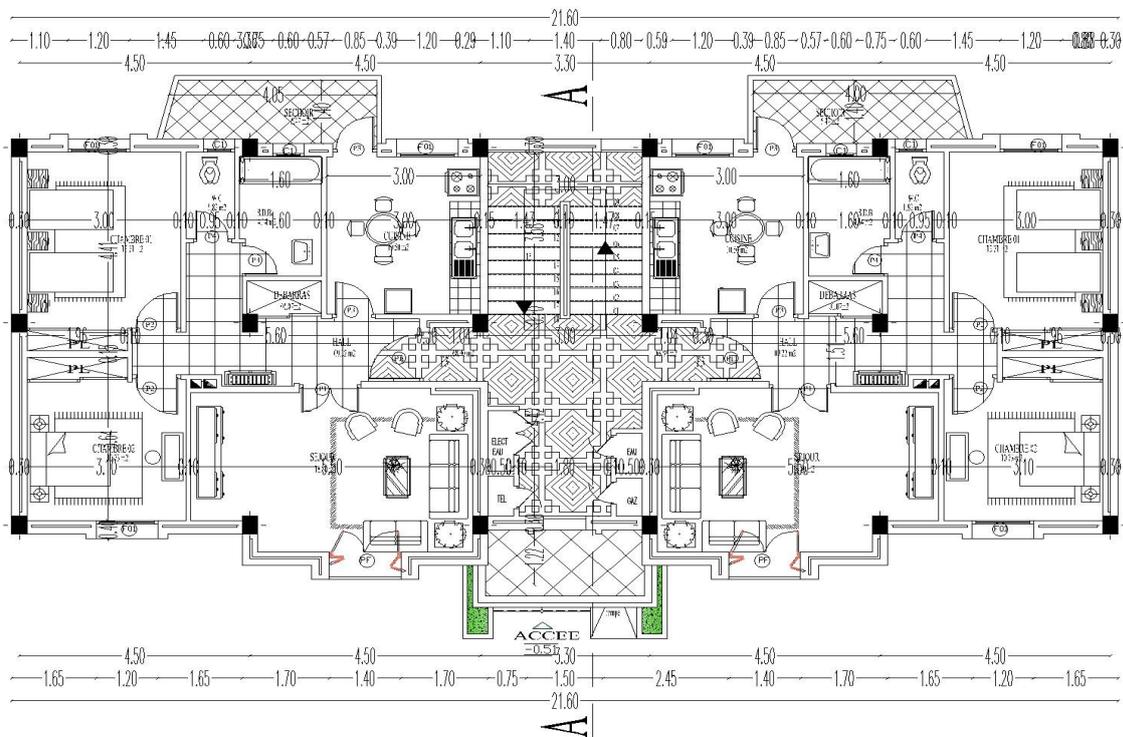


Figure I.5: Le plan d'étage courant.

Et celui-ci représente le plan toiture:

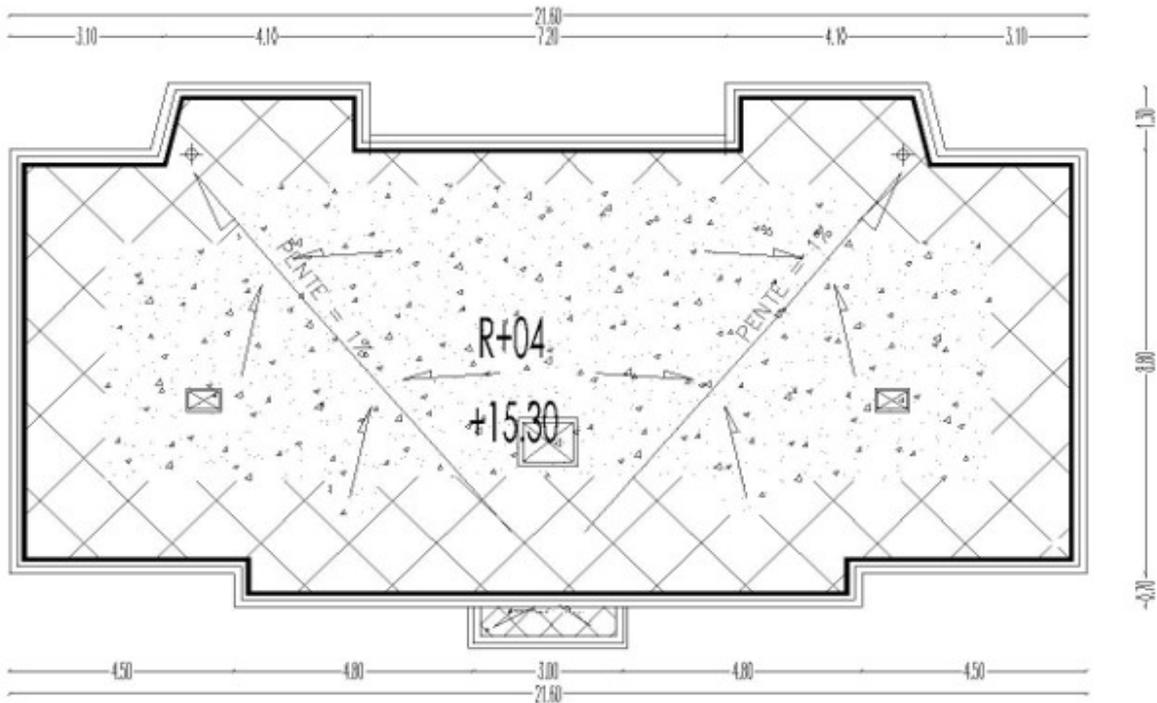


Figure I.6: Le plan toiture.

I.2.1. Caractéristiques géométriques:

Le bâtiment aux dimensions suivantes:

- Longueur..... 21.55m
- Largeur.....10.80m
- Hauteur total..... 15.90m
- Hauteur du RDC3.06m
- Hauteur d'étage courant 3.06m
- La hauteur de l'acrotère est de:..... 0.60 m

I.2.2. Système structural:

La stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales sous l'effet du séisme assurée par des voiles et des portiques autrement dit, un contreventement mixte.

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

Pour ce genre de contreventement, il y a lieu également de vérifier les conditions suivantes:

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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 qu'aux 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. [4]

I.2.3. Description du bâtiment:

➤ Le contreventement:

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques, voiles.

➤ Plancher:

-Le type de plancher a adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

-La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

➤ Maçonnerie:

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

- ✓ Murs extérieurs: ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- ✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition): ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

➤ Revêtement:

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

➤ Escaliers:

Les escaliers sont à paillassse adjacente comprenant deux paillasses et un palier intermédiaire.

➤ L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.3. Règles et hypothèses de calcul:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après:

I.3.1. Le règlement [BAEL91/R99] (Béton Armé aux États Limite) [2]:

Basé sur la théorie des états limites [2].

I.3.1.1. États limites ultimes (ELU):

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit:

- Équilibre statique (renversement du bâtiment).
- Résistance de l'un des matériaux de la structure (non rupture).
- Stabilité de forme (non flambement des poteaux et des voiles).

La combinaison d'action à l'état limite ultime est: $q=1.35G+1.5Q$.

✚ Hypothèses:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation. • Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

- **Pivot A:** les pièces soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple (allongement de l'acier le plus tendu: $\varepsilon_s=10\text{‰}$).

- **Pivot B:** les pièces soumises à la flexion simple ou composée (raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée: $\varepsilon_{bc}=3.5\text{‰}$).

- **Pivot C:** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple (Raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée:

$\varepsilon_{bc}=2\text{‰}$).

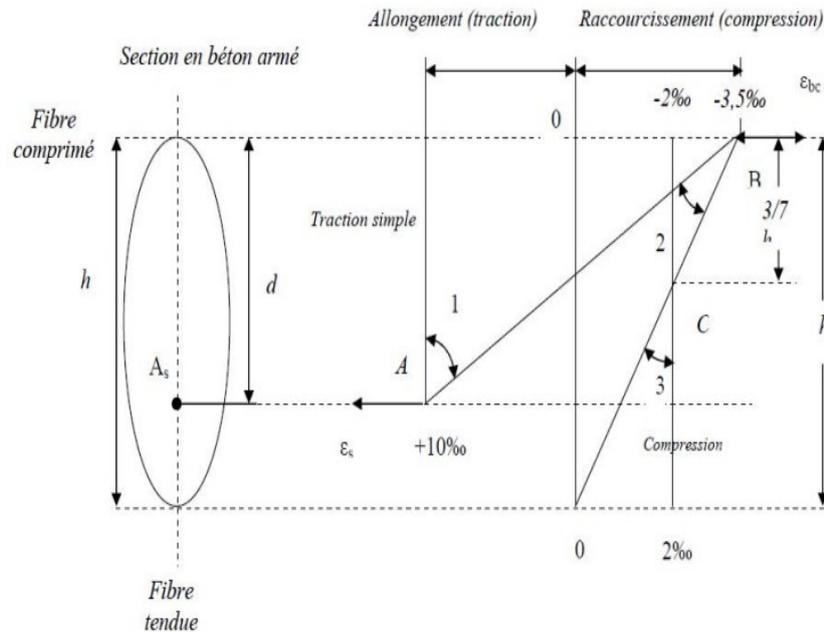


Figure 1.7: Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots. [2]

I.3.1.2. États limites de service (ELS) [2]:

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient:

- Ouverture des fissures (limité la contrainte de traction des aciers pour limiter l'ouverture des fissures).
- Déformation des éléments porteurs (la flèche maximale ne devrait pas dépasser la flèche limite).
- Résistance à la compression du béton. La combinaison d'action à l'état limite de service est: $q = G + Q$

✚ Hypothèses:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation. • Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15E_b$; $n = 15$).

I.3.2. Le règlement (RPA99 /version2003) (Règles Parasismiques Algériennes) [1]:

Elles sont applicables à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière. Le but de ce règlement est de prévoir les mesures à la conception et à l'exécution des constructions, il prévoit:

- Une classification selon les zones sismiques et le groupe d'usage d'une construction, les caractéristiques et les conditions du sol de fondations.
- Une conception sur la catégorie d'ouvrage pour prévoir un système convenable de contreventement.
- Des dimensionnements en vigueur des éléments structuraux. Les combinaisons d'actions:

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \\ G+Q \pm 1.2E \end{array} \right.$$

I.4. Caractéristiques des matériaux:

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.4.1. Le béton:

I.4.1.1. Définition:

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser. On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tous sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

I.4.1.2. Composition du béton:

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition

(adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du ciment et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de granulats:
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'eau utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

I.4.1.3. Préparation du béton:

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

➤ La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est:

- 350 kg/m³ de ciment CPA325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

I.4.1.4. Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

➤ **La masse volumique:** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

➤ **Le retrait:** C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

➤ **La dilatation:** puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient: $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$.

➤ **Le fluage:** C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

➤ **La résistance:**

1-Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm.

D'après le BAEL91 (Article A.2.11) on prend [2]:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{Pour } j \leq 28$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ Pour } j \geq 28$$

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

2-Résistance du béton à la traction:

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours ; notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule:

D'après le **BAEL91 (Article A.2.12)** on prend [2]:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj} \quad \text{si} \quad f_{c28} \geq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

➤ Module de déformation longitudinale du béton:

Le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et la déformation pour un matériau élastique isotrope.

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton:

- **Le module de déformation instantanée:**

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton. L'article **A.2.1.21** du **BAEL** donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours. [2]

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

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- **Le module de déformation différée:**

Les déformations différées du béton comprend le retrait et le fluage. L'article **A.2.1.22** du **BAEL** donne la valeur de E_{vj} [2]:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

Et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donné par la relation [2]:

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

ν : coefficient de poisson

E: Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [**BAEL 91**] les valeurs de ce coefficient [2]:

$\nu = 0.00$; dans L'ELU.

$\nu=0.20$; dans L'ELS.

1.4.1.5. Caractéristiques limites du béton:

1-Contrainte ultime du béton en compression [2]:

On a: $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$; en pratique ; on aura: $f_{cj} = f_{c28}$

Avec:

f_{bu} : Contrainte limite ultime de compression.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application de la combinaison d'action. Il est fixé à

1: lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h

0.9: lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h

0.85: lorsqu'elle est inférieure à 1h

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$\Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$.

2-Contrainte ultime du béton au cisaillement [2]:

On a:

$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$; si la fissuration préjudiciable.

3- Contrainte de service du béton en compression:

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

4-Diagramme contrainte déformation:

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est déduit. [2]

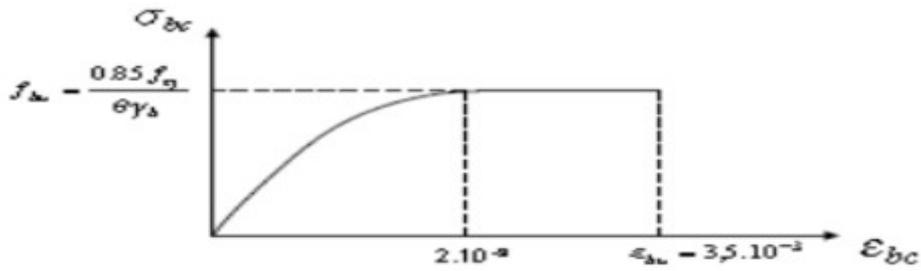


Figure 1.8: Diagramme contraintes- déformations du béton. [2]

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (A.4.3.4 du BAEL).

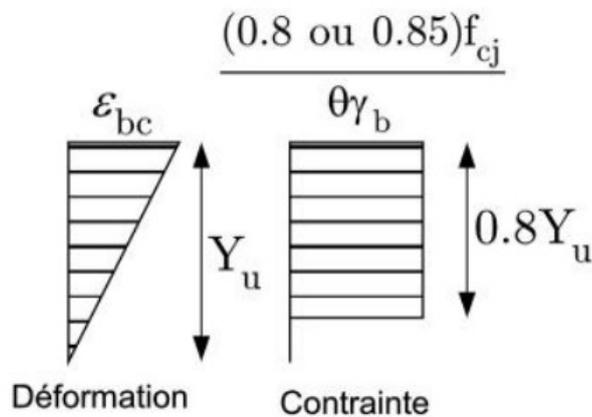


Figure 1.9: Diagramme des contraintes rectangulaire simplifié du béton. [2]

I.4.1.6. La contrainte tangente ultime:

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime V_u . L'article A.5.1 du BAEL donne la valeur de τ_u [2]:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.4.1.7. Contrainte tangente limite ultime:

L'article (A. 5.1 du BAEL) donne la valeur de $\bar{\tau}_u$ [2]:

- Cas de l'armature Transversale droit à $\alpha = 90^\circ$:

$$\text{Fissuration non préjudiciable: } \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right)$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

- Cas de l'armature à $\alpha = 45^\circ$:

Quel que soit la fissuration: $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.27 f_{cj}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa} \right\}$

I.4.2. L'acier:

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importante savant rupture.

I.4.2.1. Caractéristiques de forme des aciers:

Il existe trois types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface:

- **Les aciers lisses:** Les nuances sont (Fe E215 ; Fe E235) correspondant à des limites d'élasticité de 215MPa et 235MPa.
- **Les aciers à haute adhérence:** Les nuances sont (Fe E400 ; Fe E500) correspondant à des limites d'élasticité de 400MPa et 500MPa.
- **Treillis soudés (Ts):** La nuance est Fe E400 correspondant à la limite d'élasticité de 400MPa.

I.4.2.2. Module d'élasticité des aciers:

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. L'article A.2.2.1 du BAEL donne la valeur de E_s [2]:

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

I.4.2.3. Contraintes limite d'acier:

1-État limite ultime (ELU):

-Selon le BAEL:

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte – déformation.

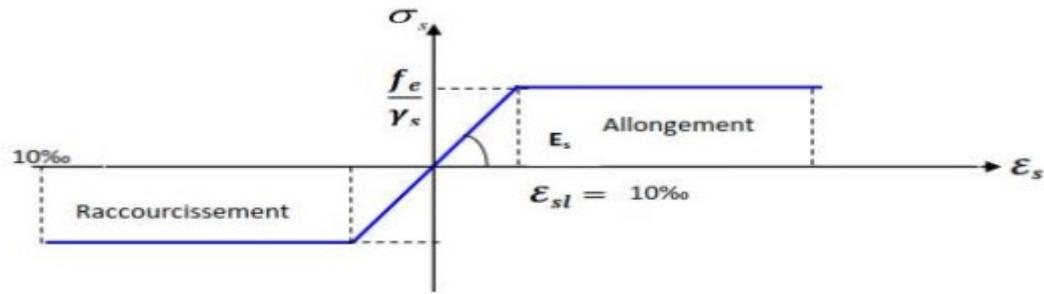


Figure 1.10: Diagramme contraintes-déformations d'acier à l'ELU.[2]

Tel que:

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\sigma_s: \text{Contrainte de l'acier: } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité pour le béton

Tel que:

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_e = 400$ MPa

2-État limite de service (ELS):

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine:

Fissuration peu nuisible: pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable: } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \right\}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable: } \sigma_s \leq \sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

Avec:

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1.60$ pour les aciers à haute adhérence.

I.5. Conclusion:

Dans ce chapitre, nous définissons les caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude, les règles et hypothèses de calcul ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation (béton et acier).

Chapitre II :
Classification des
systemes de
contreventement

II.1.Introduction:

Le système de contreventement est constitué de l'ensemble des éléments structurels participant de façon non négligeable au transfert des actions horizontales créées du fait du mouvement sismique, par effet inertiel dans l'ouvrage.

Une structure en béton armé est contreventée soit en portiques auto stables (sans la présence des voiles), en voiles uniquement (cas des structures voiles-dalles), et contreventement mixte (portique + voile) ou noyau central qui est en voile tubulaire disposé généralement au milieu du plancher.

II.2.Principe des basses de contreventement de structure:

Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception, car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries. A l'opposé les formes en U ou L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement. [5]

II.3. Définition:

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple: vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion dus à ces efforts).

Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée ; ou par des treillis en bois ou en acier. [7]

II.4. Rôle et constitution du contreventement:

Le contreventement a donc principalement pour objet:

- D'assurer la stabilité des constructions non auto stables vis-à-vis des charges horizontales (celle des structures auto stables étant assurée intrinsèquement), donc de transmettre ces charges jusqu'au sol.
- De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments:

- Contreventement horizontal (diaphragme).
- Contreventement vertical (murs, travées triangulées ou portiques). [6]

II.5. Choix du contreventement:

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que:

- **Leur nombre:** au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **Leur disposition:** elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **Leur distribution verticale:** être régulière ; les palées seront de préférence superposées sa fin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion. [7]

II.6. Contreventement générale des bâtiments:

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages [7].

II.6.1. Contreventement assuré par portiques:

Les portiques (figure 1) doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; celle résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre. Il faut

cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques [7].

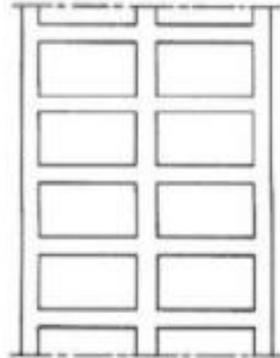


Figure II.1: Ossature en portiques (à des travées). [7]

Le calcul des ossatures en portiques peut être conduit suivant de nombreuses méthodes plus ou moins élaborées.

II.6.2 Contreventement assuré par pans rigides

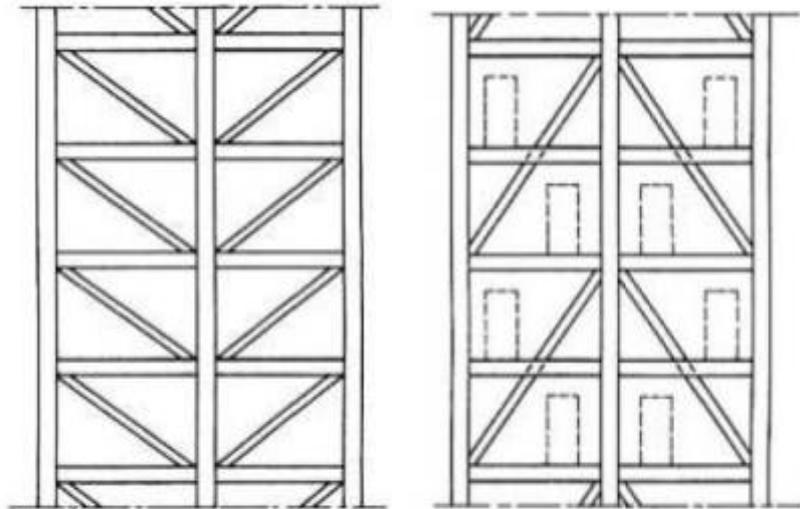
La rigidité des pans de contreventement peut être assurée:

- Soit par des triangulations en béton armé.
- Soit par des voiles en béton armé.
- Soit éventuellement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante entre éléments (poteaux et poutres) de l'ossature en béton armé. [7]

II.6.2.1 Contreventement triangulé:

Dans le premier cas, la présence des triangulations crée souvent des difficultés pour la réalisation d'ouvertures dans les pans de contreventement: on peut quelquefois trouver une solution plus satisfaisante en disposant les éléments de triangulation non plus sur la hauteur d'un étage, mais sur celle de deux étages (figures 2).

La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendue moins facile. [7]



a) Sur la hauteur d'un étage

b) Sur la hauteur de deux étages

La solution b facilité l'aménagement des baies.

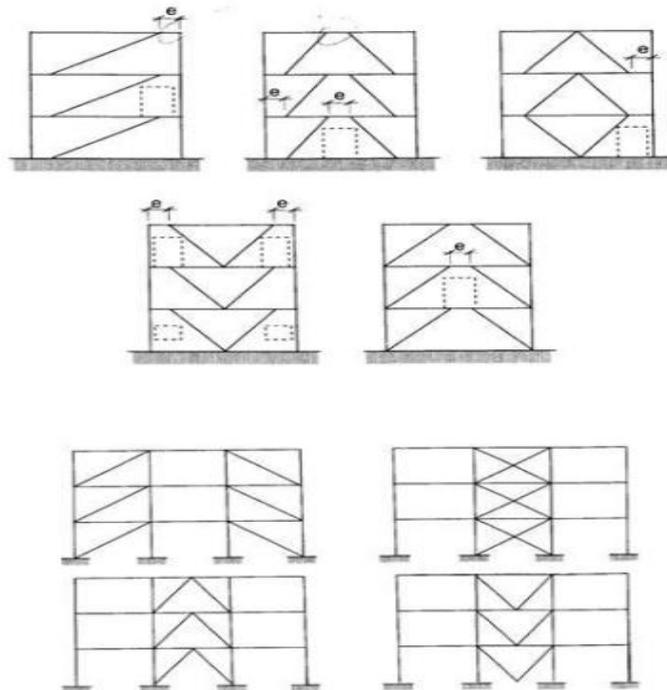


Figure II.2: Pans de contreventement triangulés. [7]

Le calcul des poutres à treillis dont les membrures sont constituées par les poteaux et qui fonctionnent en console à partir du niveau des fondations ne soulève pas de difficultés

particulières; il est conduit suivant les errements habituels, en admettant des articulations aux nœuds. [7]

II.6.2.2 Contreventement avec voile en béton:

La solution de contreventement avec voiles en béton armé est actuellement très répandue; très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux bâtiments de forme rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales (RPA99 § 4), sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent ainsi, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié: banches et coffrages-tunnels.

Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont prévus que dans certaines travées, et, pour limiter les inconvénients résultant des variations dimensionnelles sous l'effet du retrait et de la température, il convient de disposer les voiles de contreventement dans des travées voisines du centre des bâtiments, plutôt qu'à une extrémité, et en évitant surtout de les prévoir aux deux extrémités (figure 3). [7]

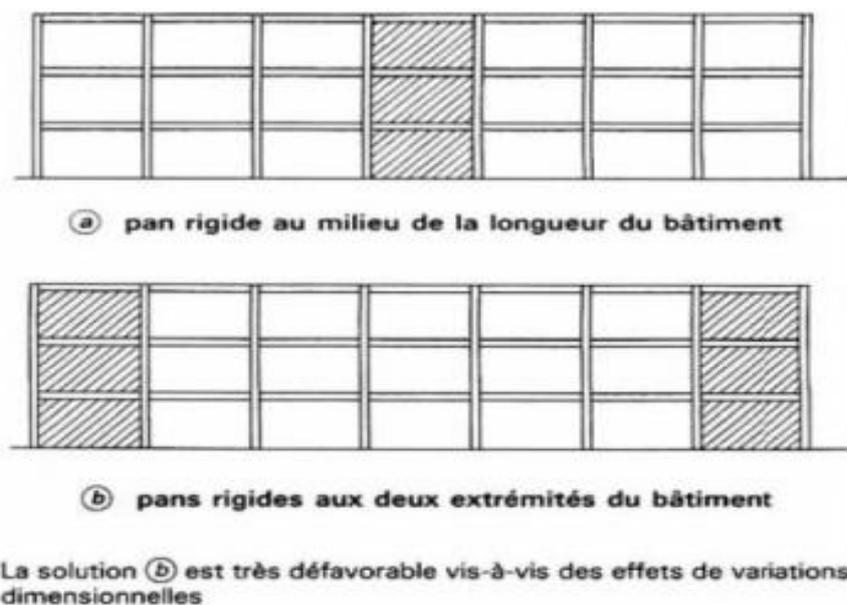


Figure II.3: Contreventement longitudinal d'un bâtiment. Disposition des pans rigides. [7]

Le calcul du contreventement par voiles en béton armé soulève notamment deux problèmes:

- celui, d'ailleurs général, de la répartition des forces horizontales s'exerçant sur un bâtiment entre les différents pans de contreventement ;
- celui de la détermination des efforts dans les éléments de liaison (linteaux) des voiles disposés dans un même plan. [7]

II.6.2.3. Contreventement par remplissage en maçonnerie:

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures). Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués tant en France qu'à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage. On est conduit à considérer dans les panneaux des diagonales comprimées fictives, dont on se fixe la largeur par des considérations de bon sens et dont on vérifie que la contrainte reste inférieure aux valeurs normalement admissibles pour les maçonneries en cause. [7]

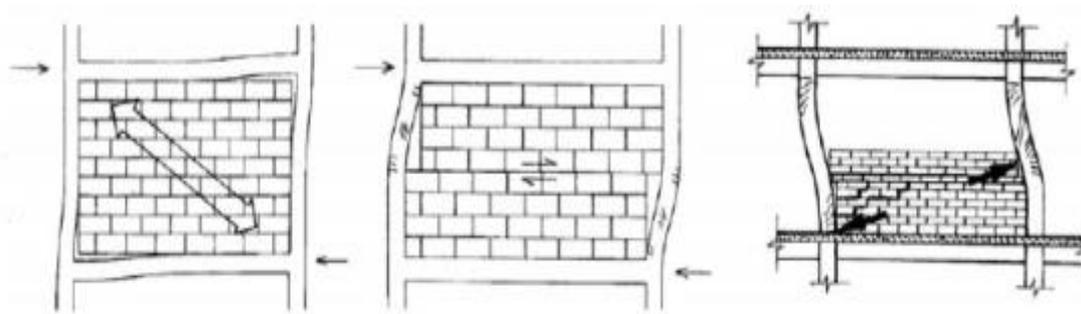


Figure II.4: Système vulnérable. [7]

II.6.3 Noyau de stabilité des immeubles-tours:

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.).

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales. [7]

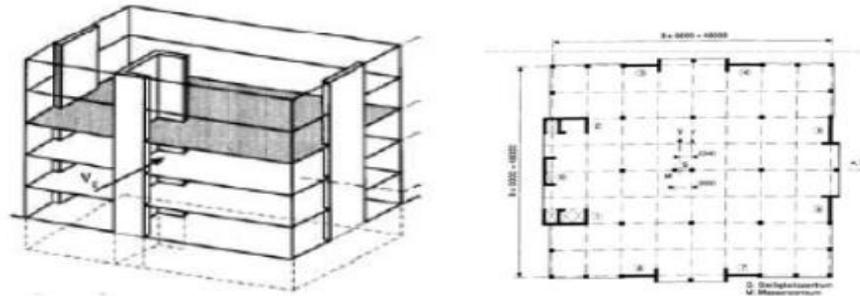


Figure II.5: Noyaux, parois - haute rigidité et stabilité. [7]

II.6.4. Ossatures mixtes (voile porteur):

On peut très bien avoir recours à des solutions mixtes, utilisant simultanément plusieurs des solutions mentionnées aux paragraphes précédents. La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

Enfin, le contreventement longitudinal d'un bâtiment de forme rectangulaire allongée peut très bien être assuré différemment du contreventement transversal: par exemple, ce dernier par voiles en béton armé et le premier par portiques, si l'on peut disposer d'un nombre important de travées.

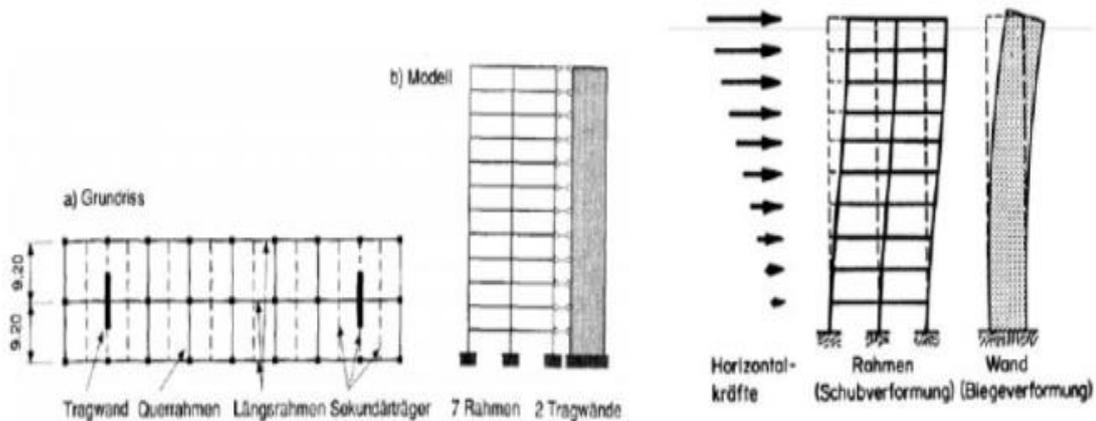


Figure II.6: La solution mixte. [7]

II.7. Classification de système de contreventement (Selon RPA99/V2003) [1]:

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R.

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans les présentes règles sont classés selon les catégories suivantes:

❖ **Structures en béton armé:**

1. a: Portiques auto-stables en béton armé sans 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. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques)

Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser 7 niveaux ou 23 m en zone I, 5 niveaux ou 17 m en zone II et 2 niveaux ou 8 m en zone III.

1. b: 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.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie –structure).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage(portique auto-stable).

Les bâtiments concernés ne doivent pas, par ailleurs, dépasser cinq (05) niveaux ou dix-sept (17) mètres en zone I, quatre (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone II a, trois(03) niveaux ou onze (11) mètres en zone II b et deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III.

2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé:

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. 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.

3. Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé:

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles:

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que 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.

4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé:

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

II.8. Emplacement et torsion des voiles dans les structures:

Afin de faciliter la séparation des différents problèmes qui se posent à la conception de murs de contreventement, il est commode d'établir une classification en termes de configurations géométriques. [7]

I.8.1. Stratégies de l'emplacement des murs de contreventements:

Les murs individuels peuvent être soumis à des déplacements axiaux, de translation et de torsion. La mesure dans laquelle un mur contribuera à la résistance des moments de renversement, les forces de cisaillement, et la torsion dans chaque étage dépend de sa configuration en plan et l'orientation géométrique ainsi que l'emplacement dans le plan de l'édifice. Les positions des murs de contreventement dans un bâtiment sont généralement dictées par des impératifs fonctionnels. Les dispositions des voiles dans un bâtiment peuvent être facilement utilisées pour la résistance à une force latérale.

La clé de la stratégie de disposition des murs de contreventement est le désir que les déformations inélastiques soient distribuées uniformément raisonnable sur tout le plan de la construction plutôt que d'être concentrer seulement sur quelques murs.

Une disposition typique des murs est montrée dans la Figure 8. Dans le sens nord-sud de la force latérale par mur sera faible en raison d'un grand nombre de murs. Le comportement dans le sens Est-Ouest de la structure de la Figure 8 (a) sera plus critique, car la zone de paroi réduite et le grand nombre d'ouvertures doivent être fournis. Outre le grand nombre de murs, l'adéquation des systèmes dans la Figure 8 (b) provient de la position des centres de masses et la rigidité étant confondus, d'où il en résulte un faible l'excentricité statique. [7]

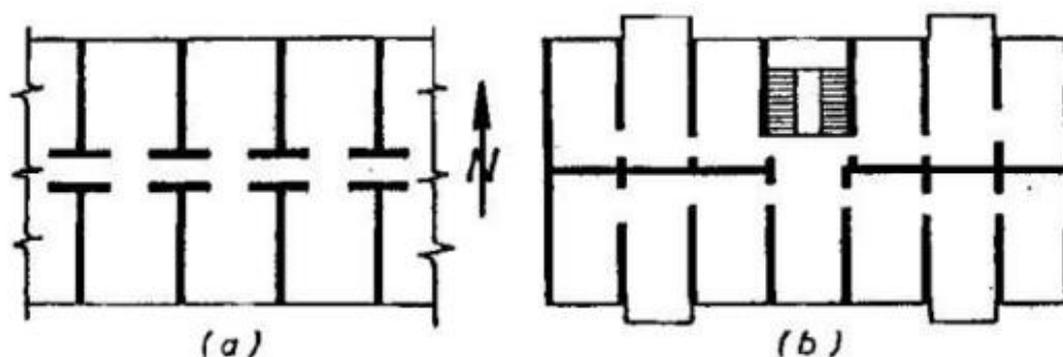


Figure II.7: Arrangements du type de mur dans les hôtels et les immeubles d'habitation. [7]

En évaluant la stabilité en torsion des systèmes de murs, la disposition des murs, ainsi que la rigidité en flexion et en torsion, doit être considéré.

I.8.2. Effet de la torsion sur les systèmes des murs de contreventements:

La stabilité à la torsion de systèmes de murs peut être examinée à l'aide de la Figure 9. Beaucoup de murs porteurs sont ouverts avec des parois de sections minces et de petites rigidités à la torsion. Ainsi, dans la conception parasismique, il est habituel de négliger la résistance à la torsion des murs individuels. Les sections tubulaires sont des exceptions. On constate que la résistance à la torsion des dispositions des murs de la Figure 9 (a) (b) et (c) pourrait être atteints que si la résistance de force latérale de chaque mur par rapport à son faible axe est significative. Comme ce n'est pas le cas, ces exemples représentent des systèmes de torsion instable. Dans le cas de la disposition dans la Figure 9 (a) et (c), les calculs peuvent ne présente aucun l'excentricité des forces d'inertie. Cependant, ces systèmes ne répondront pas à la torsion. [7]

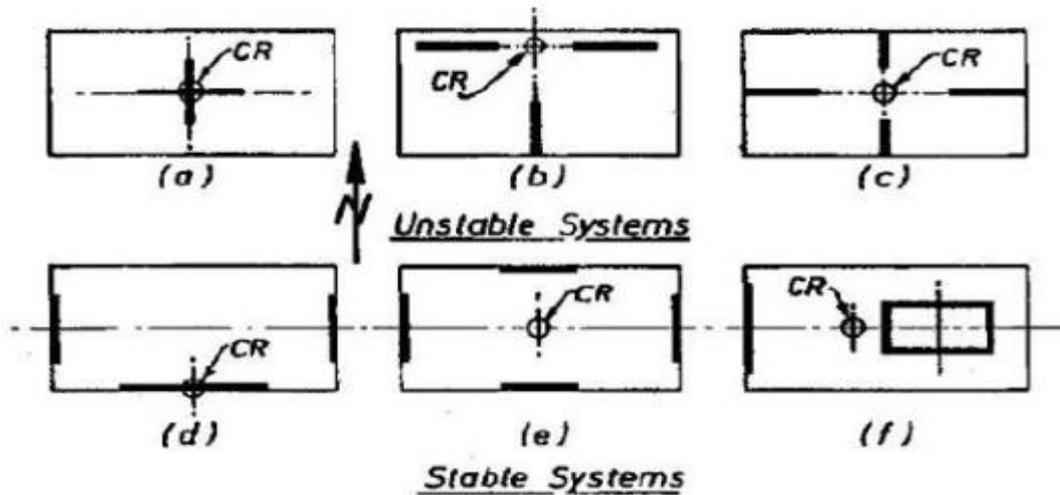


Figure II.8: Exemples pour la stabilité de torsion des systèmes de mur. [7]

Les Figures 9 (d) et (f) montrent des configurations stables en torsion. Même dans le cas de la disposition de la Figure 9 (d), où l'excentricité significative présentée sous l'axe est ouest de la force latérale, la résistance à la torsion peut être efficacement fournie par les actions induites dans le plan des murs court. Cependant, les systèmes excentriques, tel que représenté par les Figure 9 (d) et (f), sont des exemples particuliers qui ne doivent pas être favorisés dans les bâtiments ductiles résistant aux séismes sauf les systèmes de résistances additionnels de la force latérale, tels que les portiques ductiles, sont également présents.

Pour illustrer la stabilité en torsion de systèmes de murs inélastique, les dispositions indiquées dans la Figure 10 peuvent être examinées. La force horizontale, H, dans le sens de la longueur peut être résistée efficacement dans les deux systèmes. Dans le cas de Figure 10 (a), l'excentricité sera faible, et les éléments dans la direction courte peuvent fournir la résistance à la torsion.

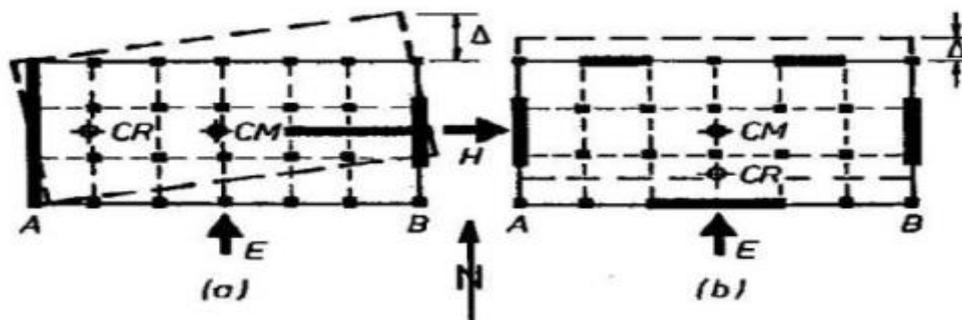


Figure II.09: Stabilités en torsion de systèmes de murs inélastique. [7]

Sous l'action sismique E dans la direction courte, la structure de la Figure 11 (b) est apparemment stable, malgré l'excentricité importante entre le centre de masse (CM) et le centre de rigidité (CR). Cependant, peu importe comment déterminer la résistance des deux murs parallèles à E, il sera pratiquement impossible de s'assurer que les deux murs atteignent simultanément l'état maximal, en raison des incertitudes inévitables des distributions de masse et

la rigidité. Si l'un des murs, soit B, le premier échec atteint d'abord, sa rigidité incrémentale permettra de réduire à zéro, ce qui provoque des rotations excessives d'étage comme indiqué. Il n'y a pas de murs dans le sens transversal à E (c'est à dire, la direction long) pour offrir la résistance contre cette rotation, et donc la structure est en torsion instable.

Traditionnellement, ceux-ci ont été utilisés pour fournir la composante majeure à la résistance de force latérale dans les immeubles de bureaux à plusieurs étages. La résistance additionnelle peut être dérivée, si nécessaire, à partir du périmètre des portiques comme indiqué dans la Figure 11 (a). La position Un tel noyau central peut aussi fournir suffisamment de résistance à la torsion. [7]

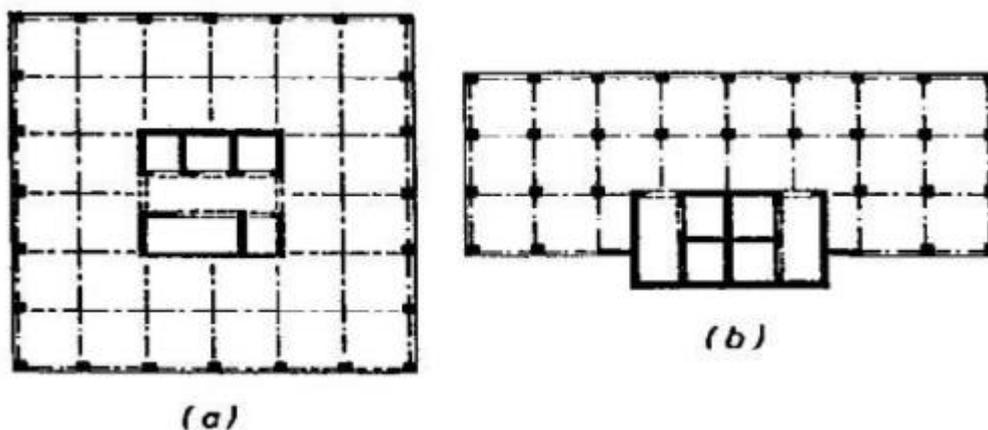


Figure II.10: Force de résistance latérale par des noyaux en béton armé. [7]

Pour une meilleure répartition de l'espace ou pour les effets visuels, les murs peuvent être disposés en position non rectiligne, circulaire, elliptique, en forme d'étoiles, rayonnantes, ou curvilignes. Alors que la répartition des forces latérales d'éléments d'un tel système complexe de murs porteurs peut exiger un traitement spécial de conception parasismique, en particulier celles relatives à la balance de torsion, restent les mêmes que celles décrites ci-dessus pour les murs simples rectiligne.

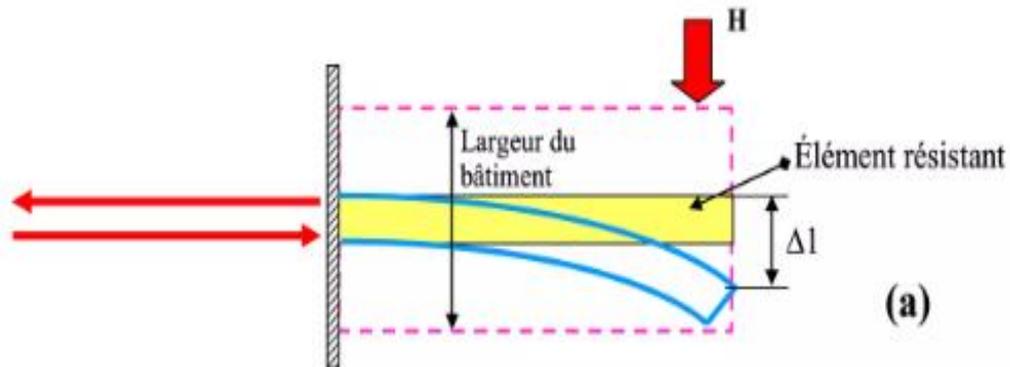
II.9. Stabilité locale d'un élément de contreventement:

Pour le transfert judicieux (économique) des forces horizontales, la disposition des éléments de contreventement doit être telle qu'ils puissent mobiliser le maximum de charge verticale et engendrer un minimum de moment d'encastrement au niveau des fondations, Ainsi pour un meilleur rendement du point de vue de la résistance, il est préférable de disposer les éléments de contreventement le plus à l'extérieur du bâtiment et mobiliser aussi la totalité de la masse.

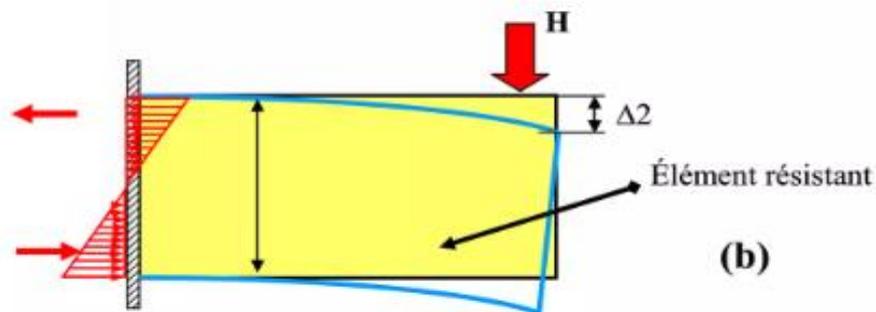
En effet, si l'on compare la déformation des deux structures avec des consoles de différentes raideurs:

- Pour la console d'une largeur réduite (noyau par exemple), on constate un besoin d'ancrage important nécessitant des fondations sur pieux ou barrettes (fig.II.12), à cause de la faible dimension du bras de levier,

- A l'opposé, si le contreventement (console) concerne toute la largeur du bâtiment, on mobilise une charge verticale plus importante et parallèlement le moment d'encastrement est réduit (bras de levier plus important) dans des proportions qui permettent d'envisager une fondation sur radier.[8]



a- Largeur de la console réduit.



b- Largeur de la console égale à largeur du bâtiment.

Figure II.11: Fonctionnement en console et réactions à l'encastrement. [8]

II.10. Conséquences de séisme sur les structures en béton armé:

II.10.1. Dommages subis par les structures contreventées par portiques auto-stables:

a. Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre:



Figure II.12: Rupture en zone nodale. [4]



Figure II.13: Dislocation de la section. [4]



Figure II.14: Rotule dans le poteau (Comportement à éviter). [4]



Figure II.15: Rotule dans la poutre (Comportement recherché). [4]

b. Cisaillement des poteaux:



Figure II.16: Poteaux courts dus au vide sanitaire. [4]



Figure I.17: Cisaillement d'un poteau court. [4]

c. Ruptures par écrasement:



Figure I.18: Écrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage d'escaliers. [4]

d. Flambement des poteaux et décollement du béton d'enrobage:



Figure II.19: Flambement des poteaux.[4]

e. Rupture par flexion:



Figure II.20: Rupture par flexion des poutres. [4]



Figure II.21: Effondrement par flexion hors plan d'une structure portiques béton armé parking lors du séisme North bridge (Etats-Unis) en 1994. [4]

f. Dislocation des remplissages de maçonnerie:



Figure II.22: Dislocation des remplissages de maçonnerie.[4]

II.10.2. Dommages subis par les structures mixtes (portique + voile):



Figure II.23: Rupture de section à la base des voiles. [4]



Figure II.24: Fissures ouvertes dans le voile. [4]

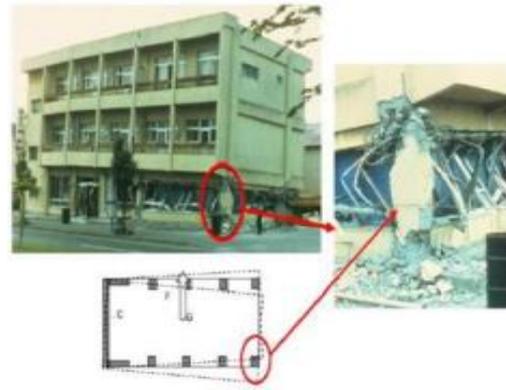


Figure II.25: Éléments élancés.[4]

Figure II.26: Plastification d'un poteau d'angle due à la position asymétrique des voiles.[4]

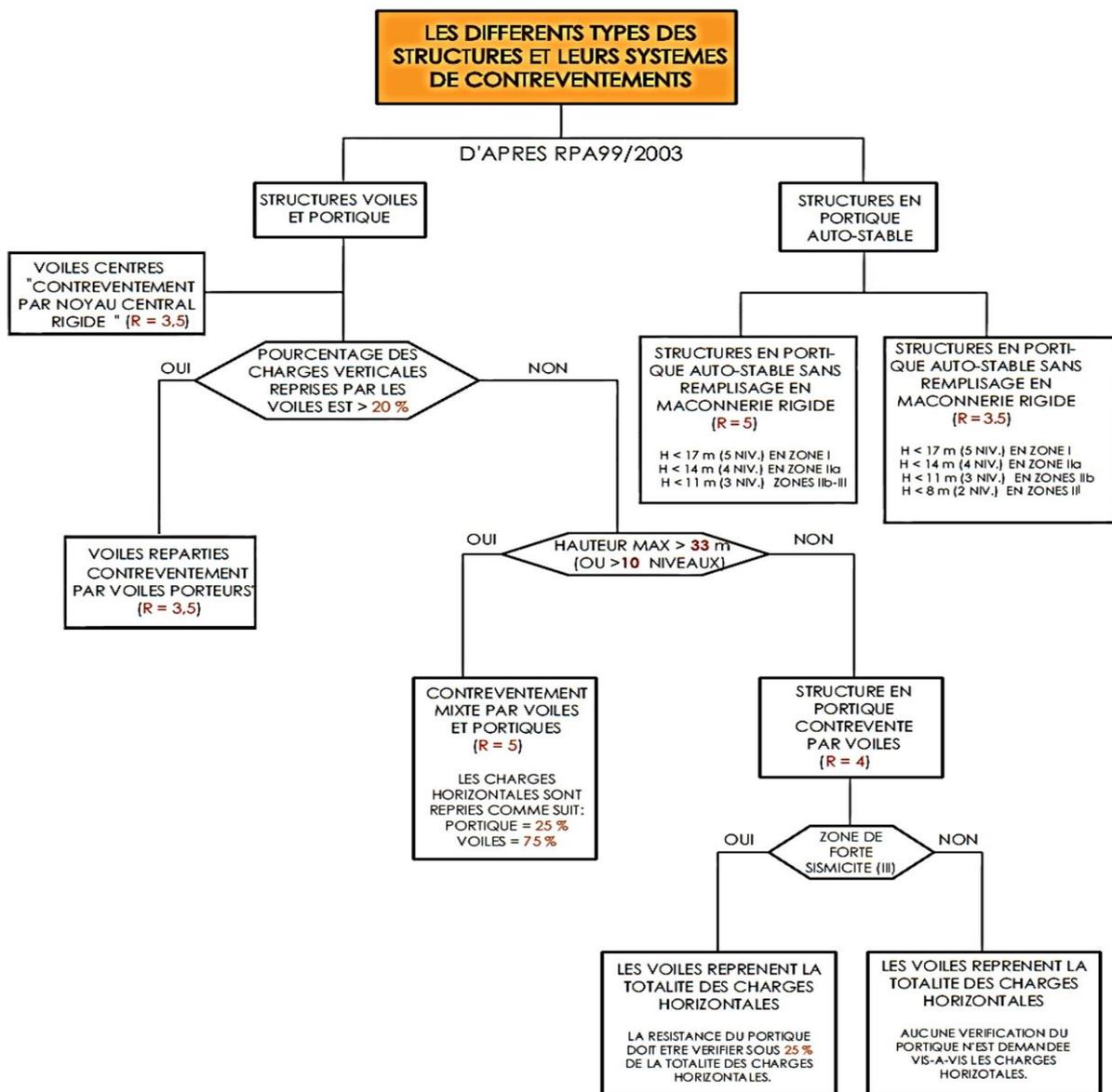


Figure II.27: Les différents types des structures et leurs systèmes de contreventements.

II.11. Conclusion:

Dans ce chapitre, on a vu les différents types de système de contreventement qui sont destinés à assurer la stabilité globale de l'ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions. Le contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie... Les portiques sont conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique une rigidité des nœuds qui conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes. Par contre pour un contreventement avec voiles en béton armé, il est actuellement très répandu ; les voiles de forme rectangulaire constituent les éléments de transmission des charges verticales sans être obligatoirement renforcés par des poteaux. Ils assurent, dans des conditions économiques, à la fois la transmission des charges de pesanteur et le renforcement dans la direction transversale et longitudinale des bâtiments ; cet avantage est évidemment surtout marqué pour les entreprises équipées d'un matériel de coffrage approprié: banches et coffrages-tunnels.

Chapitre III :
Étude dynamique

III.1. Introduction:

Un séisme est un phénomène naturel imprévisible est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre, donc ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Le but de ce chapitre est une comparaison entre deux systèmes de contreventement de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

III.2. Étude Dynamique:

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique. [4]

III.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 ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse. [4]

III.3. Choix de la méthode de calcul (Selon RPA99/V2003): [1]

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accéléra grammes.

III.3.1. Méthode statique équivalente:

a) Principe (article 4.2.1 du RPA99/2003)[1]:

- Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.
- Les forces statiques sont appliquées successivement suivant deux directions principales du plan horizontal de la structure.

b) Condition d'application (article 4.1.2 du RPA99/2003)[1]:

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont:

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec 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, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires.

Zone I: Tous les 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'usages 3 et 2, si la 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.

c) Modélisation (article 4.2.2 du RPA99/2003) [1]:

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan,
- Les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté ' translation horizontale' par niveau.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

III.3.2 La méthode d'analyse modale spectrale:

a) Principe (article 4. 3.1 du RPA99/2003) [1]:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Condition d'application:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de Vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties. [4]

c) Modélisation:

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques. La modélisation se base essentiellement sur quatre critères propres à la structure et au site d'implantation:

- La régularité en plan.
- La rigidité ou non des planchers.
- Le nombre de degrés de liberté des masses concentrées.
- La déformabilité du sol de fondation. [4]

III.4. Classification de l'ouvrage [selon RPA99/V2003] [1]:**III.4.1. Classification des zones sismiques [1]:**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit:

Zone 0: sismicité négligeable.

Zone I: sismicité faible.

Zone II: sismicité moyenne.

Zone III: sismicité élevée.

→ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Mila donc en zone II a.

III.4.2. Classification de l'ouvrage selon son importance [1]:

Notre bâtiment est à usage d'habitation; services et commerces il est donc classé dans le Groupe2.

On retrouve dans ce groupe les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que:

- Les bâtiments d'habitation, bâtiments collectifs ou à usage de bureaux dont la hauteur industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives ne dépassent 48m
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels.
- Parkings de stationnement publics.

III.4.3. Classification du site [1]:

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3. On retrouve dans cette catégorie les dépôts de sables et de graviers denses et/ou d'argile moyennement raide avec $V_S \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

III.4.4. Classification des systèmes de contreventement [1]:

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R. Notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques. Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique– voiles. Pour ce faire on doit vérifier que:

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales 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 de l'étage.

III.4.5. Classification de l'ouvrage selon sa configuration [1]:

La structure de l'ouvrage présente une configuration non symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des masses.

Ainsi on peut dire que le bâtiment est irrégulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé irrégulier.

III.5. Présentation du logiciel du calcul (ROBOT 2014):

Le robot auto desk structural analysais est une application logicielle collaborative polyvalente et rapide destinée à calculer, modéliser, analyser et dimensionner les différentes structures d'ingénierie (bâtiment, travaux public, construction hydraulique).

Robot offre de nombreuses possibilités pour effectuer l'analyse statique et dynamique avec complément de conception et de vérification des structures en béton armé. Ainsi, facilite l'interprétation des résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure et de créer la documentation pour la structure étudiée (note de calcul). Il est basé sur la méthode des éléments finis.



Figure III.1: Version de ROBOT 2014.

III.6. Modélisation:

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 rigidité de tous les éléments de la structure.

L'étude de cette structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions l'aide du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitation avec une minoration.

$W = G + \beta \times Q$ Avec: $\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation).

III.6.1 Critères de classification:

- Zone sismique (zone II a) RPA 99 version 2003
- Groupe d'usage: Bâtiment d'habitation R+4 (groupe 2) RPA 99 version 2003
- Sol de fondation catégorie S3: Site ferme

III.6.2 hypothèses de calcul:

- Règles: **RPA 99 version 2003**
- Bâtiment: groupe d'usage 2
- Béton ordinaire: $f_{c28} = 25$ MPa
- Acier f_e E400

III.6.3 Combinaisons des charges:

- ✓ $1.35G + 1.5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E_x$

- ✓ $G + Q \pm E_Y$
- ✓ $0.8G \pm E_X$
- ✓ $0.8G \pm E_Y$

III.6.4 Étapes de la modélisation:

La modélisation sur logiciel Auto desk robot structural analysais 2014 consiste en les étapes suivantes:

- ✓ Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).
 - ✓ Définir la géométrie du modèle.
 - ✓ Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections ... etc.) et les assigner aux éléments
 - ✓ Spécifier les conditions aux limites (appuis et les diaphragmes).
 - ✓ Définir les cas de charge (Statique et dynamique) et les appliquer aux éléments.
 - ✓ Spécifier les options d'analyse (options de l'analyse modale).
 - ✓ Exécuter l'analyse et apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
 - ✓ Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats etc.).
- ✚ On a étudié deux systèmes de contreventements:

III.7. Étude du bâtiment portique-voile:

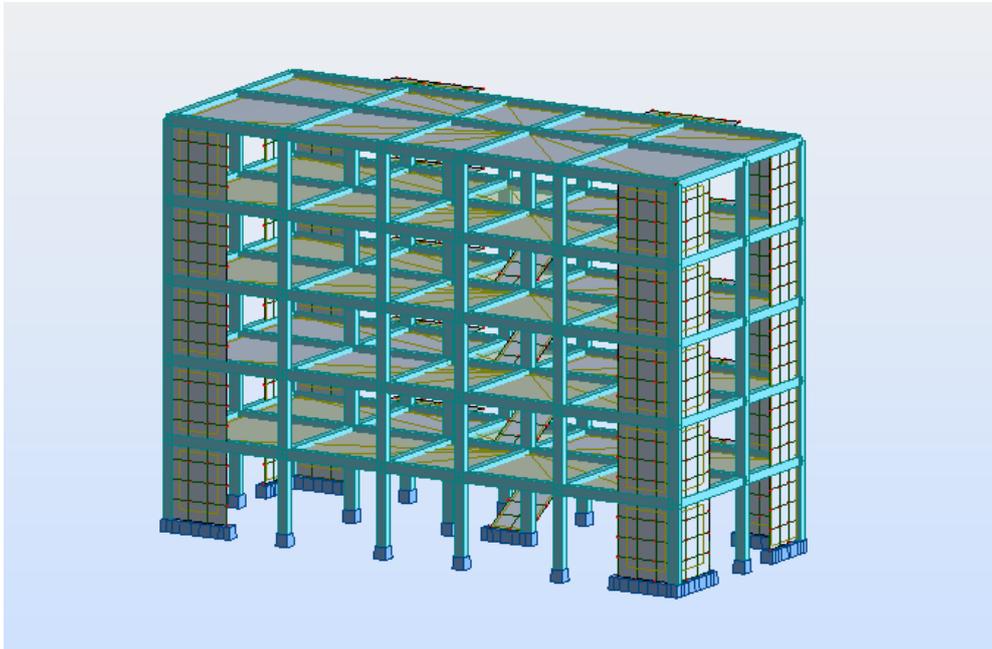


Figure III.2: Vue en 3D de la construction (bâtiment portique-voile).

Les dimensions des éléments porteurs:

- Poteau ($b=30;h=40$); Poutre ($b=30;h=40$)
- L'épaisseur du voile=15cm.

III.7.1. Résultantes des forces sismiques de calcul:

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 v 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V_{st}

Si $V_{dy} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport[1]:

$$r = \frac{0.8V_{st}}{V_{dy}}$$

III.7.2. Calcul de la force sismique totale (Selon RPA art 4, 1):

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule[1]:

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone dépend de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. [1]

Tableau III.1: Coefficient d'accélération de zone A.

/	Zone			
	I	IIa	IIb	III
Groupe				
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans notre cas on a:

- Groupe d'usage 2
- Zone sismique: IIa

Donc: **A=0.15**

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T). [1]

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec:

- T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA.[1]

Tableau III.2: Valeurs des périodes caractéristiques T1, T2.

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁ Sec	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ Sec	0.10	0.30	0.50	0.70

- η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule [1]:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \text{ (formule 4.3)}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donné par le tableau (III-3) présenté ci-après. [1]

Tableau III.3: Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

D'après le Tableau $\xi = 8.5 \%$

Donc: $\xi = 8,5 \%$ $\rightarrow \eta = 0,816 > 0,7$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.[1]

$$T = C_T h_N^{3/4} \text{ (4.6)}$$

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D} \quad (4.7)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

$$h_N = 15.90 \text{ m}$$

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA. [1]

Tableau III.4: Les valeurs du coefficient c_t .

Cas	Système de contreventement	C_t
1	Portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portique auto stables en béton armé ou en acier sans remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Dans ce cas: $C_t = 0.075$

➤ Calcul de période fondamentale de la structure T:

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

D: C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Direction X:

$$D_x = 21.30 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} T = C_t h_N^{3/4} = 0.075 \times 15.90^{3/4} = 0.59 \text{ s} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 15.90 / \sqrt{21.30} = 0.31 \text{ s} \end{cases} \rightarrow T = 0.31 \text{ s}$$

Direction Y:

$$D_y = 10.20 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} T = C_t h_N^{3/4} = 0.075 \times 15.90^{3/4} = 0.59 \text{ s} \\ T = 0.09 h_N / \sqrt{D} = 0.09 \times 15.90 / \sqrt{10.20} = 0.44 \text{ s} \end{cases} \rightarrow T = 0.44 \text{ s}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut prendre la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction $T = 0.31 \text{ s}$.

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique:**

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 2.5\eta$$

Avec: $T_2 (S_3) = 0,5 \text{ sec}$

$$D_x = 2.5 \eta = 2.5 \times 0,816 = 2.04$$

$$D_y = 2.5 \eta = 2.5 \times 0,816 = 2.04$$

Donc: $D_x = D_y = 2.04$

R: Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA/version 2003 en fonction du système de contreventement. [1]

Donc: **R = 3.5**

Tableau III.5: Valeurs du coefficient de comportement R.

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	Béton armé:	
1 a	Portique auto-stable sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/ voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Q: Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule [1]:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q: Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA. [1]

Tableau III.6: Valeur de facteur de qualité P_q

Critère "q"	P _q	
	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

- Sens X → $Q=1+0.20 = 1.20$
- Sens Y → $Q=1+0.20 = 1.20$
- Donc on majoré le facteur de qualité et on adopte: $Q_x= Q_y= 1.20$

W: Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i). [1]

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (4-5)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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 (III.7). [1]

Tableau III.7: Valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d’ouvrage	β
1	Bâtiments d’habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement: - Salles d’exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Dans notre cas: $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau: $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Tableau III.8: Valeurs des poids W_{Gi} et poids W_{Qi} .

Niveaux	W_{Gi}	W_{Qi}	$W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
RDC	10318,38	1560,92	10630.65
1er étage	8207.32	1225.78	8452.47
2ème étage	6192.20	892.17	6370.63
3ème étage	4177.09	558.55	4288.80
4ème étage	2164.59	226.47	2209.88

Le Poids totale de la structure:

$$W_T = 10630.56 \text{ KN}$$

La force sismique totale

V Appliquée à la base dans les deux sens:

$$\text{On a: } V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.04 \times 1.2}{4} \times 10630.56 = 975.88 \text{ KN}$$

III.7.3. Méthode modale spectrale:

Notre structure vérifie les conditions d'application de la méthode statique équivalente que nous allons utiliser.

Par curiosité scientifique nous allons aussi appliquer la méthode modale spectrale.

• Nombre des modes considérer (RPA99):

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures est tel la somme des masses modales effectives soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

• Spectre de réponse de calcul:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [1]:

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec:

g: Accélération de la pesanteur.

A: Coefficient d'accélération de zone.

η: Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

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, et: L'accélération maximale Le graphe de l'équation précédente est le suivant:

Avec:

$A = 0.15$ $\xi = 8.5\%$ $\eta = 0,816$ $R = 3.5$ $Q=1.2$

Site meuble S3: $T1 = 0,15$ s ; $T2 = 0,50$ s

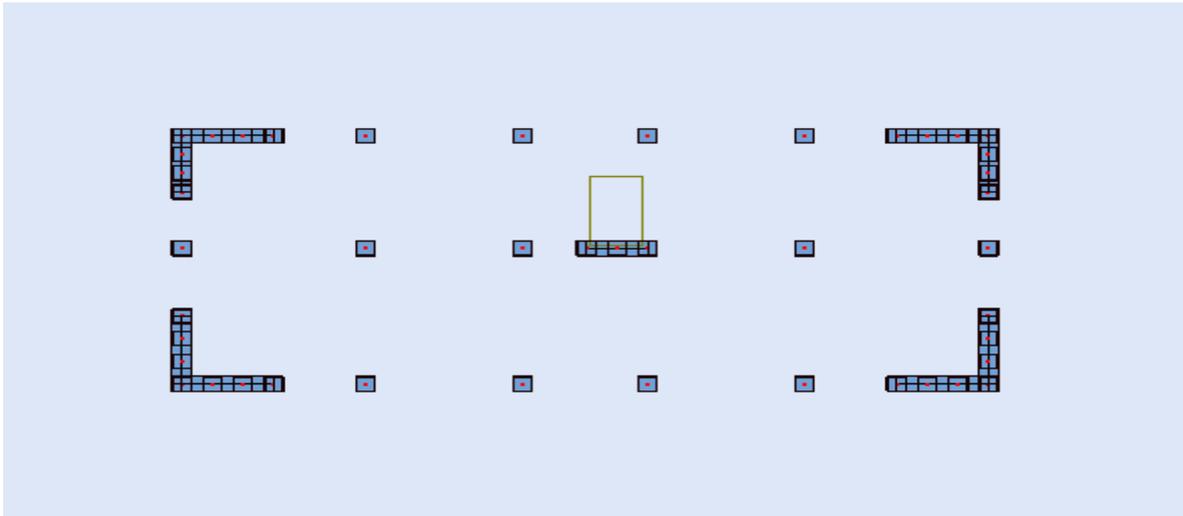


Figure III.3: Schéma de la disposition des voiles.

Le système de contreventement est mixte (portiques et voiles). Une analyse de cette structure sera menée tout au long de ce chapitre et des commentaires seront donnés suite à son comportement.

III.7.4. Évaluation des caractéristiques dynamiques de la structure en déterminant:

1. Les périodes propres de la structure.
2. Les masses modales de la structure dans les deux sens.
3. Les masses modales cumulées.

III.7.5. Résultat de calcul:

III.7.5.1. Nombre de modes à considérer:

D'après les RPA99/Version 2003 (article 4.3.4. a), pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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, - où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

III.7.6. Étude des caractéristiques dynamiques de la structure:

III.7.6.1. Périodes propres et les masses:

Le tableau III.9 suivants donne des périodes propres et les masses de la structure.

Tableau III.9: Périodes propres et les masses (masses cumulées et masses modales)

MODES	Période (sec)	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0,46	0,01	0,01	0,01	70,84	1480802,44
2	0,43	69,92	69,92	69,91	0,00	1480802,44
3	0,30	70,07	70,07	0,15	0,00	1480802,44
4	0,12	70,08	70,08	0,00	17,78	1480802,44
5	0,11	88,30	88,30	18,22	0,00	1480802,44
6	0,07	88,34	88,34	0,04	0,00	1480802,44
7	0,06	88,34	88,34	0,00	0,02	1480802,44
8	0,06	88,34	88,34	0,00	0,00	1480802,44
9	0,06	88,34	88,34	0,00	0,00	1480802,44
10	0,06	90,95	90,95	2,61	0,00	1480802,44

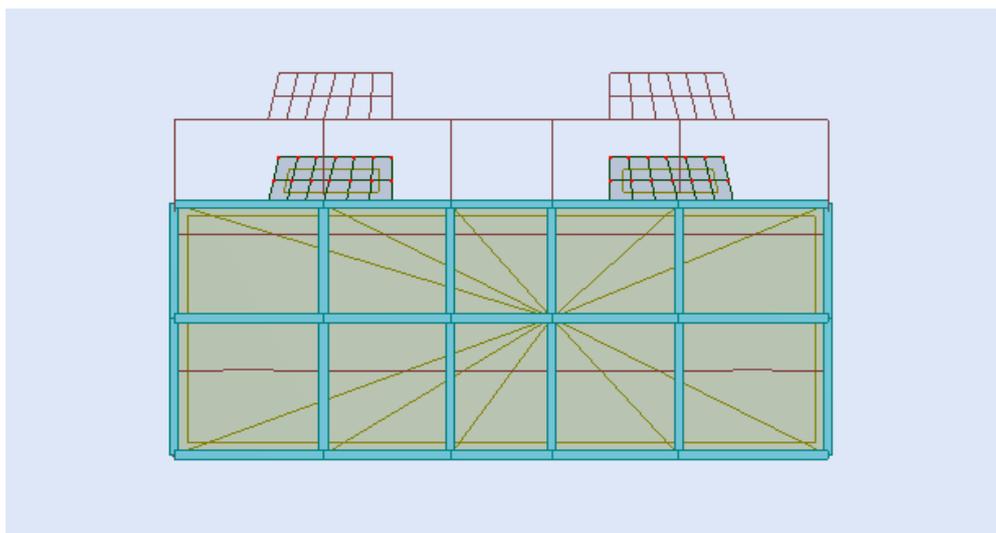


Figure III.4: Première mode de vibration.

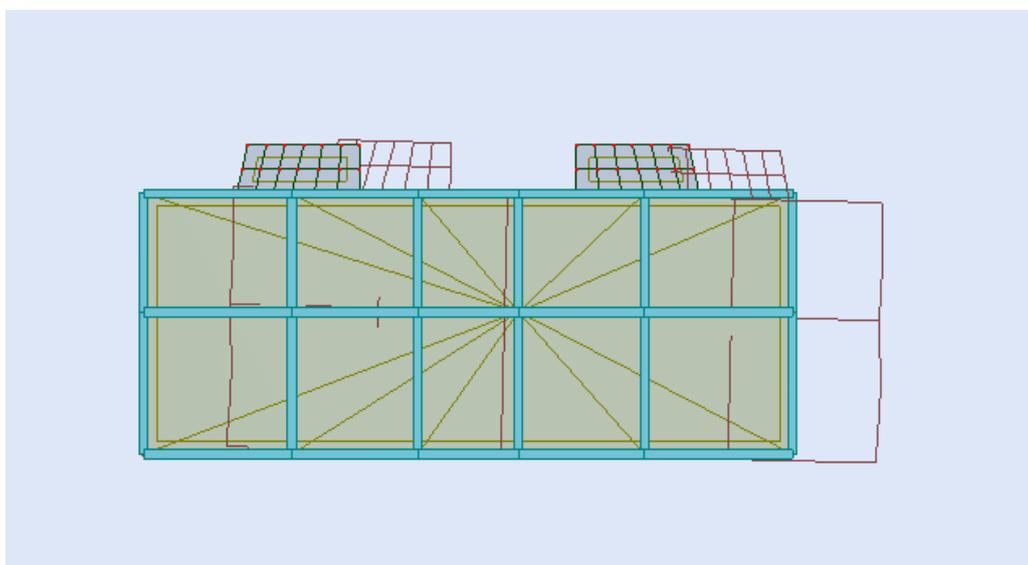


Figure III.5: Deuxième mode de vibration.

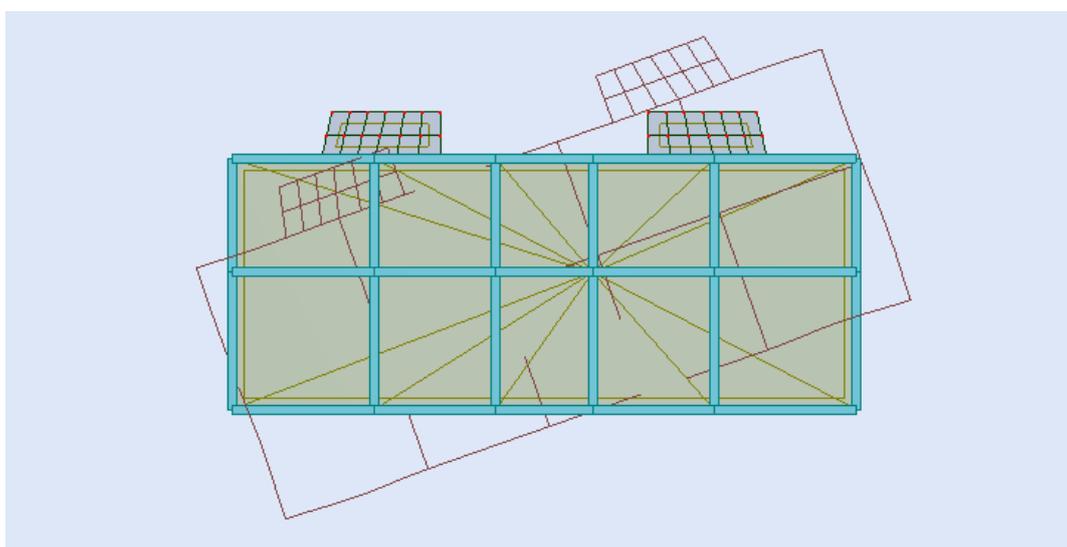


Figure III.6: Troisième mode de vibration.

Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.46s$.

Les 1^{er} et 2^{ème} mode sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 24 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Poids total de la structure: $W_T = 10630.65 \text{ KN}$

III.7.6.2. Vérification réglementaire:

➤ Vérification de la période fondamentale du bâtiment portique /voile:

• Estimation de la période fondamentale empirique (T_{emp}):

$$T_{emp} = C_t h_N^{3/4}$$

$$\text{On a: } C_t = 0.050 \qquad h_N = 15.90$$

$$\text{Donc ; } T_{emp} = 0.795 \text{sec}$$

Selon l'article 4.2.4 (4) RPA99/version 2003, la période doit être majorée de 30%

$$\text{D'où: } 1.3 \times T_{emp} = 1.033 \text{sec}$$

➤ Vérification de la période fondamentale numérique (T_{num}) [1]:

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique, et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{emp})

$$\text{Il faut que: } T_{num} \leq 1.3 \times T_{emp}$$

$$T_{num} = 0.46 \text{sec}$$

$$0.46 \text{ s} \leq 1.033 \text{ s} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier}$$

III.7.6.3. Vérification de l'effort tranchant à la base [1]:

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau III.10: Force sismique a la base

	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	V dy/V st	Vdynamique>80% V statique
Suivant X	892.23	1320,80	1.48	Condition vérifié
Suivant Y	892.23	1333,95	1.49	Condition vérifié

III.7.6.4. Vérification des déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 RPA99 v 2003 exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage:

$$\Delta \leq 1\% \times h_e$$

$$h_k = 1\% \times h_e$$

h_e : La hauteur de l'étage.

Sens X:

Tableau III.11: Vérification des déplacements dans le sens X

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	Observation
RDC	4	0,3	1.2	0	1.2	3.06	C.V
1 ^{er} étage	4	0,9	3.6	1.2	2.4	3.06	C.V
2 ^{ème} étage	4	1,7	6.8	3.6	3.2	3.06	C.V
3 ^{ème} étage	4	2,5	10	6.8	3.2	3.06	C.V
4 ^{ème} étage	4	3,2	12.8	10	2.8	3.06	C.V

Sens-Y:

Tableau III.12: Vérification des déplacements dans le sens Y

Niveau	R	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\delta_{k-1}(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	h_k	Observation
RDC	4	0,4	1.6	0	1.6	3.06	C.V
1 ^{er} étage	4	1,1	4.4	1.6	2.8	3.06	C.V
2 ^{ème} étage	4	1,9	7.6	4.4	3.2	3.06	C.V
3 ^{ème} étage	4	2,8	11.2	7.6	3.6	3.06	C.V
4 ^{ème} étage	4	3,6	14.4	11.2	3.2	3.06	C.V

III.7.6.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (article 5.9 RPA99 v 203) [1]:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des Bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

Avec:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

Calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage.

Sens X:

Tableau III.13: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ	Observation
RDC	10630.65	0.012	1320,80	3.06	0.03	C.V
1 ^{er} étage	8452.47	0.024	1250,74	3.06	0.05	C.V
2 ^{ème} étage	6370.63	0.032	1092,56	3.06	0.06	C.V
3 ^{ème} étage	4288.80	0.032	859,54	3.06	0.05	C.V
4 ^{ème} étage	2209.88	0.028	520,68	3.06	0.03	C.V

Sens Y:

Tableau III.14: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δsens Y

Niveau	$P_k(KN)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(KN)$	$h_k(m)$	θ	Observation
RDC	10630.65	0.016	1333,95	3.06	0.004	C.V
1 ^{er} étage	8452.47	0.028	1260,85	3.06	0.06	C.V
2 ^{ème} étage	6370.63	0.032	1103,90	3.06	0.06	C.V
3 ^{ème} étage	4288.80	0.036	863,30	3.06	0.05	C.V
4 ^{ème} étage	2209.88	0.032	523,03	3.06	0.04	C.V

Nous voyons que θ est toujours inférieur à 0.1, pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul de éléments structure.

III.7.6.6. Vérification au renversement: (RPA99/V2003 Art.5.5.) [1]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec:

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

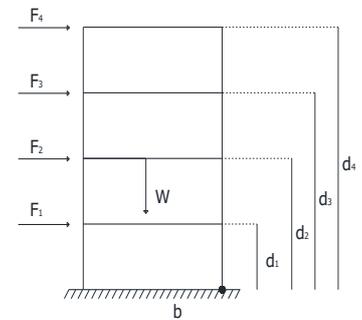
Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité

D'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage.

Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

✓ $M_{renversement} = \sum_{i=1}^n F_i \times h_i$

✓ $M_{stabilisant} = W \times b$



b: la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y ($X_g ; Y_g$).

Il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$$

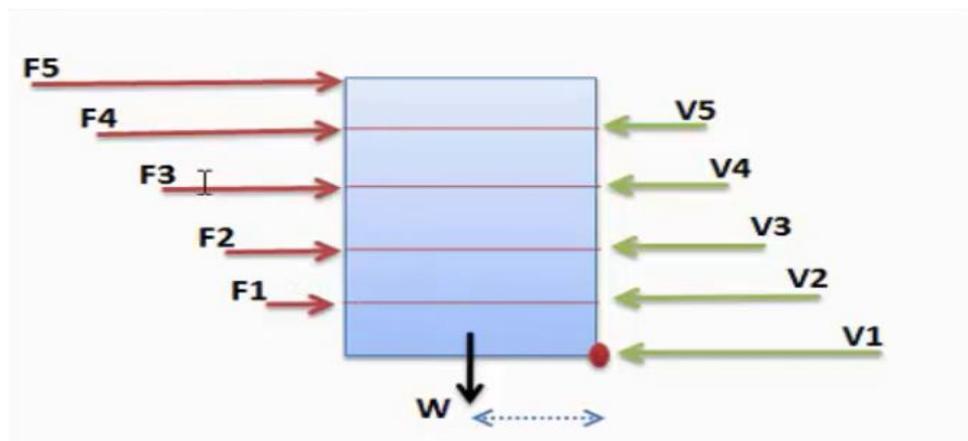


Figure III.7: Renversement.

Sense X:

Tableau III.15: Vérification au renversement dans le sens X

ETAGE	W_x (KN)	X_g (m)	$W_x \times X_g$	F_x (KN)	h_k (m)	$F_x \times h_k$
RDC	10630.65	10.65	113216.42	1320,80	3.06	4041.64
1 ^{er} étage	8452.47	10.65	90018.80	1250,74	6.12	7654.52
2 ^{ème} étage	6370.63	10.65	67847.20	1092,56	9.18	10029.70
3 ^{ème} étage	4288.80	10.65	45675.72	859,54	12.24	10520.76
4 ^{ème} étage	2209.88	10.65	23535.22	520,68	15.30	7966.40
Total	-	-	340293.36	-	-	40213.02

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{340293.36}{40213.02} = 8.47 \geq 1,5 \dots\dots\dots C.V$$

Sense Y:

Tableau III.16: Vérification au renversement dans le sens Y

ETAGE	W_x (KN)	Y_g (m)	$W_x \times Y_g$	F_y	h_k (m)	$F_x \times h_k$
RDC	10630.65	4.80	51027.12	1333,95	3.06	4081.88
1 ^{er} étage	8452.47	4.80	40571.85	1260,85	6.12	7716.40
2 ^{ème} étage	6370.63	4.80	30576.02	1103,90	9.18	10133.80
3 ^{ème} étage	4288.80	4.80	20586.24	863,30	12.24	10566.72
4 ^{ème} étage	2209.88	4.80	10607.42	523,03	15.30	8002.35
Total	-	-	153368.65	-	-	40501.15

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{153368.65}{40501.15} = 3.78 \geq 1,5 \dots\dots\dots C.V$$

III.8. Étude du bâtiment voile:

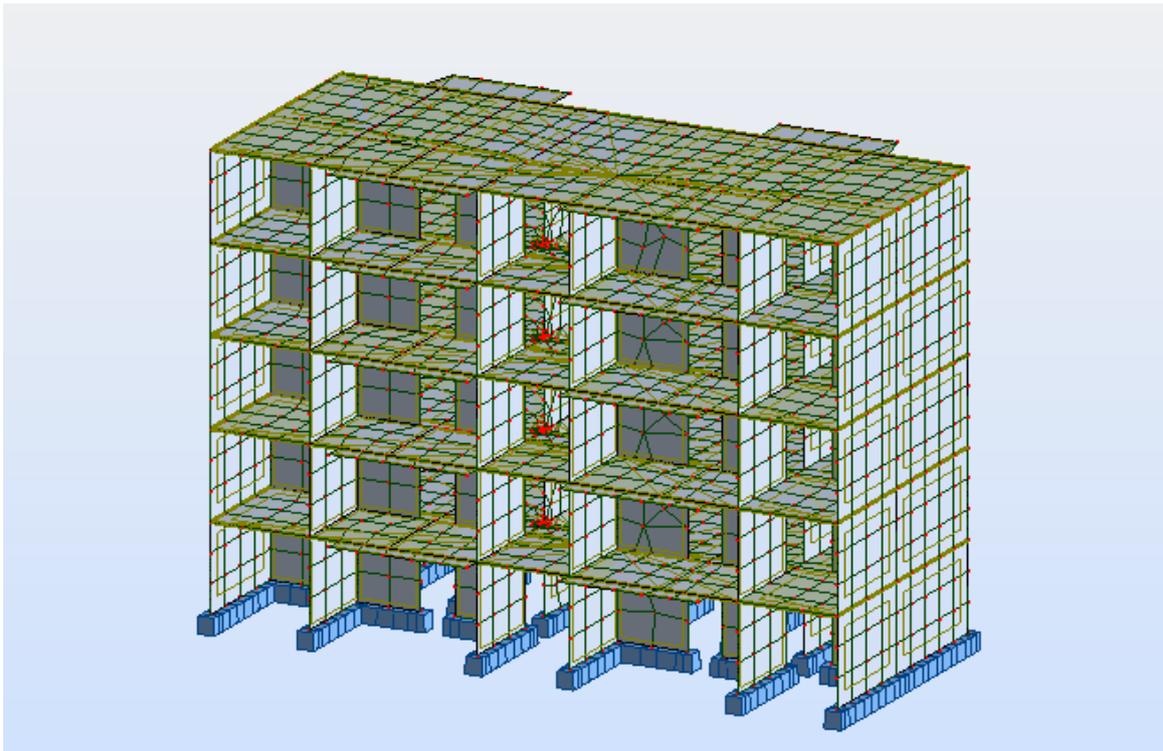


Figure III.8: Vue en 3D de la construction (bâtiment voile).

III.8.1. La force sismique totale:

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante [1]:

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

Avec:

A: Coefficient d'accélération de zone

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le tableau [4.1] des RPA 99/Version2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (Tableau [5.1]). [1]

Dans notre cas, on a un groupe d'usage 2 en zone IIa donc: **A = 0,15**

D: Facteur d'amplification dynamique moyen

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. ce coefficient est donné par [1]:

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 & 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec:

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,5 \text{ sec}$$

T_1, T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] [1] des RPA99/Version 2003.

η : Facteur de correction de l'amortissement.

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. ξ est donné par le tableau [5-2] [1]

$$\eta = (7 / (2 + \xi))^{1/2} \text{ et } \xi = 10 \%$$

$$\eta = 1.825$$

➤ **Estimation de la période fondamentale de la structure:**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003. [1]

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (4.6)$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau (N).

$$h_N = 15.30 \text{ m}$$

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA [1]

Dans ce cas: $C_t = 0.05$

➤ **Calcul de période fondamentale de la structure T:**

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

$$T = 0.050 \times 15.30^{3/4}$$

$$T = 0.38 \text{ s}$$

D: C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

Direction X:

D_x = 21.45 m

$$T = \min \begin{cases} T = C_t h_N^{3/4} = 0.05 \times 15,30^{3/4} = 0.38 \text{ s} \\ T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times 15,30 / \sqrt{21,45} = 0.29 \text{ s} \end{cases} \rightarrow T = 0.29 \text{ s}$$

Direction Y:

D_y = 10.19 m

$$T = \min \begin{cases} T = C_t h_N^{3/4} = 0.05 \times 15,30^{3/4} = 0.38 \text{ s} \\ T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} = 0.09 \times 15,30 / \sqrt{10.19} = 0.43 \text{ s} \end{cases} \rightarrow T = 0.38 \text{ s.}$$

Pour calculer la période fondamentale on prend la petite valeur de T entre ces trois valeurs
Donc: **T = 0.29 s.**

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique:**

$$0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 2.5\eta$$

Avec: **T₂ (S3) = 0,5 sec**

D_x = D_y

$$D = 2.5\eta = 2.5 \times 1,825 = 4.562$$

R: coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA/version 2003 en fonction du système de contreventement. Pour notre structure, on a un système Voiles porteurs. [1]

Donc: **R = 3.5**

Q: facteur de qualité.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de [1]:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA. [1]

Tableau III.17: Valeur de facteur de qualité P_q

Critère "q"	P_q	
	Observé	N/observé
Conditions minimales sur les de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0	0.05
Régularité en plan	0	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

- Sens X $\rightarrow Q=1+0.2 =1.2$
- Sens Y $\rightarrow Q=1+0.2 =1.2$
- Donc on majoré le facteur de qualité et on adopte: $Q_x= Q_y= 1.2$

W: poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) [1]:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ (4-5)

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de 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. [1]

Dans notre cas: $\beta = 0,20$.

Donc à chaque niveau: $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Tableau III.18: Valeurs des poids W_{Gi} et poids W_{Qi}

Niveaux	W_{Gi}	W_{Qi}	$W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
RDC	10463.66	1681.09	10799.87
1er étage	8276.30	1315.56	8539.41
2ème étage	6220.29	951.63	6410.61
3ème étage	4164.28	587.71	4281.82
4ème étage	2111.86	225.39	2156.93

Le Poids totale de la structure:

$$W_T = 10799.87 \text{ KN}$$

La force sismique totale

V Appliquée à la base dans les deux sens:

On a:
$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W$$

$$V = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 4.562 \times 1.2}{3.5} \times 10799.87 = 2533.83 \text{ KN}$$

III.8.2. Méthode modale spectrale:

Notre structure vérifie les conditions d'application de la méthode statique équivalente que nous allons utiliser.

Par curiosité scientifique nous allons aussi appliquer la méthode modale spectrale.

• Nombre des modes considérer (RPA99) [1]:

Le nombre de modes minimal à retenir pour les structures est tel la somme des masses modales effectives soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

• Spectre de réponse de calcul [1]:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η: Facteur de correction d’amortissement (quand l’amortissement est différent de 5%) avec:

A = 0.15 ξ = 10% η = 1,825 R = 3.5 Q=1.2

Site meuble S3: T1 = 0,15 sec ; T2 = 0,50 sec

III.8.3. Étude des caractéristiques dynamiques de la structure

III.8.3.1. Périodes propres et les masses

Le tableau (III.19) suivant donne des périodes propres et les masses de la structure

Tableau III.19: Périodes propres et les masses (masses cumulées et masses modales)

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.29	72.38	0.00	72.38	0.00	1280395.98
2	0.15	72.38	69.29	0.00	69.29	1280395.98
3	0.13	72.38	69.29	0.00	0.00	1280395.98
4	0.08	88.63	69.29	16.25	0.00	1280395.98
5	0.04	94.20	69.30	5.56	0.01	1280395.98
6	0.04	94.20	89.33	0.00	20.02	1280395.98
7	0.03	94.20	89.33	0.00	0.00	1280395.98
-	-	-	-	-	-	1280395.98
57	0.02	98.02	90.21	0.00	0.47	1280395.98

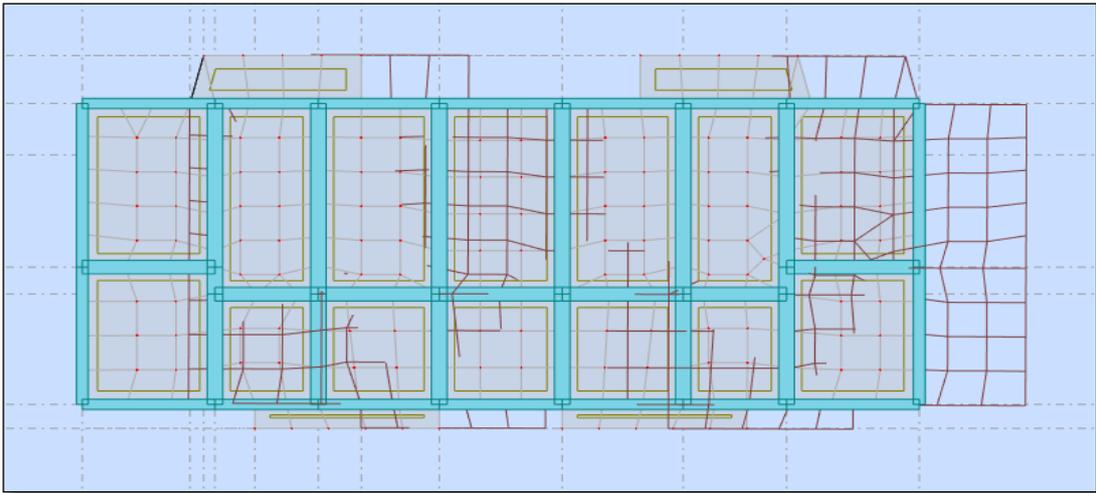


Figure III.9: Première mode de vibration.

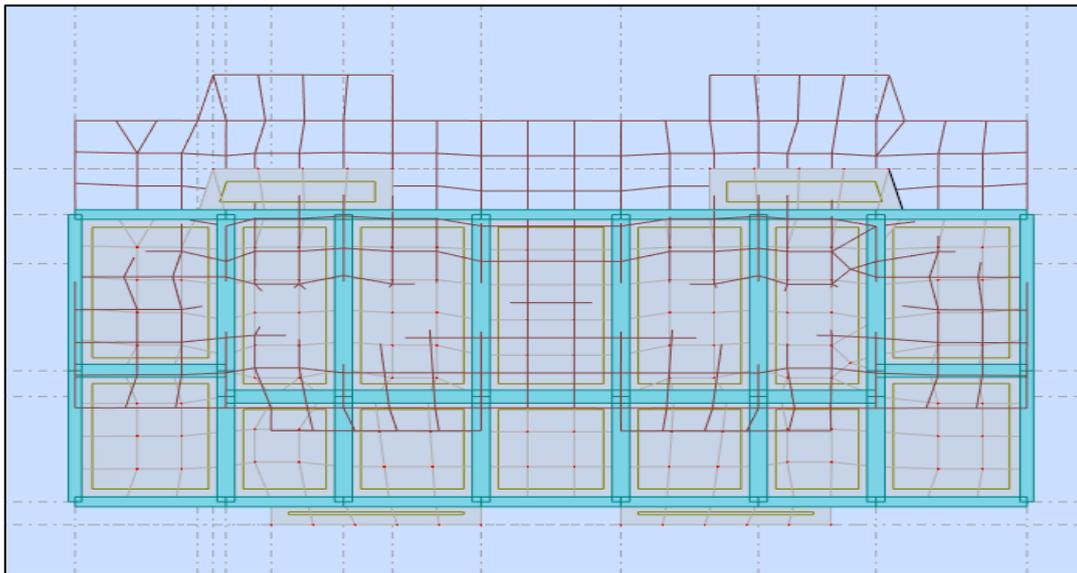


Figure III.10: Deuxième mode de vibration.

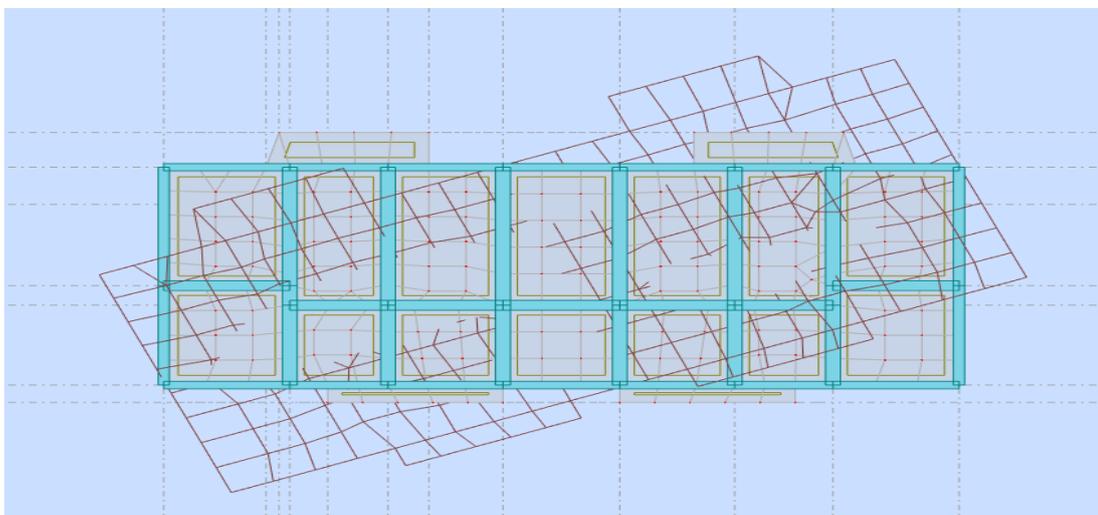


Figure III.11: Troisième mode de vibration.

Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0,29$ s.

Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

On doit retenir les 57 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

Poids total de la structure: $W_T = 10799.87$ KN

III.8.3.2. Vérification réglementaire:

➤ **Vérification de la période fondamentale du bâtiment portique /voile:**

• **Estimation de la période fondamentale empirique (T_{emp}):**

$$T_{emp} = C_t h_N^{3/4}$$

$$\text{On a: } C_t = 0.05 \quad h_N = 15.30$$

$$\text{Donc ; } T_{emp} = 0.38$$

Selon l'article 4, 2,4 (4) RPA99/version 2003, la période doit être majorée de 30%

$$\text{D'où: } 1.3 \times T_{emp} = 0.5 \text{ s}$$

➤ **Vérification de la période fondamentale numérique (T_{num}) [1]:**

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique, et elle doit être inférieure à la période empirique (T_{emp})

$$\text{Il faut que: } T_{num} \leq 1.3 \times T_{emp}$$

$$T_{num} = 0.29 \text{ s}$$

$$0.29 \leq 0.50 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

III.8.3.3. Vérification de l'effort tranchant à la base [1]:

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau III.20: Force sismique à la base.

	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)	Vdy /V st	V dynamique>80% V statique
Suivant X	2027.06	2415.50	1.19	Condition vérifié
Suivant Y	2027.06	2415.66	1.19	Condition vérifié

III.8.3.4. Vérification des déplacements [1]:

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R: coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égale à:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 RPA99 v 2003 exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage:

$$\Delta \leq 1\% \times h_e$$

$$h_k = 1\% \times h_e$$

h_e: La hauteur de l'étage

Les résultats sont donnés par le tableau suivant:

Tableau III.21: Vérification des déplacements dans le sens X.

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	Observation
RDC	3.5	0,30	1.05	0	1.05	3.06	C.V
1^{er} étage	3.5	0,85	2.975	1.05	1.925	3.06	C.V
2^{ème} étage	3.5	1,48	5.18	2.975	2.205	3.06	C.V
3^{ème} étage	3.5	2,09	7.315	5.18	2.135	3.06	C.V
4^{ème} étage	3.5	2,64	9.24	7.315	1.925	3.06	C.V

Tableau III.22: Vérification des déplacements dans le sens Y.

Niveau	R	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k	Observation
RDC	3.5	0,07	0.245	0	0.245	3.06	C.V
1^{er} étage	3.5	0,20	0.7	0.245	0.455	3.06	C.V
2^{ème} étage	3.5	0,37	1.295	0.7	0.595	3.06	C.V
3^{ème} étage	3.5	0,55	1.925	1.295	0.629	3.06	C.V
4^{ème} étage	3.5	0,73	2.55	1.925	0.625	3.06	C.V

III.8.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (article 5.9 RPA99 v 203) [1]:

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des Bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec:

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

Calculés suivant la formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage.

Sens X:

Tableau III. 23: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Sens X.

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)	V_k (KN)	h_k (m)	θ	Observation
RDC	10799.87	0.010	2415.50	3.06	0.01	C.V
1^{er} étage	8539.41	0.019	2280.55	3.06	0.02	C.V
2^{ème} étage	6410.61	0.022	1992.18	3.06	0.02	C.V
3^{ème} étage	4281.82	0.021	1554.37	3.06	0.01	C.V
4^{ème} étage	2156.93	0.019	944.96	3.06	0.01	C.V

Sens Y:

Tableau III. 24: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ Sens Y.

Niveau	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ	Observation
RDC	10799.87	0.002	2415.66	3.06	0.002	C.V
1^{er} étage	8539.41	0.004	2278.8	3.06	0.004	C.V
2^{ème} étage	6410.61	0.005	1979.89	3.06	0.005	C.V
3^{ème} étage	4281.82	0.006	1577.38	3.06	0.005	C.V
4^{ème} étage	2156.93	0.006	983.59	3.06	0.003	C.V

Nous voyons que θ est toujours inférieur à 0.1, pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul de éléments structure.

III.8.3.6. Vérification au renversement: (RPA99/V2003 Art.5.5) [1]:

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation. Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. $M_s > M_r$

Avec:

M_s: moment stabilisant

M_r: moment de renversement.

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

$$✓ M_{renversement} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$✓ M_{stabilisant} = W \times b$$

b: la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (X_g ; Y_g).

Il faut vérifier que:

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$$

Sense X:

Tableau III.25: Vérification au renversement dans le sens X.

ETAGE	W _X (KN)	X _g (m)	W _X × X _g	F _X	h _k (m)	F _X × h _k
RDC	10799.87	10.73	115882.60	2415.50	3.06	7391.43
1 ^{er} étage	8539.41	10.73	91627.86	2280.55	6.12	13956.96
2 ^{ème} étage	6410.61	10.73	68785.84	1992.18	9.18	18288.21
3 ^{ème} étage	4281.82	10.73	45943.92	1554.37	12.24	19025.48
4 ^{ème} étage	2156.93	10.73	23143.85	944.96	15.30	14457.88
Total	-	-	304034.07	-	-	73119.96

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{304034.07}{73119.96} = 4.15 \geq 1,5 \dots\dots\dots C.V$$

Sense Y:

Tableau III.26: Vérification au renversement dans le sens Y.

ETAGE	W _Y (KN)	Y _g (m)	W _Y × Y _g	F _Y	h _k (m)	F _Y × h _k
RDC	10799.87	4.53	48923.41	2415.66	3.06	7391.91
1 ^{er} étage	8539.41	4.53	38683.52	2278.8	6.12	13946.25
2 ^{ème} étage	6410.61	4.53	29040.06	1979.89	9.18	18175.39
3 ^{ème} étage	4281.82	4.53	19396.64	1577.38	12.24	19307.13
4 ^{ème} étage	2156.93	4.53	9770.89	983.59	15.30	15048.92
Total	-	-	110814.53	-	-	73869.6

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} = \frac{110814.52}{73869.6} = 1.52 \geq 1,5 \dots\dots\dots C.V$$

III.9. Comparaison des résultats de la réponse dynamique entre le bâtiment voile et le bâtiment mixte (portique-voile):

III.9.1. Vérification de la période fondamentale du bâtiment voile et du bâtiment mixte (portique-voile):

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Plus la période numérique de la structure est petite, plus le bâtiment est stable et sûr.

Tableau III.27: Vérification de la période fondamentale.

	Bâtiment mixte (Portique-voile)	Bâtiment (voiles)
T_{emp}	0.597	0.38
T_{num}	0.46	0.29

A partir les résultats, on conclure le bâtiment portique-voile vaut mieux que le bâtiment voile.

III.9.2. Vérification de la participation des masses Cumulées:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, 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 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 III.28: Vérification de la participation des masses Cumulées.

	Bâtiment portique voile		Bâtiment voile	
	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
Mode 1	0,01	70,84	72.38	0.00
Mode 2	69,92	70,85	72.38	69.29
Mode 3	70,07	70,85	72.38	69.29
Mode 4	70,08	88,63	88.63	69.29
Mode 5	88,30	88,63	94.20	69.30
Mode 6	88,34	88,63	94.20	89.33
Mode 7	88,34	88,66	94.20	89.33
Mode 8	88,34	88,66	94.33	89.33
Mode 9	88,34	88,66	95.04	89.33
Mode 10	90,95	88,66	-	-
-	-	-	-	-
Mode 57	-	-	98.02	90.01

Pour ces résultats, Il est à noter que le pourcentage de masse cumulée de bâtiment portique-voile est dépassé les 90% dans le sens 'X' et 'Y' dans le mode n°10.

Par contre, le bâtiment voile dépasse les 90 % dans le sens 'X' dans le mode n°5 et 'Y' a le mode n°57.

III.9.3. Vérification de l'effort tranchant à la base:

L'effort tranchant à la base obtenue par la méthode modale spectrale (Spectre de réponse), les résultats des forces sismiques dynamiques doit supérieur à 80% des résultats des forces sismiques statiques ($V_{dy} \geq 0.8V_{st}$).

Tableau III.29 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

	Bâtiment portique-voile		Bâtiment voile	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
V_{dy} KN	1320,80	1333,95	2415.50	2415.66
$0.8V_{st}$ KN	892.23	892.23	2027.06	2027.06
Observation	C.V	C.V	C.V	C.V

On noter que le bâtiment portique-voile est vérifiée dans les deux sens (X et Y) et même, l'état de bâtiment voile est vérifiée dans les deux sens (X et Y).

III.9.4. Vérification de déplacement:

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est donné par:

$$\delta_k = R_x \delta_{ek}$$

Donc, On va comparer le déplacement relatif dans les deux cas. Les résultats numériques sont présentés dans le tableau suivant:

Tableau III.30: Vérification des déplacements.

	Bâtiment portique -voile		Bâtiment voile	
	Δ_K		Δ_K	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
RDC	1.2	1.6	1.05	0.245
1^{er} étage	2.4	2.8	1.925	0.455
2^{ème} étage	3.2	3.2	2.205	0.595
3^{ème} étage	3.2	3.6	2.135	0.629
4^{ème} étage	2.8	3.2	1.925	0.625

III.9.5. Vérification de l'effet P- Delta (P- Δ):

L'effet (P-Δ) est la réponse globale de la structure. Cela nous aide à connaître les modes supérieurs du bâtiment. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Tableau III.31: Vérification de l'effet P- Delta sens X et Y.

	Bâtiment portique -voile			Bâtiment voile		
	θ			θ		
	Sens X	Sens Y	Observation	Sens X	Sens Y	Observation
RDC	0.03	0.004	C.V	0.01	0.002	C.V
1^{er} étage	0.05	0.06	C.V	0.02	0.004	C.V
2^{ème} étage	0.06	0.06	C.V	0.02	0.005	C.V
3^{ème} étage	0.05	0.05	C.V	0.01	0.005	C.V
4^{ème} étage	0.03	0.04	C.V	0.01	0.003	C.V

La condition est vérifiée dans les deux cas et dans les 2 sens (X-X ; Y-Y). Pour cela, l'effet (P-Delta) est négligé, pour les deux types de bâtiment.

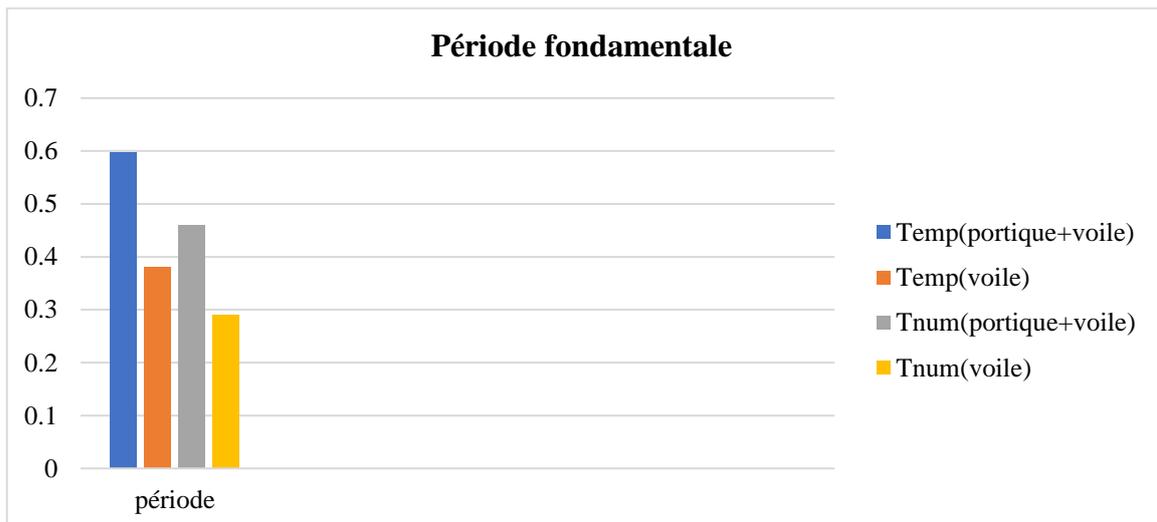


Figure III.12: Diagramme de la période fondamentale.

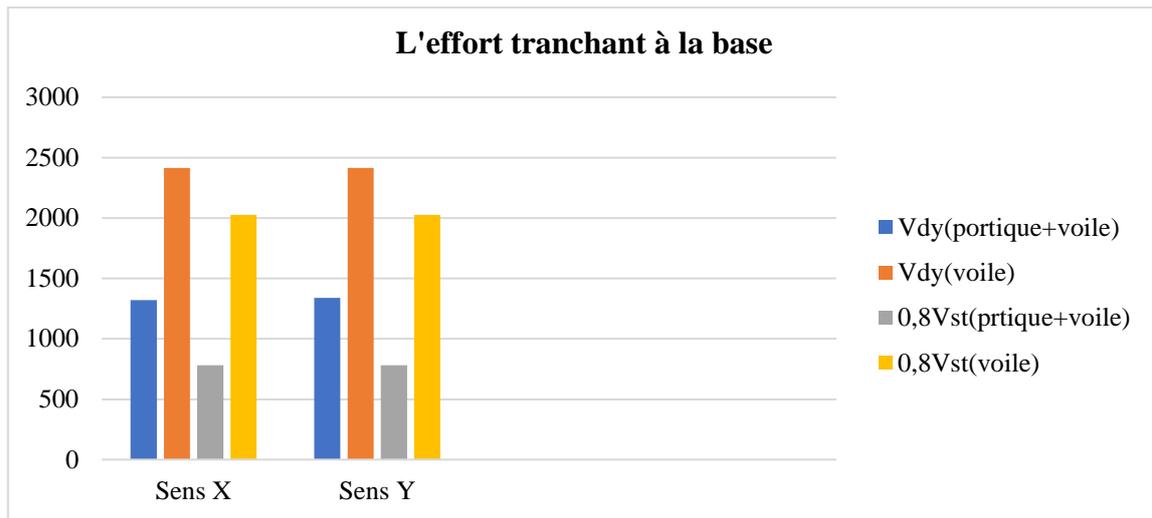


Figure III.13: Diagramme de l'effort tranchant à la base.

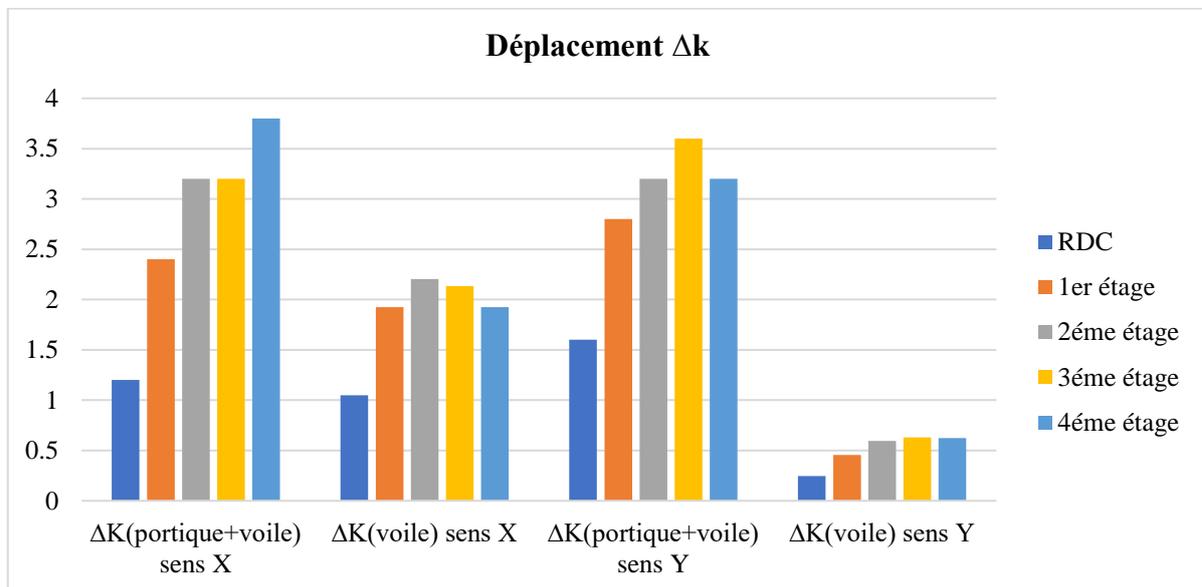


Figure III.14: Diagramme de déplacement Δk .

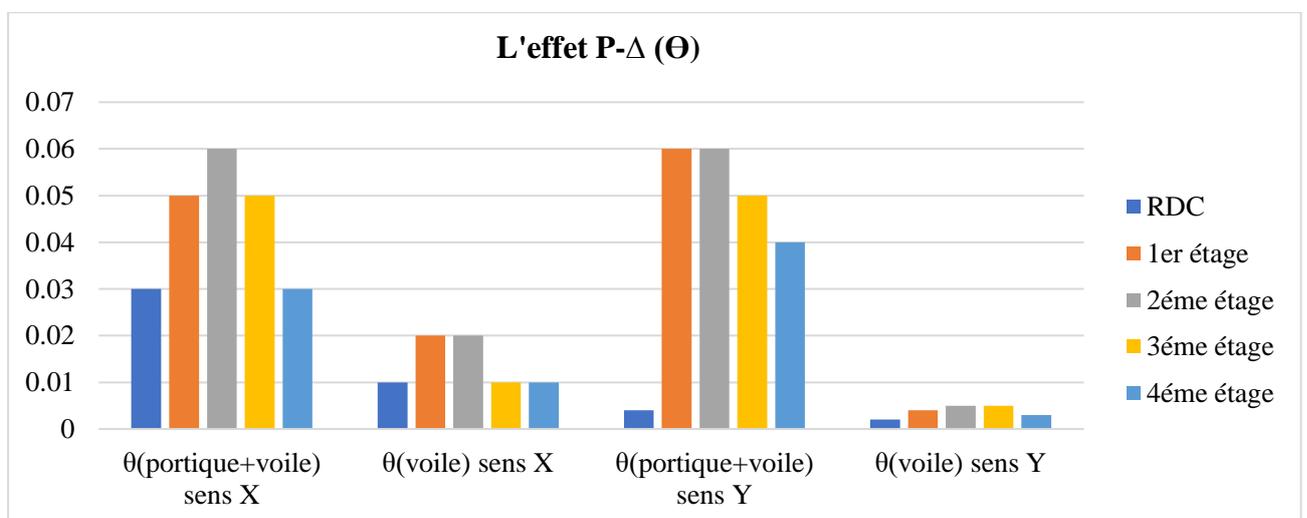


Figure III.15: Diagramme de l'effort P- Δ .

III.10.Conclusion:

Au terme de ce chapitre et repons sur résultats obtenus dans cette étude dynamique et doit impérativement répondre aux exigences du RPA 99 modifié2003 et du BAEL, en obtenue une meilleure approche du comportement réel de la structure.

On a comparé entre deux types de système de contreventement (système portique-voile, système voile), et grâce à logiciel Robot, nous avons obtenu des résultats qui nous ont permis de connaître l'étendue de la résistance de la structure dans les deux cas les résultats étaient convergent, les deux ont des avantages et des inconvénients:

Système tunnel:

- Il permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes.
- Le coffrage tunnel demande des moyens matériels considérables et un personnel qualifié et spécialisé.

Système portique-voile:

- Les voiles et les portiques ce sont des éléments porteurs des charges et surcharges.
- Ils sont difficile de réaliser.
 - La période de la structure portiques-voiles > la période de la structure par des voiles ⇒ La rigidité de la structure portiques-voiles < la rigidité de la structure par des voiles.
 - Le déplacement de la structure portiques-voiles > le déplacement de la structure par des voiles ⇒ La rigidité de la structure portiques-voiles < la rigidité de la structure par des voiles.
 - La structure portiques-voiles flexible et la structure par des voiles rigides.

Chapitre IV :
Calcul les éléments
structuraux

IV.1. Introduction:

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée. Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple. Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

IV.2. Les poutres:

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91, on se rapportera aussi au RPA 99/version 2003 pour la vérification.

❖ **Les combinaisons d'action sont les suivantes:**

➤ **La combinaison fondamentale BAEL 91:**

E.L.U: $1.35G + 1.5Q$

E.L.S : $G + Q$

➤ **Combinaisons accidentelles RPA 99V2003:**

E.L.A: $0.8G \pm E(x ; y)$

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, on prend le moment maximum et on vérifie avec la combinaison E.L.S.

Dans notre projet on a deux poutres à étudier:

-Poutres principales (30*40)

-Poutres secondaires (30*35)

IV.2.1 Recommandations du RPA99/2003:

❖ **Les Armatures longitudinales RPA 99/2003 (Article 7.5.2.1) [1] :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section: $A_s \geq A_{min} = 0.5 \% b.h$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de:

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

❖ **Les armatures transversales:RPA 99/2003 (article 7.5.2.2) [1]**

-La quantité d’armatures transversales minimales est donnée par: $A_t = 0.003.S.b$

D’où:

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{en zone courante.}$$

b: Largeur de la section ;

S: L’espacement des armatures transversales ;

ϕ_l : La valeur du diamètre minimal des armatures longitudinales.

IV.2.2 Calcul de ferrailage:

❖ **Ferrailage des poutres principales:**

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel robot 2014Tableau

TableauIV.1: Sollicitations de la poutre sous différentes combinaisons.

Section	ELU	ELS	ACC	V_{max}
Travée	62.54	-56.40	80.55	149.02
			G+0.8Q	
Appuis	-88.11	-88.62	-114.26	
			G-0.8Q	

Ferrailage des poutres principales sont données par le logiciel robot expert 2014 Tableau.

Tableau IV.2: Ferrailage des poutres principales.

section	A_{calcul}	$A_{min}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	Ferrailage	A_{adp}
travée	5.7	1.30	6	6HA14	9.24
appuis	8.4			6HA14	9.24

❖ **Vérifications selon le RPA99/version 2003[1]:**

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28*b*d}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.24 \geq A_{min} = 1.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales:(RPA A.7.5.2.1)**

$$A_{min} = 0.5\% \text{ b. h} = 6 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures maximales:(RPA A.7.5.2.1)**

• Zone courante: $A_{max} = 4\% \text{ (b} \times \text{h)} = 48 \text{ cm}^2$

• Zone de recouvrement: $A_{max} = 6\% \text{ (b} \times \text{h)} = 72 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul de la section des armatures transversales:**

➤ **Choix du diamètre:**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91)[2]:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

Avec:

ϕ_l : Diamètre minimale des armatures longitudinal de la poutre.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1.4 \right)$$

$$\phi_t \leq \min(1.14; 3; 1.4)$$

$$\phi_t = 1.14 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

➤ **Calcul de l'espacement:**

Selon BAEL91 [2] :

L'espacement des armatures transversales S_t est définit par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$S_{t1} = \min(0.9h; 40\text{cm}) = \min(0.9 \times 40; 40 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{2.01 \cdot 400}{0.4 \cdot 30} = 67 \text{ cm}$$

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

$$S_t = 36 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 V2003[1]:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12 * \phi_l \right) = \left(\frac{40}{4}; 12 * 14 \right) = 10 \text{ cm} \text{ dans la zone nodale} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

On adopte: $S_t=15 \text{ cm}$

❖ **La section minimale des armatures transversales:**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_t=4T8= 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **La longueur minimale de recouvrement:**

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification à L'ELU:**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{149.02 \times 10^3}{300 \times 360} = 1.379 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.379 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS:**

• **Vérification de l'état limite de compression du béton:**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

En travée:

• **Le moment statique:**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

Avec:

$\eta = 15$ (d'après le BAEL)

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\frac{300 * y^2}{2} - 15 * 924(360 - y) = 0$$

$$150y^2 - 4989600 + 13860y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\sqrt{\Delta} = 56443.419$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-13860 - 56443.419}{2 * 150} = -154.11$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-13860 + 56443.419}{2 * 150} = 107.91$$

Donc on adopte: $y = y_2 = 107.91 \text{ mm}$

•Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b * y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300 * 107.91^3}{3} + 15 * 462(360 - 107.91)^2 = 566053655.3$$

$$I = 566053655.3 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{45.69 \times 10^6}{566053655.3} \times 107.91$$

$$\sigma_{bc} = 0.080 \text{ MPA}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 8.71 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

En appuis:

•Le moment statique:

$$\frac{b * y^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

Avec:

$\eta = 15$ (d'après le BAEL)

$$A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$\frac{300 * y^2}{2} - 15 * 924(360 - y) = 0$$

$$150y^2 - 4989600 + 13860y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\sqrt{\Delta} = 56443.419$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-13860 - 56443.419}{2 * 150} = -154.11$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-13860 + 56443.419}{2 * 150} = 107.91$$

Donc on adopte: $y = y_2 = 107.91$ mm

•Le moment d’inertie:

$$I = \frac{b * y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300 * 107.91^3}{3} + 15 * 462(360 - 107.91)^2 = 566053655.3$$

$$I = 566053655.3 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{64.45 \times 10^6}{566053655.3} \times 107.91$$

$$\sigma_{bc} = 12.28 \text{ MPA}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 12.28 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.3: Vérification des contraintes (PP) à l’ELS.

	$M_{ser} \text{ (KN. m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (mm)}$	$I \text{ (mm}^4\text{)}$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	45.69	9.24	107.91	566053655.3	8.71	Vérifiée
Appuis	-64.45	9.24	107.91	566053655.3	12.28	

➤ **Vérification de la flèche: (CBA article B.6.5.1) [3]**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s’imposera pas:

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} & 0.0975 > 0.0625 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} & 0.0975 > 0.0704 \dots\dots\dots C.V \\ \frac{A_{s\ app}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} & 0.0077 < 0.0105 \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

Donc: pas de risque de flèche

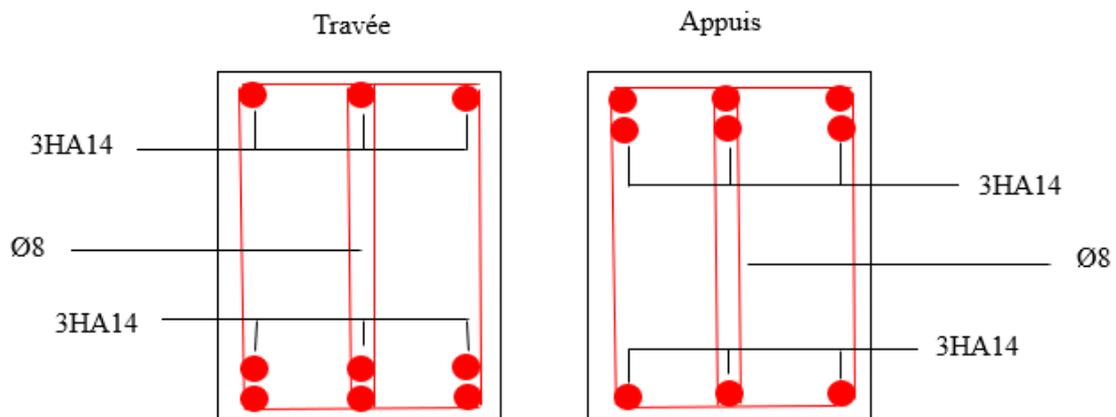


Figure IV.1: Schéma de ferrailage des poutres principales.

❖ Ferrailage des poutres secondaires:

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel robot 2014.

Tableau IV.4: Sollicitations de la poutre secondaire.

Section	ELU	ELS	ACC	V _{max}
travée	62.54	-56.40	80.55	149.02
			G+0.8Q	
appuis	-88.11	-88.62	-114.26	
			G+0.8Q	

Ferrailage des poutres secondaires sont données par le logiciel robot expert 2014

Tableau IV.5: Ferrailage des poutres secondaires.

section	A_{calcul}	$A_{min}(cm^2)$	$A_{RPA}(cm^2)$	Ferrailage	A_{adp}
travée	6	1.14	5.25	3HA12+3HA14	8.01
appuis	7.8			3HA12+3HA14	8.01

❖ Vérifications selon le RPA99/version 2003[1]:

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} \cdot b \cdot d}{f_e} = 1.14 cm^2$$

$$A_s = 8.01 \geq A_{min} = 1.14 cm^2$$

➤ Armatures minimales:(RPA A.7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 5.25 cm^2$$

➤ Armatures maximales:(RPA A.7.5.2.1)

• Zone courante: $A_{max} = 4\% (b \times h) = 42 cm^2$

• Zone de recouvrement: $A_{max} = 6\% (b \times h) = 63 cm^2$

❖ Calcul de la section des armatures transversales:

• Choix du diamètre:

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91)[2]:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

Avec:

ϕ_l : Diamètre minimale des armatures longitudinal de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1.2\right)$$

$$\phi_t \leq \min(1; 3; 1.2)$$

$$\phi_t = 1cm \quad \text{Donc on prend } \phi_t = 8mm$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ Calcul de l'espacement:

Selon BAEL91 [2]

L'espacement des armatures transversales S_t est défini par le minimum entre les trois conditions qui suivent:

$$S_{t1} = \min(0.9h; 40cm) = \min(0.9 \times 35; 40 cm) = 31.5 cm$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b} = \frac{2.01 \cdot 400}{0.4 \cdot 30} = 70cm$$

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

$$S_t = 31.5 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 V2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi_l\right) = \left(\frac{35}{4}; 12 * 12\right) = 8.75 \text{ cm dans la zone nodale} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **La section minimale des armatures transversales:**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **La longueur minimale de recouvrement:**

$$L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification à L'ELU:**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{89.65 \times 10^3}{30 * 31.5} = 94.867$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 94.867 \leq \bar{\tau}_u = 3.33$$

Pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification à l'ELS:**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 18 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

En travée:

•Le moment statique:

$$\frac{b * y^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

Avec:

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$d = 31.5 \text{ cm}$$

$$\frac{300 * y^2}{2} - 15 * 801(315 - y) = 0$$

$$150y^2 - 3784725 + 12015y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\sqrt{\Delta} = 49144.635$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-12015 - 49144.635}{2 * 150} = -203.865$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-12015 + 49144.635}{2 * 150} = 123.765$$

Donc on adopte: $y = y_2 = 123.765 \text{ mm}$

•Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b * y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300 * 123.765^3}{3} + 15 * 801(315 - 123.765)^2 =$$

$$I = 566998571 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{17.69 * 10^6}{566998571} 123.765 =$$

$$\sigma_{bc} = 3.861 \text{ MPA}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 3.861 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots\dots\dots\text{C.V}$$

En appuis:

•Le moment statique:

$$\frac{b * y^2}{2} - \eta A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{300 * y^2}{2} - 15 * 801(315 - y) = 0$$

Avec:

$$\eta = 15 \text{ (d'après le BAEL)}$$

$$A_s = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$d = 31.5 \text{ cm}$$

$$\frac{300 * y^2}{2} - 15 * 801(315 - y) = 0$$

$$150y^2 - 3784725 + 12015y = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac$$

$$\sqrt{\Delta} = 49144.635$$

$$y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-12015 - 49144.635}{2 * 150} = -203.865$$

$$y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-12015 + 49144.635}{2 * 150} = 123.765$$

Donc on adopte: $y = y_2 = 123.765 \text{ mm}$

•Le moment d'inertie:

$$I = \frac{b * y^3}{3} + \eta A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{300 * 123.765^3}{3} + 15 * 801(315 - 123.765)^2 =$$

$$I = 566998571 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{33.99 \times 10^6}{566998571} 123.765 =$$

$$\sigma_{bc} = 7.419 \text{ MPA}$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = 7.419 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau IV.6: Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.

	M _{ser} (KN. m)	A _s (cm ²)	Y(mm)	I(mm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
travée	17.69	8.01	123.765	566998571	3.861	Vérifiée
Appuis	-3399	8.01	123.765	566998571	7.419	

❖ **Vérification de la flèche: (CBA article B.6.5.1) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées: Avec:

$$A_{st} = 8.01 \text{ cm}^2 \quad h = 0.35 \text{ m} \quad \text{et} \quad l = 4.10 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.0853 > 0.0625 \dots \dots \dots \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.0853 > 0.0325 \dots \dots \dots \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0076 < 0.0105 \dots \dots \dots \end{array} \right.$$

Donc: pas de risque de flèche.

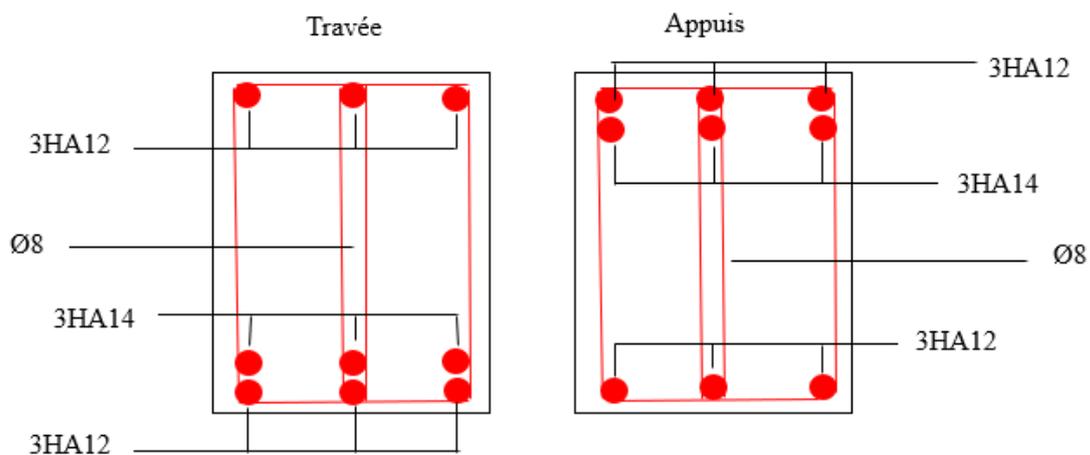


Figure IV.2: Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

IV.3 Les Poteaux:

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ROBOT dans l'ordre suivant:

(RPA99/2003)

- ✓ Effort normal maximal et le moment correspondant: $N_{max}; M_{correspondant}$
- ✓ Effort normal minimal et le moment correspondant: $N_{min}; M_{correspondant}$
- ✓ Moment maximum et effort normal correspondant: $M_{max}; N_{correspondant}$

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont:

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q ±E(x ; y)
- 0.8G±E(x ; y)

IV.3.1 Recommandations du RPA99/2003[1]:

❖ **Les armatures longitudinales: RPA99 (Article 7.4.2.1) [1]**

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Leur pourcentage minimal sera de: $0.8\% \times b_1 \times h_1$ en zone II_a

-Leur pourcentage maximal sera de:

- 4 % de la section du béton en zone courante.
- 6 % de la section du béton en zone de recouvrement.

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de $40\emptyset$ en zone II_a

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser: 25cm en zone (II_a).

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

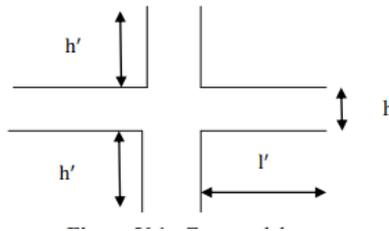


Figure IV.3: Zone nodale.

La zone nodale est définie par l'et h':

$$l' = 2h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$(b_1; h_1)$: Section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

❖ **Les armatures transversales: RPA99 (Art 7.4.2.2) [1]**

Les armatures transversales dans les poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

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 : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que:

➤ **zone nodale:**

$$t \leq \min (10\Phi ; 15\text{cm}) \text{ en zone II}_a.$$

➤ **zone courante:**

$$t' \leq \text{Min} (15\Phi_1) \text{ en zone II}_a$$

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversales minimales A_{tmin} :

$$\text{Si: } \lambda_g \geq 5: A_{tmin} = 0.3\% (t \times b_1)$$

$$\text{Si: } \lambda_g \leq 3: A_{tmin} = 0.8\% (t \times b_1)$$

Si: $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de 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 de $10 \Phi_t$ minimum.

IV. 3.2. Sollicitation de calcul:

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ROBOT qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.7: Sollicitations dans les poteaux.

Poteau	$N_{max}; M_{corr}$		$N_{min}; M_{corr}$		$M_{max}; N_{corr}$	
	N(KN)	M(KN. m)	N(KN)	M(KN. m)	M(KN . m)	N(KN)
30 × 40	1185.87	32.70	-297.17	-33.35	76.03	-819.55

IV.3.3 Ferrailages des poteaux:

❖ **Ferrailage longitudinal:**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes:

$$N_{max} = 1185.87; M_{correspondant} = 32.70$$

$$N_{min} = -297.17; M_{correspondant} = -33.35$$

$$M_{max} = 76.03; N_{correspondant} = -819.55$$

➤ **1^{er} cas:** $N_{max} \Rightarrow M_{corr}$

$$\begin{cases} N_{max} = 1185.87 \text{ kN} \\ M_{corr} = 32.70 \text{ KN. m} \end{cases}$$

❖ **Calcul de l'excentricité:**

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec:

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

- Calcul l'excentricité de la résultante:

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{32.70}{1185.87} = 0.027 \text{ m}$$

$$e_G = 2.7 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

- Calcul l'excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L: \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5)} [2]$$

$$e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.22 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

l_f : La longueur de flambement, donc

$$l_f = 0.7L = 0.7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } e_1 = e_0 + e_a = 0.027 + 0.02 = 0.047 \text{ m}$$

- Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre:

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93 [3], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée à la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$2.35 \leq 15 \text{ cm}$ on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.14^2}{10^4 * 0.40} \times (2 + 0.81 * 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_{Q+M_G}} = \frac{19.80}{19.80 + 4.40} = 0.81$$

Donc:

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.047 + 0.012 = 0.059 \text{ m} = 5.9 \text{ cm.}$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Le centre de pression et à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u (d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où: } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t \right) = 1185.87 * (0.37 - 0.20 + 0.059) = 271.564 \text{ KN.m}$$

$$1185.87 \times 10^3 \times (370 - 30) - 271.564 \times 10^6 \leq (0.337 - 0.81 \frac{30}{400}) \times 300 \times 400^2 \times 14.2$$

$$131.631 \text{KN.m} \leq 188.292 \text{KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{271.564 \times 10^6}{300 \times (370)^2 \times 14.2} = 0.465 > 0.186 \text{ Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.456 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.879$$

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

$$Z = 0.37(1 - 0.4 \times 0.879) = 0.239\text{m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{271.564 \times 10^6}{239.908 \times 348} = 32.52 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 3252 - \frac{1185.87 \times 10^3}{348} = -155.67 \text{cm}^2$$

$A=0\text{cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira, en applique un ferrailage minimale.

➤ 2^{eme} cas: $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$\begin{cases} N_{\min} = 297.17 \text{ kN} \\ M_{\text{corr}} = 33.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul l'excentricité de la résultante:

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\min}} = \frac{33.35}{297.17} = 11.222 \text{ cm}$$

$$e_G \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Le centre de pression et à l'intérieur de la section Il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où: } M_{uA} = M_G + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 19.80 - 297.17(0.37 - 0.20) = -30.71 \text{KN.m}$$

$$-297.17 \times 10^3 \times (370 - 30) + 30.71 \times 10^6 \leq (0.337 - 0.81 \frac{30}{400}) \times 300 \times 400^2 \times 14.2$$

$$-70.327 \text{KN.m} \leq 118.292 \text{KN.m}$$

Donc la section est entièrement tendue N traction et e entre les armatures:

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e \quad ; \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$e_1 = 17.02 \text{cm} \quad ; e_2 = 16.98 \text{cm}$$

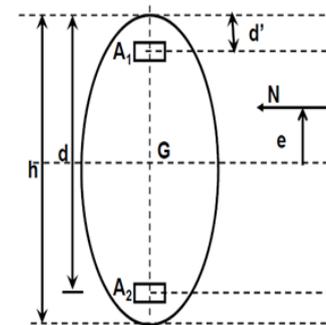
$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{297.17 \times 16.98}{(37 - 3) \times 348} = 426.466 \text{mm}^2$$

$$A_1 = 4.26 \text{cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u \times e_1}{(d - d')\sigma_{st}} = \frac{297.17 \times 10^3 \times 17.02}{(37 - 3) \times 348} = 427.47 \text{mm}^2$$

$$A_2 = 4.27 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{300 \times 400 \times 2.1}{400} = 6.30 \text{cm}^2$$



D'où:

$$\begin{cases} A_1 = 4.26 \text{cm}^2 \\ A_2 = 4.27 \text{cm}^2 \end{cases} < A_{min} = 6.30 \text{cm}^2 \text{ on ferraille avec } A_{min}$$

➤ 3^{eme} cas: $M_{max} \Rightarrow N_{corr}$

$$\begin{cases} N_{corr} = 819.55 \text{ kN (compression)} \\ M_{max} = 76.03 \text{ kN.m} \end{cases}$$

❖ Calcul de l'excentricité:

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec: e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• Calcul l'excentricité de la résultante:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{76.03}{819.55} = 0.092 \text{m}$$

• Calcul l'excentricité additionnelle:

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right], \quad L: \text{longueur de la pièce (BAELA4.3.5)[2]}$$

$$e_a = \max [2 \text{cm}, 1.22 \text{ cm}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.092 + 0.02 = 0.112 \text{ m}$$

• Calcul l'excentricité due aux effets du second ordre:

Selon l'article (A.4.3.5) du CBA93 [2], l'excentricité du deuxième ordre (e_2) liée a la déformation de la structure. Pour déterminer l'excentricité du second ordre.

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15, 20 \frac{e_1}{h} \right]$$

$5.6 \leq 15$ cm on détermine l'excentricité e_2 de façon forfaitaire

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 * 2.14^2}{10^4 * 0.40} \times (2 + 0.81 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{19.80}{19.80 + 4.40} = 0.81$$

Donc:

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.112 + 0.012 = 0.124 \text{ m} = 12.4 \text{ cm.}$$

$$e_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Le centre de pression et à l'intérieure de la section Il faut vérifier la condition suivante:

$$N_u(d - \hat{d}) - M_{uA} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{\hat{d}}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$\text{Où: } M_{uA} = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_t \right) = 819.55 * (0.37 - 0.20 + 0.124) = 240.947 \text{ KN.m}$$

$$819.55 \times 10^3 \times (370 - 30) - 240.947 \times 10^6 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{30}{400} \right) \times 300 \times 400^2 \times 14.2$$

$$37.7 \text{ KN.m} \leq 188.29 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{240.947 \times 10^6}{300 \times (370)^2 \times 14.2} = 0.413 > 0.186 \text{ Pivot B}$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.413 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.728$$

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

$$Z = 0.37(1 - 0.4 \times 0.728) = 0.262 \text{ m}$$

$$A_{u1} = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_{u1} = \frac{240.947 \times 10^6}{262 \times 348} = 26.42 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 2642.65 - \frac{819.55 \times 10^3}{348} = 287.62 \text{ mm}^2$$

$A=2.87 \text{ cm}^2$ Donc, Le poteau sera alors ferrailé avec la section maximale calculée pour les trois cas, on obtient

$$A = \max(0; 6.30; 2.87) = 6.30 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

$$\text{B. A. E. L : } A_{\min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{R. P. A: } A_{\min} = 0.9 \% \times b \times h \Rightarrow A_{\min} = 0.009 \times 30 \times 40 \Rightarrow A_{\min} = 10.8 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.8: Ferrailage longitudinal des poteaux.

Poteau x	Section cm ²	Acal	Amin RPA	Amin BAEL	Aadpt cm2	Aadp
RDC+4	1200	4.27	10.8	6.3	6HA16	12.06

➤ **Les armatures transversales**

Soit à calculer les armatures transversales du poteau du RDC de section (30x40) cm²

$$A_{adp} = 6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

Donc: $\phi_{min} = 2 \text{ cm}$ et $l_f = 0.707 l_0 = 0.707 * 3.06 = 2.16 \text{ m}$

- Calcul de la section de ferrailage transversale A_t :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.16}{0.40} = 5.4 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.16}{0.30} = 7.2 \end{array} \right.$$

$$V_u = 10.10 \text{ KN}$$

$$h_1 = 40 \text{ cm}$$

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

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

S_t : Espacement entre les armatures transversales telle que:

➤ **zone nodale:**

$$S_t \leq \min(10\phi 1; 15\text{cm}) \quad t \leq \min(10 \times 1.6) = (16\text{cm}; 15\text{cm})$$

On adopte $S_t = 10$

➤ **zone courante:**

$$S_t \leq 15\phi 1$$

$$S_t \leq 15 \times 1.6 = 24\text{cm}$$

On adopte $S_t = 15\text{ cm}$

Donc:

$$A_t = \frac{\rho V_u S_t}{h_1 \times f_e} = \frac{2.5 \times 10.10 \times 10^3 \times 150}{400 \times 400} = 23.671 \text{ mm}^2 = 0.23671$$

Ferrailage minimale

$$\lambda g > 5 = 7.2 > 5: \quad A_{t \min} > 0.3\% (t \times b)$$

$$0.23671 \text{ cm}^2 < 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

On adopte trois cadres de 8mm de diamètre ($A_{t \text{ adp}} = 1.51 \text{ cm}^2$)

Le tableau ci-après résume la résultante de calcul des armatures transversales pour les poteaux:

Tableau IV.9:armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	P	Vu (KN)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A_t	$A_{t \min}$	A_{adp}
RDC+4	2.5	10.10	10	15	0.23671	1.2	4T8=2.01

On adopte: 4T8 = 2.01 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

➤ $\phi t \geq \frac{\phi l_{\max}}{3} \rightarrow 8 > \frac{20}{3} = 6.67 \dots \text{ CV}$

❖ **Vérifications nécessaires:**

➤ **Vérification au flambement:**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, D'après (Article B.8.4.1.P156) [2], il nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante:

Les poteaux ont le même élancement, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à 1185.87KN.

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{CBA 93(Article B.8.4.1) [3]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \quad \Rightarrow \quad l_f = 0.7 \times 306 = 214.20 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.20}{40} = 18.55$$

$$\lambda = 18.55 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.55}{35}\right)^2} = 0.804$$

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h - 2)(b - 2) = 0.1064 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15$$

$$A_s = 12.06 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.804 \times \left[\frac{0.1064 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{12.06 \times 10^2 \times 400}{1.15} \right] = 1921.438 \text{ KN}$$

$$N_u = 1185.87 \text{ KN} < \bar{N} = 1921.438 \text{ KN} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque de flambement.

Tableau IV.10: vérification au flambement.

Poteau	N_u (KN)	l_f (cm)	α	λ	A (mm ²)	Br (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
30x40	1185.87	214.20	0.804	18.55	1206	106400	1921.438	CV

❖ **Vérification aux sollicitations tangentielles:**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que:

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2) [1]}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_o \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.11: Vérification aux sollicitations tangentielles.

niveau	section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	observation
RDC+4	30*40	2.16	7.2	0,075	37,00	10.10	0,09	1,87	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

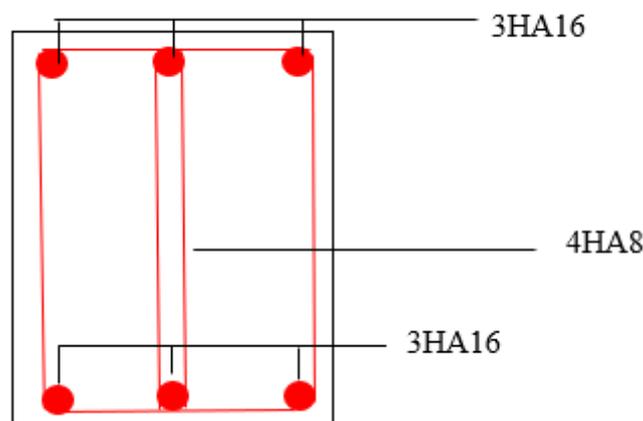


Figure IV.4: Schéma de ferrailage des poteaux.

IV.4 Les VOILES:

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent " action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes(G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents:

- Voiles élancés avec: $\frac{h}{l} > 1.5$

- Voiles courts avec: $\frac{h}{l} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes:

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales. Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes:

- $1.35 G + 1.5Q$
- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent:

$N_{max}; M_{correspondant}$

$N_{min}; M_{correspondant}$

$M_{max}; N_{correspondant}$

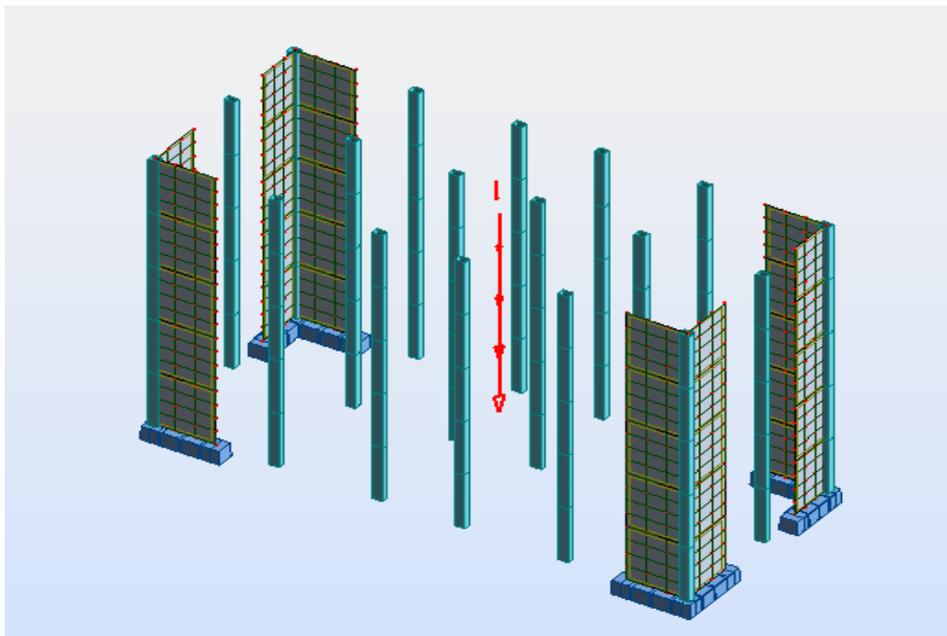


Figure IV.5: Schéma de disposition des voiles.

IV.4.1. Recommandations de la RPA99 V 2003:

Selon les prescriptions du RPA99. Le ferrailage des voiles est composé d'armatures verticales, d'armatures horizontales et d'armatures de répartition.

❖ Armatures verticales: R.P.A 99 (A7.7.4.1) [1]

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit:

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue: un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \cdot l_t \cdot e$

Avec:

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Épaisseur du voile.

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures horizontales: RPA 99 (art 7.7.4.2) [1]

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit

➤ Règles communes: R.P.A 99 (art 7.7.4.3) [1]

- Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné Comme suit:

Globalement dans la section du voile: 0.15%

En zone courante: 0.10%

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des valeurs Suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq 1.5a \\ \dots \\ St \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad St \leq \text{Min}(30\text{cm}; 1.5a), \text{ Avec } a: \text{ espacement du voile}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre eux avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré, leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1 /10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à:
 - **40 Φ**: pour les barres situées dans les zones où le renversement désigne des efforts est possible
 - **20Φ**: pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante:

$$A_{VJ} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec: $V = 1.4V_u$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

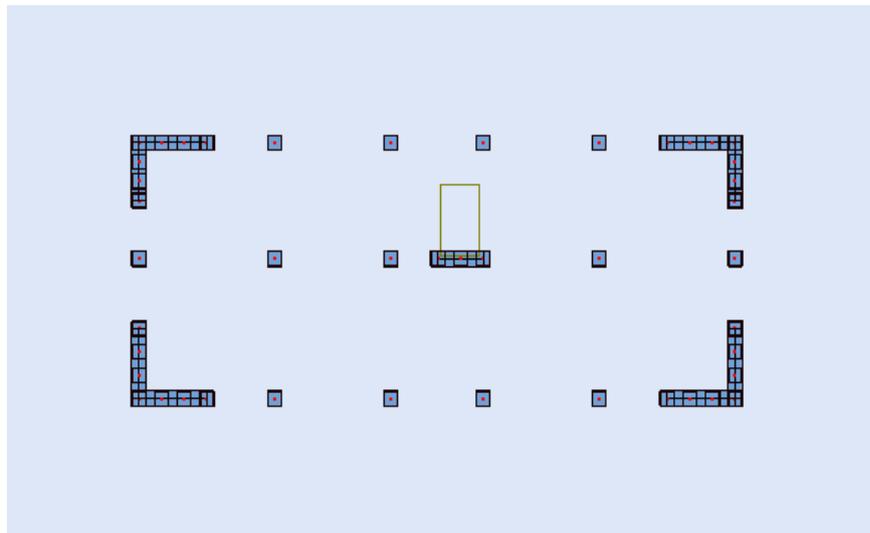


Figure IV.6: Les voiles selon xx et yy.

IV.4.2. Sollicitations de calcul:

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV.13: Sollicitations des voiles dans les deux sens.

Voile	$N_{max}; M_{correspondant}$		$N_{min}; M_{correspondant}$		$M_{max}; N_{correspondant}$		N_{max} (KN)
	N_{max}	M_{corr}	N_{min}	M_{corr}	M_{max}	N_{corr}	

$V_{x1,2,3,4}$	e=15	1110.17	50.65	551.89	60.93	685.70	1002.80	18.266
	L=2.03							
$V_{y1,2}$	e=15	1513.27	787.32	680	931.10	819.76	1373.17	25.097
	L=2.35							
$V_{y3,4}$	e=15	1043.62	579.52	537.68	505.47	579.28	1043.62	17.604
	L=1.95							

IV.4.3 Ferrailages des voiles:

Soit à calculer le voile le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes:

$$N_{max} = 1110.17; M_{correspondant} = 50.65$$

$$N_{min} = 651.89; M_{correspondant} = 69.93$$

$$M_{max} = 785.70; N_{correspondant} = 1082.80$$

❖ Calcul des armatures verticales:

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$)

La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99

$$L=2.03 ; e=0.15 ; d=2.18$$

Cas 1:

$$N_{max} = 1110.17; M_{correspondant} = 50.65$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{50.65}{1110.17} = 0.045m$$

$$e_G = 0.045m < \frac{L}{2} = \frac{2.03}{2} = 1.015m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{2.03}{2} = 1.015m$$

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.15 \cdot 2.3^3}{12} = 0.104m^4$$

$$B = L \times e = 2.03 \times 0.15 = 0.3045m^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{1110.17}{0.304} + \frac{50.65}{0.179} \times 1.015 = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1110.17}{0.304} - \frac{50.65}{0.179} \times 1.015 = 2.78 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 3.33 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma_{\min} = 2.78 \text{ MPa} > 0 \end{cases} \text{ La section est entièrement comprimé}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{50.65}{1110.17} = 0.0450 \text{m}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{203}{250}\right) = 2\text{cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0450 + 2 = 2.045 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3I_f^3}{10^4 h} (2 + \alpha\varphi)$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{24.40}{24.40 + 5.02} = 0.82$$

$$\varphi = 2 \quad \text{Cas générale}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.16^3}{10^4 \times 2.43} (2 + 0.82 \times 2) = 0.0045 \text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.049 \text{ cm}$$

$$M_u = N_u \times e = 1192.17 \times 2.049 \times 10^{-2} = 24.42 \text{ KN. m}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 24.42 + 1192.17 \times \left(2.18 - \frac{2.03}{2}\right) = 1174.86 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1174.86 \times 10^6}{150 \times (2180)^2 \times 14.2} = 0.116$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.116 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ Pivot A}$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.154$$

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

$$Z = 2180(1 - 0.4 \times 0.154) = 2045.71 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{Z\sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{1174.86 \times 10^6}{2045.71 \times 348} = 1650.29 \text{ mm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 1650.29 - \frac{1192.17 \times 10^3}{348} = -1775.48 \text{ mm}^2$$

$A = 0 \text{ cm}^2$: Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

❖ **Calcul des armatures minimales dans tout le voile:**

-Calcul de la section minimale:

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot L$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times 15 \times 2.43 = 5.46 \text{ cm}^2$$

Armatures minimale dans la zone tendue donnée par le RPA est:

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V$$

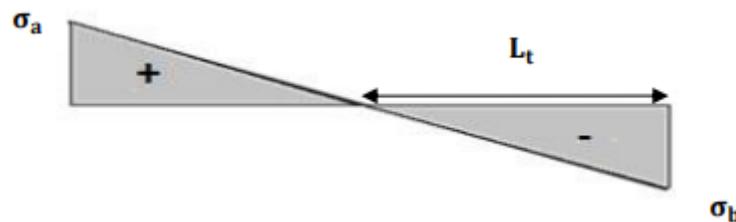


Figure IV.7: Schéma des contraintes.

Armatures minimale dans la zone comprimée:

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2 \times l_t$$

❖ **Calcul des armatures horizontales:**

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante:

$$V_{\max} = 20.26 \text{ KN}$$

$$A_h = \frac{\tau_u \cdot e \cdot S_t}{0.8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \cdot V_d}{e \times d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 20.26 \times 10^3}{150 \times 2180} = 0.086$$

❖ **Espacement des barres horizontales:**

$$S_t \leq \min(1.5e; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(22.5; 30\text{cm})$$

$$S_t = 22.5 \text{ cm}$$

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

$$A_h = \frac{0.086 \times 150 \times 200}{0.8 \times 400} = 0.080\text{cm}^2$$

Choix des barres:

❖ **Armatures verticales:**

En zone comprimé: $A = 0 \text{ cm}^2$ Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures, le béton seul suffira.

Donc: on va ferrailer $A_{\min} = 5.46 \text{ cm}^2$

$$A = 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2$$

❖ **Choix des armatures horizontales:**

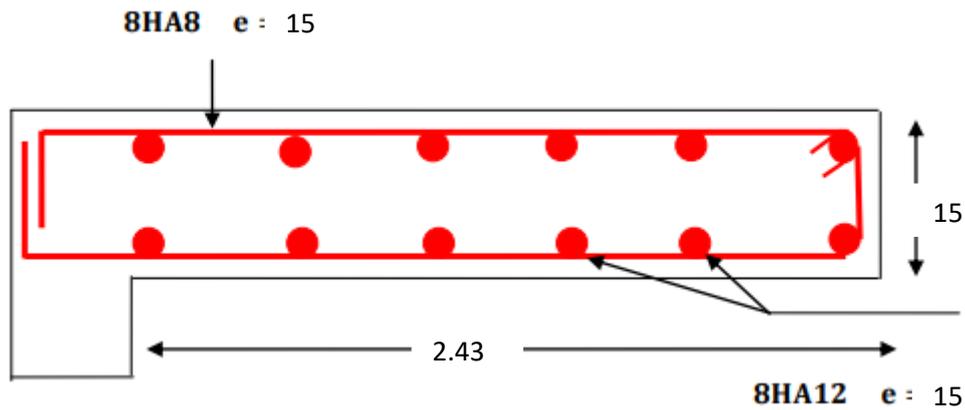
$$A = 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants illustres les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des différents voiles.

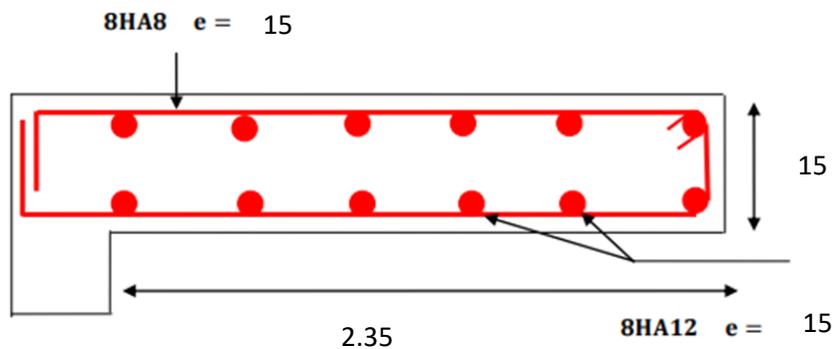
Tableau IV.14: Sollicitations et ferrailage des voiles dans le sens yy.

Voile	$V_{y1,2}$	$V_{y3,4}$
Section (L×e)cm ²	2.35 × 0.15	1.95 × 0.15
N(KN)	1513.27	1043.62
M (KN/m)	787.32	579.52
D	2.11	1.75
V(KN)	25.97	17.60
τ (MPa)	0.11	0.093
A_{\min} (cm ²)	5.2	4.3
A_{cal} (cm ²)	0	0
N barre/face	8HA12=9.05	8HA10=6.28
S_t (cm)	20	20
A_{hcalcul} (cm ²)	0.103	0.087
A_{hadopt} (cm ²)	4.02	2.01
N barre/face	8HA8=4.02	4HA8
S_t (cm)	20	20

-Schéma de ferrailage:



Figures VI.8: Schéma de ferrailage de voile Vx1.



Figures VI.9: Schéma de ferrailage de voile Vy1.

IV.5. Conclusion:

Dans ce chapitre on ferraille les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifié 99).

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux.

Chapitre V :
Étude de
l'infrastructure

V.1 Introduction:

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir:

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix de type de fondation dépend de:

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- La distance entre axes des poteaux.

V.2 Différents types de fondations:

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

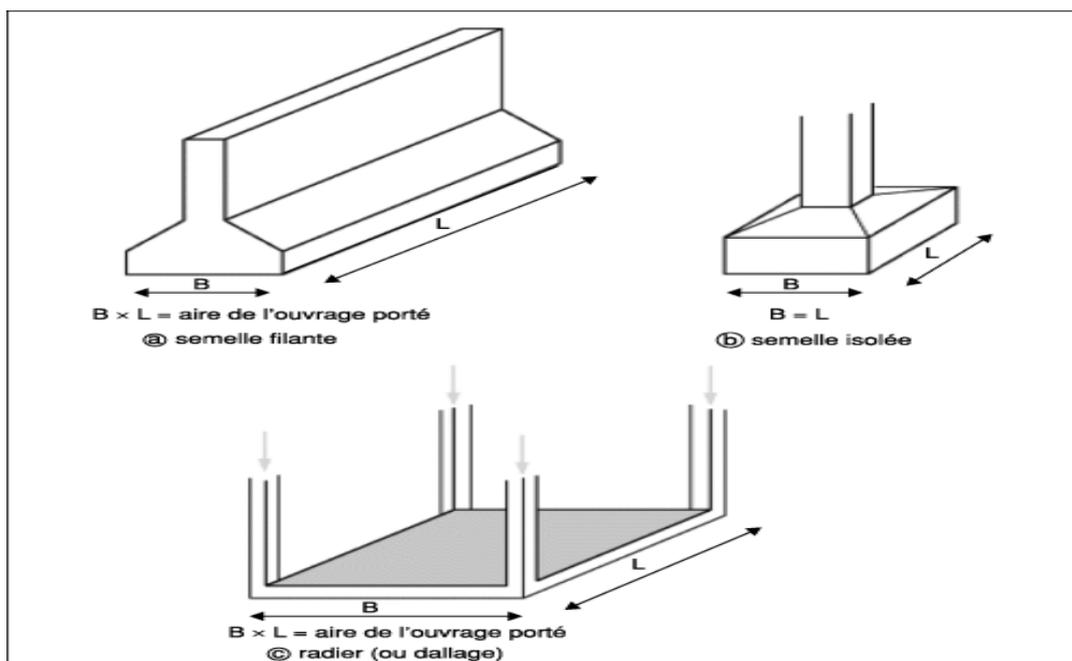


Figure V.1: Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).

V.3 Reconnaissance du sol:

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars.

V.4 Les combinaisons de calcul:

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Selon BAEL 91 [2]:
 - ELU: 1.35 G + 1.5 Q
 - ELS: G + Q

- Selon le R.P.A 99 [1]:
 - G + Q ± E
 - 0.8 G ± E

V.5 Calcul des fondations:

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification. On doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Avec:

N: L'effort normal transmis à la base obtenue par logiciel **ROBOT**.

S: La surface de fondation.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol= 1.5bars

❖ Calcul de la contrainte:

$$\begin{cases} \sigma_{adm}(ELU) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \\ \sigma_{adm}(ELS) = \frac{q_u^{reel}}{\gamma_q} \end{cases}$$

Avec:

γ_q : Coefficient de sécurité sous les différents états limites.

$$\gamma_q = 2 \text{ (ELU)}$$

$$\gamma_q = 3 \text{ (ELS)}$$

Il est à noter que la contrainte admissible du sol figurant dans le rapport de sol est prise à l'ELS $\overline{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bar}$.

$$\text{Donc } \begin{cases} \sigma_{ELU} = \frac{q_u^{reel}}{2} = q_u^{reel} = 2 \times \sigma_{ELU} \\ \sigma_{ELS} = \frac{q_u^{reel}}{3} = q_u^{reel} = 3 \times \sigma_{ELS} \end{cases} \rightarrow \sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \sigma_{ELS}$$

$$\sigma_{ELU} = \frac{3}{2} \times 1.5 = 2.25 \text{ bars} \rightarrow \sigma_{ELU} = 2.25 \text{ bars}$$

V.5.1 Vérification de la semelle isolée:

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que:

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$$

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. ($\overline{\sigma}_{sol} = 1.5 \text{ bars}$)

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (A×B) d'où les semelles sont carrées (A*B)

Soit:

N: Effort normal de poteau le plus sollicité transmis à la base obtenue par le logiciel

S: Surface de la fondation (A× B)

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B dans le même rapport que a et b:



Figure V.2: Schéma de la semelle isolée.

$$\frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \dots\dots\dots 2$$

a et b: dimensions de poteau à la base

On remplace 2 dans 1:

$$\frac{a}{b} \times B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N \times b}{\overline{\sigma_{sol}} \times a}}$$

$$ELU: B \geq \sqrt{\frac{1224.79 \times 0.3}{225 \times 0.4}} = 2.02m$$

$$ELA: B \geq \sqrt{\frac{1057.06 \times 0.3}{225 \times 0.4}} = 1.87m$$

$$ELS: B \geq \sqrt{\frac{891.68 \times 0.3}{150 \times 0.4}} = 2.11$$

Le cas le plus défavorable est à l'ELS donc: B=2.11

On a: L_{min} : longueur minimale entre deux poteaux = 3m

Il faut vérifier: $L_{min} > 1.5 \times B$

On a: $1.5 \times B = 3.16m > L_{min} = 3m$

Alors la condition: $L_{min} > 1.5 \times B$ non vérifié.

Donc: Les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas. On passe alors à l'étude des semelles filantes.

V.5.2 Semelles filantes:

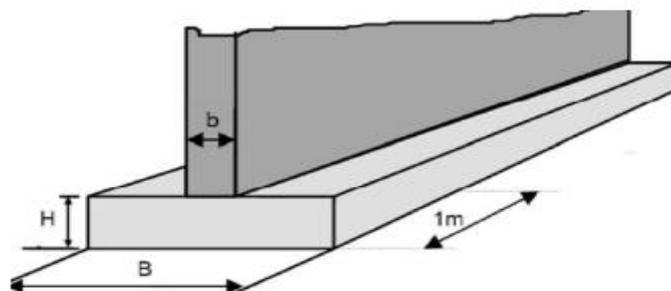


Figure V.3: Dimensions des semelles filantes.

V.5.2.2 Calcul des semelles filantes sous poteaux:

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment:

$$S_s / S_b < 50\%$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{\Sigma N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec:

$$N_{\text{ser}} = 19711.18 \text{ KN}$$

$$S \geq \frac{11879.30}{150}$$

$$S \geq 79.19 \text{ m}^2$$

- **Surface totale du bâtiment:**

$$S_{\text{bâtiment}} = 232.74 \text{ m}^2$$

$$S_s / S_b < 50\%$$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 34.02\% < 50\%$$

Alors on déduit que le radier général n'est pas nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles ne dépasse pas 50 % de la surface d'emprise du bâtiment. Ceci nous amène à envisager deux types de semelles:

- Semelles filante sous poteaux.

- Semelles filantes sous voile.

- **Dimensionnement de la semelle**

$$N_{\text{ser}} = 1971.18 \text{ KN. } A = 8.4 \text{ m}$$

$$B = \frac{N_{\text{ser}}}{A \times \sigma_s} = \frac{1971.18}{8.3 \times 150} = 1.56 \text{ m}$$

On prend: $B = 2 \text{ m}$

$$d = \frac{B - b}{4} = \frac{200 - 30}{4} = 42.5 \text{ cm}$$

On prend: $d = 45 \text{ cm}$

$h = 45 + 5 = 50 \text{ cm.}$

- **Ferrailage principale:**

$$N_u = 2709.21 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_u(B - b)}{8h\sigma_s} = \frac{2709.21(2 - 0.3)}{8 \times 0.45 \times 347.82} = 36.78 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = 4.37 \text{ cm}^2$$

On adopte: 6HA10 A=4.71

- **Calcul de l'espace**

$$S_t \leq S_{tmax} = \min(0,9d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 40 \text{ cm}$

- **Ferrailage de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } (A_r = 4.71 \text{ cm}^2 \text{ 6HA10})$$

- **Vérification de contrainte:**

$$\sigma < \sigma_{sol}$$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} = 161.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma = 161.26 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 225 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Schéma de Ferrailage:**

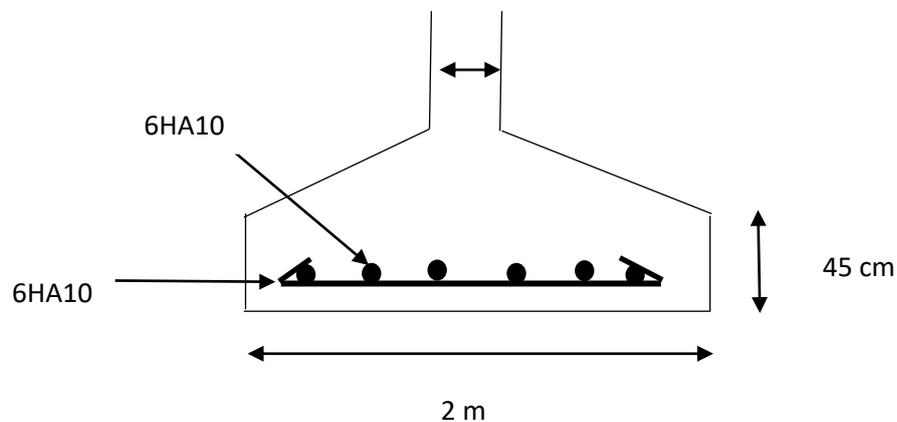


Figure V.4: Schéma de ferrailage Semelle filantes sous poteaux.

V.5.2.3 Semelle filantes sous voile:

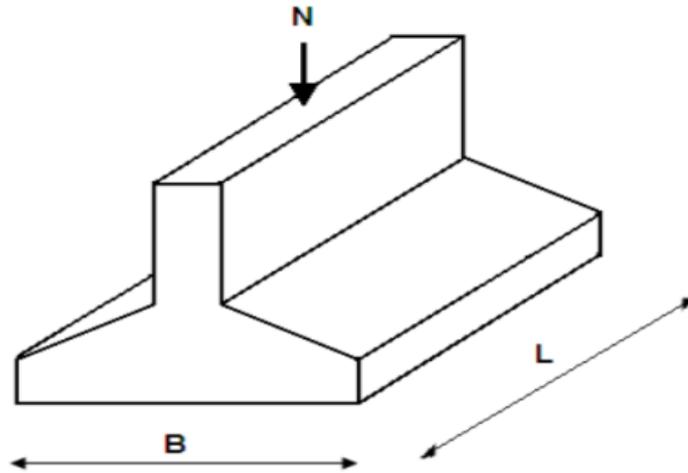


Figure V.5: Dimension de la semelle filante sous voile.

✚ Voile(x-x):

- Dimensionnement: $L = 2.43\text{m}$

$$G + Q \begin{cases} N_1 = 723.8 \text{ KN} \\ M_1 = 17.77 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Avec } N_1 M_1 \text{ est l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 989.31 \text{ KN} \\ M_1 = 24.45 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Avec } N_1 M_1 \text{ est l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.024\text{m}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = 2.44 \text{ m}^2 \rightarrow B = 2.5\text{m}$$

On choisit: $B = 2.5 \text{ m}$

- Calcul la hauteur h:

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0.55 \text{ m} \Rightarrow 60\text{cm}^2$$

$h = d + c = 60 + 5 \Rightarrow h = 65 \text{ cm}$, $h \geq L/6 \Rightarrow$ condition vérifie

- Ferrailage principale:

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 989.31 \text{ KN} \\ M_1 = 24.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.025\text{m}$$

$$e_0 < \frac{B}{24} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Donc: } A_s = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_0}{B}\right) (B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{989.31 \left(1 + 3 \frac{0.025}{2.5}\right) (2.5-0.3)}{8 \times 0.60 \times 347.82} = 13.42 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{L} = 5.52 \text{ m}$$

On adopte: **5HA14** = 7.70 cm²

- **L'espacement:**

$$S_t \leq S_{t\max} = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 40 \text{ cm}$

- **Ferraillage de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } (A_r = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ 4HA12})$$

- **Voile (y-y):**

- **Dimensionnement:** L=2.35 m

$$G + Q \begin{cases} N_1 = 634.58 \text{ KN} \\ M_1 = 9.35 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Avec } N_1 M_1 \text{ est l'effort normale et le moment à l'ELS}$$

$$1.35G + 1.50Q \begin{cases} N_1 = 865.45 \text{ KN} \\ M_1 = 12.88 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Avec } N_1 M_1 \text{ est l'effort normale et le moment à l'ELU}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 0.014 \text{ m}$$

$$B \geq \sqrt{\left(1 + 3 \frac{e_0}{b}\right) \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}} = 2.19 \text{ m}^2 \rightarrow B=2.5 \text{ m}$$

On choisit: $B = 2.5 \text{ m}$

- **Calcul la hauteur h:**

$$d \geq \frac{B - b}{4} = 0.55\text{m} \Rightarrow 60\text{cm}^2$$

$h = d + c = 60 + 5 \Rightarrow h = 65 \text{ cm}$, $h \geq L/6 \Rightarrow$ condition vérifie

- **Ferraillage principale:**

$$1.35G + 1.5Q \begin{cases} N_1 = 865.45 \text{ KN} \\ M_1 = 12.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0.015\text{m}$$

$$e_0 < \frac{B}{24} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\text{Donc: } A_s = \frac{N_u(1+3\frac{e_0}{B})(B-b)}{8d\sigma_s} = \frac{N_u(1+3\frac{e_0}{B})(B-b)}{8 \times d \times 347.82} = 11.60$$

$$\frac{A_s}{L} = 4.93 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5HA14 = 7.70 cm²

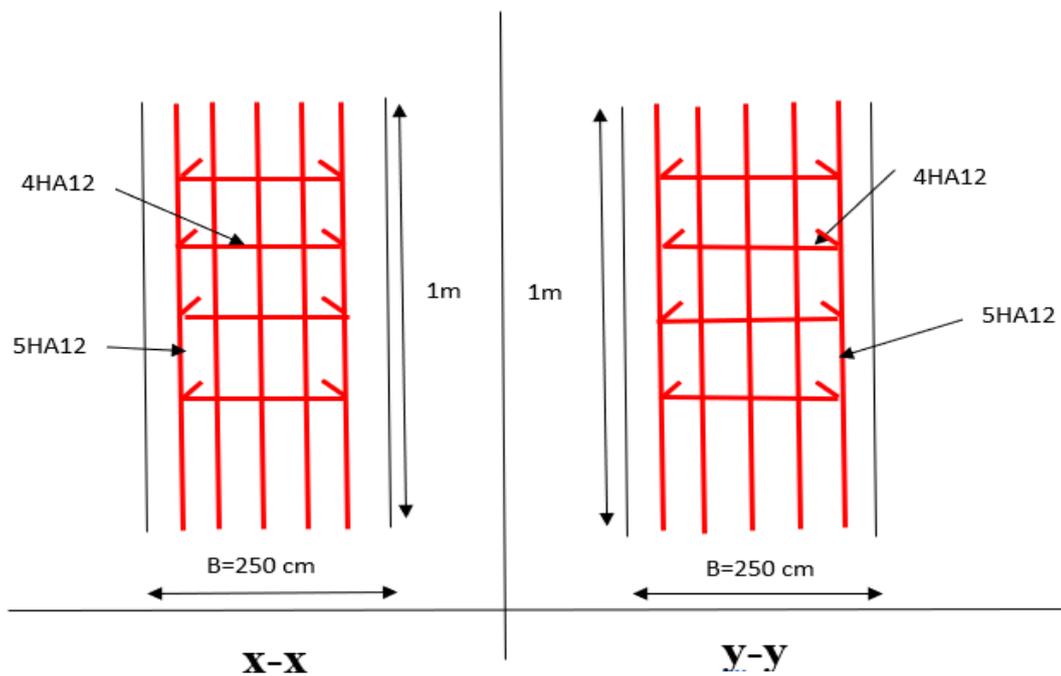
• **L'espacement:**

$$S_t \leq S_{t\text{max}} = \min(0,9d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

On prend: S_t = 40cm

• **Ferrailage de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } (A_r = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ 4HA12})$$



Figures V.6: Schéma de ferrailage Semelle filantes sous voile.

V.6. La longrine:

V.6.1 Définition:

Les longrines sont des éléments apportant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles.

Les longrines sont soumises à des forces axiales de traction.

V.6.2 Dimensionnement de la longrine:

D'après le **RPA 99 (art.10.1.1)**, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont [1]:

- (25x30) cm²sites de catégorie S2, S3
- (30x30) cm².....site de catégorie S4

Pour notre cas (site ferme S3) on prend une section de (30x40) cm²

V.6.3 Ferrailage de la longrine:

La section d'armature est donnée par les armatures minimales:

$$A = 0.6\% \times b \times h$$

$$A = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

On adopte: **8 HA12 = 9.05 cm²**

-Armatures transversales:

•**Disposition constructive:** Avec espacement de:

$$S_t = \min (20 \text{ cm}, 15\phi l) = 20 \text{ cm}$$

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

•Calcul de la section minimale:

D'après **CBA93 l'art (A.5.1.2.2)**:

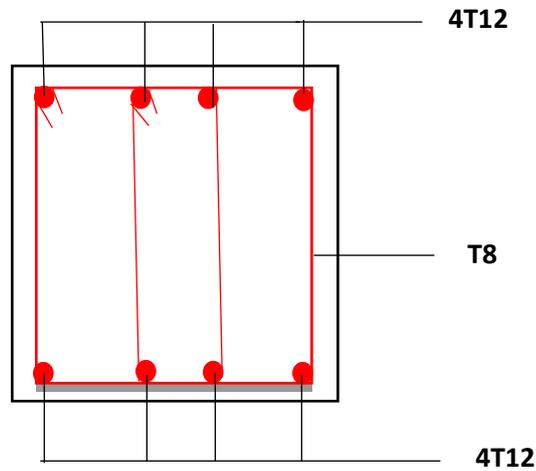
$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} < 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t > \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 300 \times 15}{400}$$

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte: **$A_t = 2\text{HA8} = 1.01 \text{ cm}^2$**

V.6.4 Schéma du ferrailage:



Figures V.7: Ferrailage de la longrine.

V.7. Conclusion:

L'étude de l'infrastructure constitue une étape très importante dans le calcul d'ouvrage. Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol, ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Pour notre structure le type de fondation choisie est les semelles filantes.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études a pour objectif l'étude et la modélisation d'un bâtiment R +4 en béton armé situé en zone de sismicité moyenne. Selon les règles de construction parasismique **RPA**, la forme de ce bâtiment considérée comme régulière.

Au premier lieu, l'étude a consisté à présenter l'ouvrage et deuxième nous avons appris à connaître les différents types de contreventements, après on a modélisé 3D par le logiciel Robot Structural Analysis a été menée. Les résultats donnés par ce logiciel ont permis de vérifier plusieurs points tels que la stabilité de l'ouvrage et dans étude dynamique, nous sommes intéressés à l'étude de l'influence de l'ajout des voiles en plan dans la structure en béton armé. Cette étude a été menée en effectuant une étude comparative entre deux types de structure (structure mixte (portique-voile); structure par des voiles), on a comparé les efforts tranchant à la base, le déplacement aux sommets et la période fondamentale dans les structuraux.

- Les voiles augmentent la rigidité et déminé la ductilité.
- Le système tunnel (voile) ne permet pas de changer la disposition des voiles après la conception architecturale.
- Le système voile permet d'obtenir des structures plus adaptées aux séismes.
- Les voiles et les portiques ce sont des éléments porteurs des charges et surcharges.
- La structure portiques-voiles flexible et la structure par des voiles rigides.

En ce qui concerne les éléments structurels les dimensionnements et le ferrailage ont été vérifié, la descente de charges a permis de dimensionner les fondations pour notre projet les calculs ont conduit à retenir des semelles filantes. Le dimensionnement et le ferrailage ont été calculés conformément aux règlements appliqués **RPA** et **BAEL**.

En fin, nous espérons que cette modeste étude qui contient ces informations utiles sert de référence pour faciliter les études des futures promotions.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographiques

➤ Règlements :

- [1] Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- [2] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- [3] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.

➤ Les sites :

- [4] <https://www.rapport.gratuit.com>
- [5] <http://philippe.berger2.free.fr/Bois/Cours/Contreventement1/contreventement1.htm>
- [6] <http://www.afps-seisme.org/SEISMES>
- [7] https://www.univ-chlef.dz/FGCA/wp-content/uploads/2017/03/CHAPITRE3-CONTREVENTEMENTS-2016.pdf&ved=2ahUKEwjS2Nr7xPj_AhVHT6QEHSNKcQcQFnoECCUQAAQ&usg=AOvVaw31P3Th6_LsTPwF9kt_1D5M
- [8] <https://fr.slideshare.net>

➤ Logiciel :

- ROBOT 2014
- EXPERT 2010

Annexe

Annexe

Annexe 1

Sections réelles d'armature

Section en cm² de N armature de diamètre en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.7
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.72	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.38	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 2

Flexion simple : Section rectangulaire.

