REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Etude de l'influence des caractéristiques de béton de granulats légers sur le comportement d'une structure de contreventement mixte

---

Présenté par :

-Taleb Mustapha

-mohamed saib

Proposé et Dirigé par

Boucherit Dalila

Promotion Juin 2021

Remerciements

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

Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur Boucherit Dalila.

pour tous les conseils, supports et l'aide qui nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) pour tous ses aides et soutien qui ont servi à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة تأثير خصائص الخرسانة المكونة من بقايا الأجور على

- سلوك الديناميكي لبناية
- كمية الحديد المدعم للعارضات والأعمدة والجدران.

لا يمكن إجراء هاتين المرحلتين من الدراسة دون إدخال خصائص الخرسانة .هذا يتطلب تصنيع الخرسانة خفيفة الوزن .ولكن لتقييم خصائصها ، قمنا بصناعة خرسانة نفس التركيبة و من بحبيبات عادية ، يكمن الاختلاف في نوع الحبيبات الركام ، حيث استبدلنا الركام الحبيبات العادية بأخرى معادة التدوير، وهي نفايات الطوب المسحوقة.

لإنجاز هذه الدراسة اخترنا بناية مكونة من (طابق أرضي + سبعة طوابق) ذات استعمال سكني و المقرر بناءها في ولاية بومرداس بلدية خميس الخشنة المصنفة ضمن المنطقة ذات زلزال قوي (منطقة 3).

مقاومة البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة نظام العارضات والأعمدة +الجدران المسلحة.

قياس الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة تم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر:

- القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99 version 2003)
- قانون الخرسانة المسلحة (CBA93)

تمت الدراسة الزلزالية وفق الطريقة الرقمية التي تعتمد أساسا على طريقة العناصر المنتهية باستعمال تقنية حساب الهياكل باستعمال برنامج«SAP2000 V20.2.0».

---

*R*ésumé

L'objectif de ce projet est l'étude de l'effet des caractéristiques d'un béton à base de granulats légers (déchets de brique) sur :

- Le comportement dynamique d'une structure

- La quantité d'acier qui renforce les éléments structuraux (les poutres, poteaux et les voiles).

Ces deux étape de l'étude ne peuvent pas être fait sans l'introduction es caractéristiques du béton. Ce qui nécessite la fabrication d'un béton léger. Mais pour évaluer ces caractéristiques, nous avons fabriqué un béton témoin de même composition dont la différence réside dans le type de granulats, où nous avons remplacé les granulats courants par d'autres recyclés qui est les déchets de brique concassés.

Pour réaliser cette étude nous avons choisis une structure de contreventement mixte de huit niveaux qui sera implanté à BOUMERDASSE, commune KHEMIS EL KHECHNA, classée dans la zone de forte sismicité **III.**

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système mixte portique contreventé par des voiles.

Le dimensionnement et le calcul du ferraillage des éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (**CBA93 et RPA99 version 2003**).

L'étude sismique a été menée suivant la méthode numérique basée sur la méthode des éléments finis moyennant le logiciel « **SAP2000 V 23.0** ».

Abstract:

The aim of this project is to study the effect of concrete properties on behavior the concrete characteristics made with lightweight aggregates (brick waste) on :

- The dynamic behavior of a structure

- The amount of steel that reinforces the structural elements (beams, columns and walls).

These two stages of the study cannot be done without the introduction of the concrete properties. This requires the manufacture of lightweight concrete. But to assess these characteristics, we control concrete are manufactured of the same composition, the difference being in the type of aggregate, where we replaced the natural aggregates with recycled ones, which is crushed brick waste.

To carry out this study we have chosen a mixed bracing structure of eight levels which will be located in BOUMERDASSE, KHEMIS EL KHECHNA commune, classified in the zone of high seismicity III.

The resistance of the structure to the horizontal and vertical loads is ensured by a mixed system, frame braced with shear walls.

The design and the reinforcement of all elements were established according to the Algerian Standards (**CBA 93; RPA 99 version 200**3).

The seismic study has been realized according to the numerical method (finite elements method) using the program « **ROBOT version 23.0** ».

LISTE DES MATIERES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Remerciement .....

Dédicaces .....

Resumé .....

Introduction generale .....

CHAPITRE I: PRESONTATION DE L4OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION **1**

I.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE **1**

I.3.DESCRIPTION DE L'OUVRAGE **1**

I.3.1.Dimension en élévation : **1**

I.3.2.Dimension en plan 1

I.4.Données de site **2**

I.5.Ossature de l'ouvrage **2**

I.6.Classification du bâtiment selon (RPA99 version2003) **2**

1.3.5.Planchers **3**

I.3.6.Maçonnerie **3**

I.3.7.Escaliers **3**

I.3.8 .Revêtement : **3**

CHAPITRE II: FORMULATION DE BETON

II.1.INTRODUCTION **4**

II .2.Caractérisation des matériaux- formulation et essais **4**

II.2.1 Ciment **4**

II.1.2 Granulats **6**

I.1.2.1I.Le Sable : **6**

II.1.2.2.Les graviers **10**

II.1.2.3.Gravier de brique concassé **11**

II.1.2.4.Superplastifiant : **14**

II.1.2.5.Eau de gâchage **15**

II.1.3.Confection des Eprouvette 15
II.1.3.1. Béton de granulats normal 15
II.1.3.2. Bétons de granulats légers (de briques) 15
II.4. Malaxage 17
II.5.Fabrication des éprouvettes 18
II.6.Conservation des éprouvettes 19
II.7. Les résultantes 20
II.7.1. A l'état frais : 20
II.7.2 A l'état durci : 21
a) Essai de compression 21
b) Essai de traction par flexion 21
II.7.3. Les résultats 22
II.7.4. Conclusion 23

CHAPITRE III: EVALUATION DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT

III.1.EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES 24
III.1.1.Plancher terrasse 24
a)Charges Permanentes 24
b) Surcharge D'exploitation 25
III.1.2.Plancher étage courant: 25
a) Charges Permanentes 25
b) Surcharge D'exploitation : 25
II.1.3.Acrotère : 26
a) Charges Permanentes : 26
b) Surcharge D'exploitation : 26
III.1.4. escaliers 26
b) Surcharge D'exploitation 27
III.1.5.Murs extérieurs en maçonnerie 27
a) Charges Permanentes 27
III.1.6.Murs intérieurs en maçonnerie: 27

III.2.PRE DIMENSIONNEMENT: **28**
III.2.1.Pré dimensionnement des planchers **28**
III.2.2.Pré dimensionnement des voiles **29**
II.2.4.Pré dimensionnement des poutres **32**
Vérification de la flèche **33**
II.2.3.Pré dimensionnement des poteaux : **36**
II.2.3.1.Calcul de l'effort Nu: **37**
II.2.3.2. Charges d'exploitation : **38**
d) Vérification: **39**

CHAPITR IV: ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION **41**
IV.2.Caractéristique géométrique de la structure **41**
IV.2.1.Centre de masse **42**
V.2.2.Centre de torsion **43**
IV.2. 3.Excentricité **44**
IV.2.3.1.Excentricité théorique (statique) **44**
IV.2.3.2.Excentricité accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.2.7] **44**
IV.2.3.3.Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7] **45**
IV.3.Choix de la méthode de calcul **46**
IV.3.1.Conditions d'application de la méthode statique équivalente **46**
IV.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale **46**
IV.3.3.Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique **46**
IV.4.Classification de l'ouvrage selon les RPA 99/V2003 **47**
IV.4.1.Classification de l'ouvrage selon son importance **47**
IV.4.2.Classification de site **47**
IV.4.3.METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE **48**
IV.4.3.1.Spectres de réponse de calcul **48**
IV.4.3.2 Vérification de coefficient de comportement **49**
IV.5.Résultats de l'analyse dynamique **50**
IV.5.1.Pour (BGN) fc28 =40.63 MPA et LA MASSE VOLUMIQUE 27.104 KN/m^3 **50**

IV.5.1.1.Vérification de comportement 50
V.5.1.2.Vérification de participation massique 51
IV.5.1.3.Vérification des périodes 52
IV.5.1.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 53
a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] : 53
IV. 5.1.5.Vérification de la stabilité au renversement 54
IV. 5.1.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5] 55
aDistribution des forces sismiques selon la hauteur suivant X 56
b)Distribution des forces sismiques suivant Y 57
IV.5.1.5.2.Moment de renversement 58
IV.5.1.5.3.Moment stabilisant 58
IV.5.1.6.Vérification des déplacements 59
IV.5.1.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 60
IV.5.2 Pour le (BGLB) 61
IV.5.2.1.Vérification de comportement 61
IV.5.2.2.Vérification de participation massique 63
IV.5.2.3.Vérification des périodes 63
IV.5.2.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 63
a)Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] 63
IV.5.2.4 Vérification de la stabilité au renversement 64
a)Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur suivant X 64
b)Distrubition des forces sismiques aux étages suivant Y 65
IV. 5.2.4 Moment de renversement 66
IV.5.2.5.Moment stabilisant 67
IV.5.2.6.Vérification des déplacements 67
IV.5.2.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ 68
IV.6.Comparaison des resultats 70

CAPITRE V : Ferraillage

Aucune entrée de table des matières n'a été trouvée.

Coclusion generale .....

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

.....

CHAPITRE II: FORMULATION DE BETON

Tableau.I.1. Analyse granulométrique sable selon la Norme NF EN 933-1. **.....7**
Tableau.II.2.Propriétés physiques d'identification de sable utilisé **.....9**
Tableau.II.3.Propriétés physiques d'identification desgraviersutilisé **.....11**
Tableau .II. 4.Analyse granulométrique de gravie, fraction 3/8 **.....12**
Tableau .II. 5.Analyse granulométrique de gravie, fraction 8 /15 **.....** Erreur ! Signet non défini.
Tableau.I.6.Les caractéristiques de superplastifiant **.....14**
Tableau.II.7.Composition de béton de granulats normal et béton de granulas léger d'un 1 m3. **15**
Tableau .I.8.Consistance du béton suivant l'essai d'affaissement au cône d'Abrams **.....21**
Tableau.II.9.Caractéristiques de béton à l'état frais **.....21**
Tableau.II.23. Résultat d'Essai d'écrasement**.....23**

CHAPITRE III: EVALUATION DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT

Tableau.III..1.charges permanantes de plancher terrase **.....25**
Tableau.III.2.charges permanantes de plancher de étages courants **.....26**
Tableau.III.3.charges permanantes de palier **.....27**

Tableau.III.4.charges permanantes de paillasse 27
Tableau.III.5.charges permanantes des mures exterieures 27
Tableau.III.6. charges permanantes des mures interieurs 28
Tableau.III.7.l'efforts normales des poteux 38
Tableau.III.8.charges permanantes des poteaux 38
Tableau.III.9.charges d'exploitations des poteaux 39
Tableau.III.10.les verification a l'ELU. 39
Tableau III.11.choix des section des poteaux 40

CHAPITR IV: ETUDE DYNAMIQUE

TableauIV.1. Calcul de l'excentricité théorique 44
Tableau .IV.2.Calcul de l'excentricité accidentelle 45
Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité totale 45
Tableau .IV.4.Classification de site 47
Tableau .IV.5.détermination du facteur de qualité Q 49
Tableau.IV.6.détermination du facteur de qualité Q 49
Tableau.IV.7.Le comportement des trois premiers modes 51
Tableau.IV.8. Cumul des masses modales effectives 52
Tableau .IV.9 .vérification des periods 52
Tableau.IV.10.Calcul de la force sismique (M.S.E) 54
Tableau.IV.11.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 54
Tableau.IV.12.Forces sismiques selon la hauteur suivant X 56
Tableau.IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 57
Tableau .IV.14.calcul du moment de renversement 58
Tableau .IV.15.calcul du moment stabilisant 58
Tableau.IV.16.Verification de la stabilité 58
Tableau.IV.17.Vérification des déplacements inter-étages sens X 59
Tableau.IV.18.Vérification des déplacements inter-étages sens Y 59
Tableau.IV.19.Vérification l'effet P-Δ sens X 60

Tableau.IV.20. Vérification l'effet P- Δ sens Y 61
Tableau.IV.21. Le comportement des trois premiers modes 62
Tableau.IV.22. Cumul des masses modales effectives (%) modes 63
Tableau .IV.23. Vérification des périodes 63
Tableau.IV.24. Calcul de la force sismique (M.S.E) 64
Tableau.IV.25. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul 64
Tableau.IV.26. Forces sismiques selon la hauteur suivant X 64
Tableau .IV.27. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y 65
Tableau.IV.28. calcul du moment de renversement 66
Tableau.IV.29. calcul du moment stabilisant 67
Tableau.IV.30. Verification de la stabilité 67
Tableau.IV.31. Vérification des déplacements inter-étages sens X 68
Tableau.IV.32. Vérification des déplacements inter-étages sensY 68
Tableau.IV.33. Vérification l'effet P- Δ Suivant l'axe x-x 69
Tableau.IV.34. Vérification l'effet P-Δ Suivant l'axe y-y 69
Tableau.IV.35. Récapitulation des résultats de l'étude dynamique 70

CAPITRE V : Ferraillage

Tableau.V.1. Sollicitations des poutres principales. 76
Tableau.V.2. Calcul des armatures longitudinal des poutres principales. 76
Tableau.V.3. Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS 77
Tableau.V.4. Armature transversale des poutres principales et leur espacement. 77
Tableau.V.5. Sollicitations des poutres secondaires. 78
Tableau.V.6. Calcul des armatures longitudinal des poutres secondaires. 78
Tableau.V.7. verification des contraintes a l'ELS 79
Tableau.V.8. Armature transversale des poutres secondaires et leur espacement. 79
Tableau.V.9. Calcul des armatures longitudinales des poteaux - BGNErreur ! Signet non défini.
Tableau.V.10. calcule des armatures longitudinales des poteaux BGLB 81
Tableau.V.11. verification a l'ELS DES poteaux pour le BGN 81

Tableau.V.12.verification a l'ELS DES poteaux pour le BGLB **82**
Tableau.V.13.calcule des armateur transversale pour les poteaux (BGN) **82**
Tableau.V.14.calcule des armateur transversale pour les poteaux (BGLB) **83**
Tableau.V.15.Calcul de la section d'armatures verticales des voiles pleine de RDC BGN..... **85**
Tableau.V.16.Chois de la section d'armatures verticales des voiles pleine BGN **86**
Tableau.V.17.Calcul de la section d'armatures verticales des voiles pleine de RDC BGLB .. **86**
Tableau.V.18.Chois de la section d'armatures verticales des voiles pleine BGLB **87**
Tableau.V.19.Calcul des armatures horizontales des voiles. **87**
Tableau.V.20.comparaison des résultats des ferraillages (BGN et BGLB) **88**

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure.I.1.module de structure **2**

CHAPITRE II: FORMULATION DE BETON

Figure.II.1. Béton de granula normal et Béton de granula de Brique **4**
Figure.II.2. le sac de ciment **5**
Figure.II.3.préparation des granulats dans l'étuve avant l'utilisation **6**
Figure.II.4 : Sable d' Oud-souf **6**
Figure.II.5.Analyse granulométrique des Sable **7**
Figure.II.6. Essai d'équivalent de sable **8**
Figure Ii.7.Essai masse volumique **9**
Figure.II.8.Gravier 8/15 de Mokorno. **10**
Figure.II. 9.Gravier 3/8 de Mokorno. **10**
Figure.II.10.Gravie de brique concassé 8/15 ..... **11**
Figure.II.11.Gravie de brique concassé 3/8. ..... **11**
Figure.II.12.Analyse granulométrique des granulats (GN 3/8, GN 8/15)- méthode de Dreux.G **12**
Figure.II.13.essai d'analyse granulométrique **13**
Figure.II.14.La machine de Los Angeles **13**

Figure.II.15.Type de super plastifiant utilisé **14**
Figure.II.16.Equipement nécessaire pour malaxage **16**
Figure.II.17.Béton léger à base bille d'argile expansée leca (100%) **16**
Figure.II.18.Béton léger à base bille d'argile expansée leca (50%) **17**
Figure.II.19.Le malaxage des bétons au laboratoire. **18**
Figure.II.20.Fabrication des éprouvettes **19**
Figure.II.21.mode deconservation des éprouvettes **19**
Figure.II.19.Essai d'affaissement au cône d'Abrams. **20**
Figure.II.20. Essais d'écrasement **21**
Figure .II.21. Dispositif pour l'essai de résistance à la traction **22**
Figure.II.22:résultat d'Essai d'écrasement **22**

CHAPITRE III: EVALUATION DES CHARGES ET PRE DIMENSIONNEMENT

Figure.III.1.constituant d'une plancher terrasse **24**
figure.III.2.constituant d'un plancher étage courant **25**
Figure.III.3.constituant d'un paillasse **26**
Figure.III.4.plancher a courps creux **29**
Figure.III.5.condution de prédemencienment des voile -1- **30**
Figure.III.6. condution de prédemencienment des voile -2- **30**
Figure.III.7. condution de prédemencienment des voile -3- **31**
Figure.III.8. condution de prédemencienment des voile -4- **31**
Figure.III.9.schema des poutres **33**
Figure.III.10.la surfaces suporté par le poteau le plus solicité **37**

CHAPITR IV: ETUDE DYNAMIQUE

Figure .IV.1. positionnement des voiles (vue en 3D) 41
Figure .IV.2. positionnement des voiles (vue en plan) **42**
FigureIV. -3 : caractéristiques géométriques d'un refend plein..... **44**
Figure .IV.4.Le comportement des trois premiers modes..... **51**

Figure.IV. 5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement.....**55**
Figure.IV. 6. Distribution des forces sismiques.....**56**
Figure.IV.7.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....**57**
Figure.IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....**57**
Figure .IV.8. Le comportement troix premier modes **62**
Figure.IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X.....**65**
Figure .IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y.....**66**
Figure .IV.11. Propriétés dynamique de la structure calculé en fonctions des caractéristiques de deux bétons **71**
Figure .IV.12. Poids de la structure estimé pour chaque béton **72**
Figure .IV.13. Sollicitations de la structure calculées pour chaque béton.....**73**
Figure .IV.14. Déplacement inter- étages de la structure calculées pour chaque béton **74**
Figure .IV.15. Comparaison de l'effet Force - Déplacement sur chaque étage de la structure calculé pour chaque béton **74**

LISTE DE NOTATION

Notations en majuscules :

BGN beton de granulats normales

BGLB béton agranulats résyclée de brique

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
	Aire d'une section d'acier,
A_s	Section d'armatures transversales,
A_t	Aire D'une section de béton,
	Diamètre,
B	Module d'élasticité longitudinale,
D	Module de déformation longitudinale du béton,
	Module d'élasticité de l'acier,
E	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
E_b	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
	Force ou action en général,
E_i	Action permanente, module d'élasticité transversale,
E_s	Charges d'exploitations,
	Moment d'inertie,
E_v	Coefficient,
F	Longueur ou portée,
	Longueur de flambement,
G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes,
Q	Moment en général, moment de flexion le plus souvent,
	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,
I	Moment de calcul ultime,
K	Moment de calcul de service,
	Moment en travée,
L	Moment sur appuis,
L_f	Effort normal,
	Espacement des armatures transversales,
M	Effort Tranchant, période,
M_G	Effort tranchant a la base,
	Facteur de terrain,
M_Q	Paramètre de rugosité,
M_u	Hauteur Minimale,
	Coefficient de rugosité,
M_{ser}	Cohésion,
M_t	Coefficient dynamique,
	Coefficient d'exposition,
M_a	Coefficient de pression extérieure,
N	Coefficient de pression intérieure,
	Coefficient de pression nette,
S_t	Force résultante,
T	Force de frottement,
	Coefficient de topographie,
V_0	Effort tranchant à la base,

K_t Facteur de terrain,

Z_0 Paramètre de rugosité,

Z_{min} Hauteur Minimale,

C_r Coefficient de rugosité,

C_t Coefficient de topographie,

C_d Coefficient dynamique,

C_e Coefficient d'exposition,

C_{pe} Coefficient de pression extérieure,

C_{pi} Coefficient de pression intérieure,

C_p Coefficient de pression nette,

R Force résultante,

F_{fr} Force de frottement,

C Cohésion,

C_c Coefficient de compression,

C_s Coefficient de sur consolidation,
Fiche d'ancrage,

D Teneur en eau, Poids total de la structure,

W Teneur en eau saturé,
Limite de liquidité,

W_{sat} Limite de plasticité,

W_L

W_p

N_q, N_γ, N_c Facteurs de portance,

S_r Degré de saturation,

I_p Indice de plasticité,

I_c Indice de consistance,

S_c Tassement oedométrique,

S_c^T Tassement total,

S_c^{adm} Tassement admissible,

E.L.U Etat limite ultime,

E.L.S Etat limite service,

Notations en minuscules :

a une dimension,

b une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),

d distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,

d' distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,

e épaisseur, Indice des vides,

cg grosseur des granulats,

f résistance d'un matériau (avec indice), flèche,

f_e limite d'élasticité de l'acier,

f_{cj} résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,

f_{tj} résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,

f_{c28}, f_{t28} grandeurs précédentes avec j =28 jours,

h hauteur totale d'une section de béton armé,

i rayon de giration d'une section,

j nombre de jours,

k coefficient en général,

l longueur ou portée (on utilise aussi L),

n coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,

s espacement des armatures en générales,

s_t espacement des armatures transversales,

x coordonnée en général, abscisse en particulier,

y coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,
profondeur de l'axe neutre,

z coordonnée d'altitude,

q_{dyn} pression dynamique,

$q_{réf}$ pression dynamique de référence,

q_j pression dû au vent.

Notations en minuscules :

Ø diamètre des armatures, mode propre,

γ_s coefficient de sécurité dans l'acier,

γ_b coefficient de sécurité dans le béton,

ε déformation relative,

ε_{bc} raccourcissement relatif du béton comprimé,

ε_s allongement relatif de l'acier tendu,
ε'_s raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν coefficient de poisson, coefficient sans dimension,
ρ rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,
σ contrainte normale en général,
λ élancement,
τ contrainte tangente (de cisaillement),
σ_{bc} contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc} contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s,
$\overline{\sigma}_s$ contrainte de traction admissible de l'acier,
$\overline{\sigma}_{bc}$ contrainte de compression admissible du béton,

INTRODUCTION GENERALE

Une des premières consignes essentielles dans la construction des bâtiments est la qualité et la nature des matériaux utilisés. Le matériau le plus couramment utilisé dans les bâtiments parasismique est le béton armé, constitué de béton et de barres d'acier. Le béton va permettre la résistance aux forces de compressions et l'acier va permettre la résistance aux forces de tractions. En effet, le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression considérable, de l'ordre de 25 à 35 MPa, ce qui est 10 fois plus important que sa résistance en traction. Pour compenser sa faible résistance en traction des armatures en acier vont être disposés à l'intérieur du béton. De plus, l'acier possède une excellente résistance aux forces de traction grâce à sa ductilité.

Le travail présenté consiste en l'étude de l'influence des caractéristiques de bétons à base de granulats légers sur le comportement d'une structure de contreventement mixte (portique + voiles). Les granulats légers sont nombreux ils ont deux effets contradictoire, d'une part ils minimisent la masse du béton, d'autre part et pour la plupart ils diminuent la résistance du béton. Pour balancer entre les deux effets, c'est-à-dire pour avoir un béton léger de bonne résistance il suffit de formuler un béton de granulat qui port ces deux propriétés, et ce le cas de granulats de pouzzolane, schiste. Dans la nature ces quantités sont limitées. Ce qui demande la recherche de d'autre source.

Acculement les granulats légers pouvant être issus de sous-produits industriels, ils permettent de plus de préserver les ressources naturelles en granulats et constituent une filière de valorisation des sous- produits. Parmi ces déchets, les débris de brique peuvent être concassés utilisés comme granulats pour la fabrication du béton. Cependant le premier emploi considérable de brique recyclée comme granulats dans le béton a été marqué à la fin de la seconde guerre mondiale, dans les pays d'Europe qui ont été très ravagés, comme la République Fédérale Allemande par exemple.

En effet, l'étude de la structure ne peut pas être réalisé sans l'introduction des caractéristiques du béton dans la modélisation. Ce qui nécessite la fabrication d'un béton léger. Une étude expérimentale a été faite au niveau de laboratoire pour déterminer les caractéristiques d'un béton léger. En parallèle, nous avons fabriqué un béton témoin de même composition dont la

différence réside dans le type de granulats, où nous utilisé des granulats courants, dont le but est d'évaluer l'effet des granulats léger sur la qualité du béton.

Notre étude sera présentée sous les titres suivants :

- Présentation de l'ouvrage
- Evaluation des charges et sur charges
- Calcul des éléments secondaire (planchers).
- Calcul dynamique.
- Calcul de ferraillage des éléments résistants (poutres, poteaux et voile)

A la fin nous clôturons notre étude par conclusion générale.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 INTRODUCTION

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Le présent travail a pour objet l'étude d'une structure **(RDC+7étages)** à usage d'habitation avec un système de contreventement mixte (portique+voile).

L'implantation de cette ouvrage se fera dans la ville de Khmis El khechna Wilaya de Boumerdas ; classé dans une zone de sismicité élevée (**zone III**), selon le règlement parasismique Algérien **RPA99 version 2003.**

I.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre bâtiment est composé d'un Rez de chaussée et 7étages étages.

I.3.DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

I.3.1.Dimension en élévation :

Hauteur de RDC..... 3.06 m.

Hauteur d'étage courant ..... 3.06 m

Hauteur totale du bâtiment sans acrotère. 24.48m

Hauteur totale du bâtiment avec acrotère ..... 25.28 m

I.3.2.Dimension en plan

- Longueur totale suivant (y-y) :.....30.05m.
- Largeur totale suivant(x -x) :.....15.75 m.

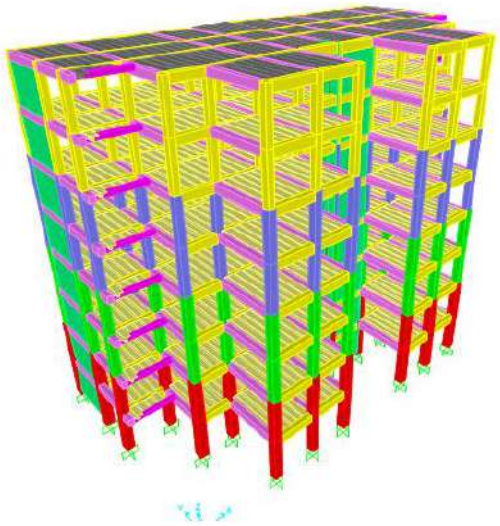


Figure.I.1.module de structure

I.4.Données de site

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (**zone III**).

L'ouvrage appartient au groupe **d'usage 2.**

Le site est considéré comme **ferme.**

Contrainte admisible de sol**: 1.4 [bar].**

Ancrage des fondation par rapport la cote de terrain naturel : **2.00 m.**

Agressifité de sol **non agrissif.**

Le sole est constitué de **argile limoneuse , sable argileux.**

I.5.Ossature de l'ouvrage

L'ossature de notre structure est constitué par des portiques auto stable en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens, donc d'après (**RPA99 version 2003**):

Le système de contreventement du bâtiment est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques .

I.6.Classification du bâtiment selon (RPA99 version2003)

Selon le règlement RPA notre bâtiment est classé dans le **groupe 2** (ouvrage d'importance moyenne); car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse **pas 48 m.**

1.3.5.Planchers

En fonction de l'intensité des charges sur les planchers, nous avons opté plancher à cors creux pour tous les étages.

I.3.6.Maçonnerie

- Mur extérieur : façade en double cloison d'épaisseur 30 cm avec une l'âme d'air de 5 cm séparant les briques creuses de 15 cm et de 10 cm.
- Mur intérieur : à simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I.3.7.Escaliers

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation d'usages.

Dans notre projet on a un seul type d'escalier ; escaliers droit composée de deux volées réalisés en béton armé.

I.3.8 .Revêtement :

Le revêtement sont constitué de :

- enduit de plâtre pour les murs (façade intérieure) et les plafonds.
- enduit de ciment crépissage des façades extérieures.
- carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau.

CHAPITRE II :

FORMULATION DE BETON

II.1.INTRODUCTION

Ce chapitre présente d'abord les principales caractéristiques des matériaux utilisés dans la formulation des bétons ainsi que les formulations des bétons testés, suivies par les résultats des essais. Dans ce travail nous avons utilisé les matériaux locaux disponibles sur le marché algérien tels que le ciment, les granulats et les superplastifiants.

Pour étudier l'effet de caractéristiques du béton sur le comportement des structures, on a deux types de bétons ont été préparés : béton de granula normale 40,63MPa, et un Béton de granulats léger :(Brique)égale 44,55 MPa.



Figure.II.1. Béton de granula normal et Béton de granula de Brique

II .2.Caractérisation des matériaux- formulation et essais

Les constituants entrant dans la composition des bétons sont :

II.2.1 Ciment

Pour la confection de bétons nous avons utilisé un ciment portland composé de type CEM II/B 42,5 R (Matine) provenant de la compagnie Lafarge. La consistance normale de la pâte de ciment varie entre 25.5% et 28.00%. Les principales caractéristiques physico-chimiques du ciment sont détaillées dans le tableau

Analyse chimique du ciment	Perte au feu (%) (NA 5042)	7.00-9.50
	Résidus insolubles (%) (NA 5042)	1.50-3.00
	Teneur en sulfates SO3 (%) (NA 5042)	2.00-2.50
	Teneur en oxyde de magnésium MgO (%)	1.90-2.30
	Teneur en chlorures (%) (NA 5042)	0.01-0.03
Composition hypothétique du clincker	Silicates tricalciques C_3S (%)	58.00-64.00
	Aluminates tricalciques C_3A (%)	6.00-8.00

Figure.II.1 : Composition chimiques et propriétés physiques du ciment



Figure.II.2. le sac de ciment

II.1.2 Granulats



Figure.II.3.préparation des granulats dans l'étuve avant l'utilisation

I.1.2.1I.Le Sable :

Le sable utilisé dans notre travail est un sable de dune provient de la région de Oued-Souf situé à 500 Km au de Sud Est d'Alger, sa classe granulaire est 0/5. La Figure suivante donne un aperçu sur la nature du sable utilisé.



Figure.II.4 : Sable d' Oud-souf

L'analyse granulométrique du sable est présentée dans les Tableaux suivant :

Tableau.I.1. Analyse granulométrique sable selon la Norme NF EN 933-1.

Tamis (mm)	Rc (g)	Rc %	Tamisa %
5	0	0	100
4	3	0,1	99,1
3,15	15,5	0,52	99,48
2,5	36	1,2	98,8
2	68,6	2,87	97,13
1,25	243,3	8,11	91,89
0,63	1733,6	57,79	42,21
0,315	2667,8	80,03	19,97
0,16	2948,2	88,45	11,15
0,8	2994	89,82	10,18

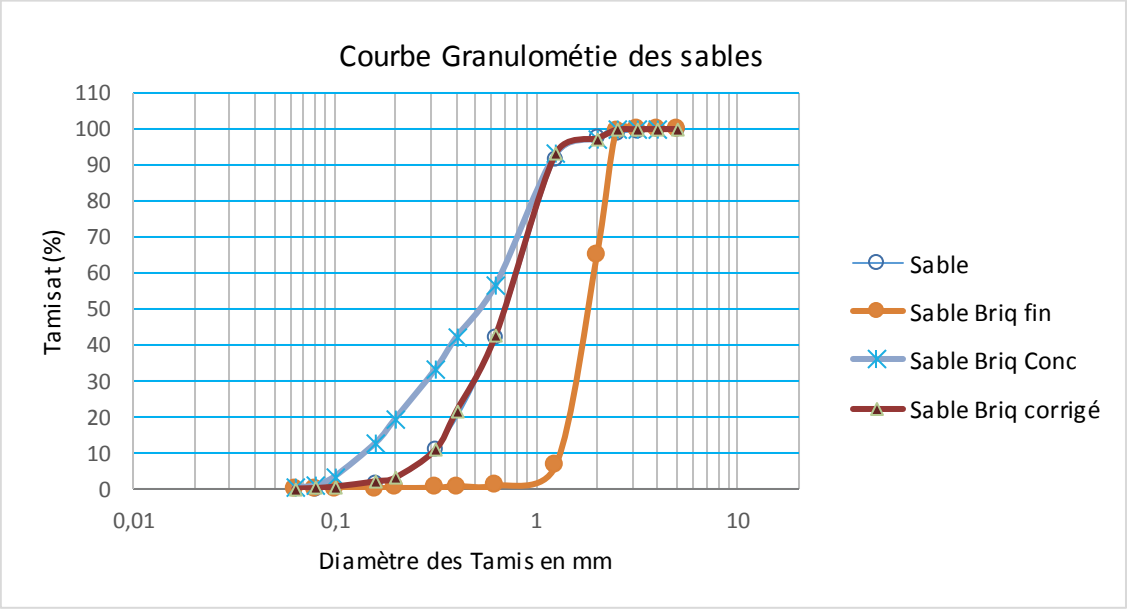


Figure.II.5.Analyse granulométrique des Sable

Equivalent de sable selon la norme NF EN 993-8

Le sable est un élément très essentiel qui joue un rôle très important dans la composition

de béton. Donc il faut être très vigilent dans le choix du sable qui a des meilleures caractéristiques qui donnent un béton solide homogène.

Cet essai, est utilisé de manière courante pour évaluer la propreté des sables utilisés pour la composition du béton. L'essai consiste à séparer les particules fines continues dans le

sable, une procédure normalisés permet de définir un coefficient d'équivalant de sable qui quantifie la propreté du sable.

L'équivalent du sable est calculé suivant la formule ci-dessous :

Esv=(H1/H2)100 **Es=(H'1/H2)100**

Avec :

- Es: équivalent de sable mesuré au piston.
- Esv :équivalent de sable mesurévisuellement.
- H1 : hauteur du sable propreseulement.
- H′1 : hauteur du sable propreseulement au piston.
- H2 : hauteur du sable propre et élément fins.



Figure.II.6. Essai d'équivalent de sable

- **Masse volumique**

Les masses volumiques apparente et absolue du sable utilisé ont été mesuré d'après la norme **NF EN 1097-3** et la norme **NF EN 1097-6**.



Figure I.7.Essai masse volumique

les principales caractéristiques du sable utilisé est présentée dans le tableau suivant

Tableau.II.2.Propriétés physiques d'identification de sable utilisé

Caractéristique	Sable d'Oued – Souf	Sable de briqueconcassé	Normes
Classe granulaire	0 /5	0 /5	/
Module de finesse	2,36		NF EN 933-1
Masse volumique absolue (g/cm3)	2,6	2,38	NF EN 1097-6
Masse volumique apparente (g/cm3)	1,41	1,15	NF EN 1907-3
Equivalent de sable (%)	A vue = 85,89	A vue = 89,77	NF EN 933-8
	A piston=91,3	A piston=90,9	
Taux d'absorption d'eau (%)	0,44		NF EN 1097-6

II.1.2.2.Les graviers

Il provient de la carrière de MON GUORNO de la région de STIF, Algérie, avec deux fractions granulaires de 3/8 mm et 8/15 mm .Les Figures suivante donnent un aperçu sur la nature de gravierutilisés



Figure.II.8.Gravier 8/15 de Mokorno.



Figure.II. 9.Gravier 3/8 de Mokorno.

II.1.2.3.Gravier de brique concassé



Figure.II.10.Gravie de brique concassé 8/15



Figure.II.11.Gravie de brique concassé 3/8.

A partir des essais fait dans laboratoire on a les résultats suivants

Tableau.II.3.Propriétés physiques d'identification desgraviersutilisé

Caractéristique	gravier de Mon Guorno		Briqueconcassé		Normes
Classe granulaire	**3/8**	**8/15**	**3/8**	8/15	/
Masse volumique absolue (g/cm3)	2,6	2,61	**2,14**	**2,11**	NF EN 1097-6
Masse volumique apparente (g/cm3)	1,38	1,39	**1,04**	**1,08**	NF EN 1097-3
Taux d'absorption d'eau (%)	**14,09**	**10**	**7**	**1,8**	NF EN 1097-6
LOS ANGELES	25,86	17,28	**19,77**	**12,98**	NA EN 458

Les propriétés physiques et l'analyse granulométrique de gravie sont présentées dans les tableaux I.4, I.5.

Tableau .II. 4.Analyse granulométrique de gravie, fraction 3/8

Tamis	Refus cumulès (g)	Rufuscumulè (%)	Tamisat (%)
10	6,4	0,32	99,68
8	299	14,95	85,05
6,3	1160,3	58,015	41,985
5	1758,6	87,93	12,07
4	1974,1	98,705	1,295
3,15	1995,2	99,76	0,24
2,5	1997,9	99,895	0,105
2	1998,6	99,93	0,07

Tableau .II. 5.Analyse granulométrique de gravie, fraction 8 /15

Tamis, (mm)	Refuscumulés (g)	Refuscumulé (%)	Tamisat (%)
16	24,4	1,21	98,79
12,5	420,2	21,03	78,97
10	1142,6	57,20	42,8
8	1594,5	79,82	20,18
6,3	1935,8	96,91	3,09
5	1986,6	99,45	0,55

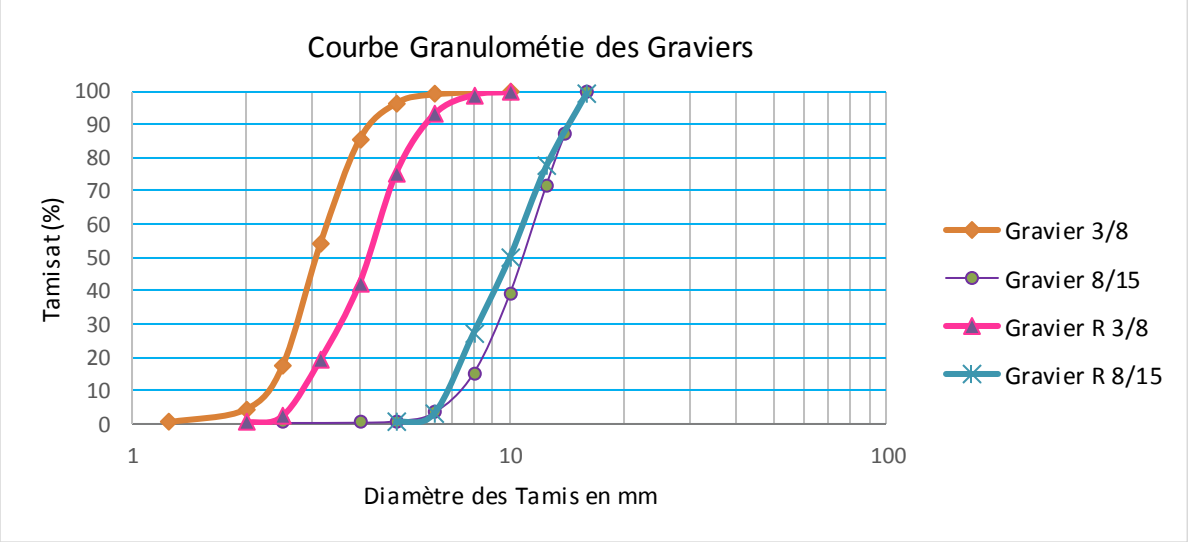


Figure.II.12.Analyse granulométrique des granulats (GN 3/8, GN 8/15)- méthode de Dreux.G



Figure.II.13.essai d'analyse granulométrique

- **La dureté**

La dureté des granulats utilisés a été contrôlée par l'essai de Los- Angeles conformément
à la norme **NA EN 458**.

Le coefficient L.A est calculé en utilisant la formule :**LA = ((m1 – m2) / m1)) × 100 %**

Avec :

m1 : la masse de la quantité de gravier avant l'essai [g].

m2 : la masse du refus à 1.6mm [g]



Figure.II.14.La machine de Los Angeles

II.1.2.4.Superplastifiant :

Pour cette étude, nous avons utilisé un super plastifiant haut réducteur d'eau de la troisième génération et de forme liquide brun clair, d'un PH égal à 6± 1, de densité 1,06 ± fabriqué par la société SIKA et commercialisé sous le nom suivant : VISCOCRETE TEMPO 12 sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0,5% à 2% du poids de ciment,



Figure.II.15.Type de super plastifiant utilisé

Tableau.I.6.Les caractéristiques de superplastifiant

Apparence physique	
Famille	**PCI**
Intervalle du dosage	0,2 à 3,0%
Forme	**Liquide**
Couleur	brun clair à foncé
PH	4,5 ± 1,0
Teneur en chlore	≤ 0,1 %
Extrait sec	29 ± 1,5%
Densité	1,06 ± 0,01

II.1.2.5.Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée est une eau potable de robinet, qui ne contient pas d'impuretés. Sa température était comprise entre 10 et 22°C.

II.1.3.Confection des Eprouvette

Dans le cadre de ce programme expérimental, nous avons considéré deux types de béton :

- un béton de Granulats normal sans ajouts de granulats d'argile expansée
- un béton léger à base de granulats d'argile expansée Leca . Nous avons utilisé la méthode de dreux-Gorisse.

Pour la formulation du béton de granulats normal . Les bétons de granulats de briques sont obtenus par des substitutions volumiques des granulats de MON GUORNO par les granulats d'argile

II.1.3.1. Béton de granulats normal

Le béton de granulats normal étudié est un béton ayant une ouvrabilité plastique et une résistance mécanique minimale visée à 28 jours égale à 40,63MPa

II.1.3.2. Bétons de granulats légers (de briques)

Les formulations préconisées pour les bétons à base d'argile sont le résultat de substitutions volumiques de 50% ,100% de gravier par les granulats d'argile de même taille. Les compostions à différents taux de remplacement sont regroupés dans le Tableau suivant :

Tableau.II.7.Composition de béton de granulats normal et béton de granulas léger d'un 1 m3.

Composant (kg/ m3)	Ciment	Sable	Graviers 3/8	Graviers 8/15	Granulats légers	Eau	SP	E/C
BGN	450	566	314	790	0	164	4,5	0,45
BLGB (12,5)	314	691,25	21,05	4,5	374	189	5,9	0,60
BLGB (25)	314	592,5	42,10	4,5	374	189	5,9	0,6
BLGB (50)	314	395	84,20	4,5	440	251	5,9	0,79





Figure.II.16.Equipement nécessaire pour malaxage

- **Désignation des bétons**

Les différents composites de béton avec ou sans granulats d'argile désignés de la façon suivante :

1- Béton sans granulats d'argile

2- Béton léger à base bille d'argile expansée leca (,50%,100 %)



Figure.II.17.Béton léger à base bille d'argile expansée leca (100%)



Figure.II.18.Béton léger à base bille d'argile expansée leca (50%)

II.4. Malaxage

La séquence de malaxage et la composition du béton ont un rôle important pour avoir une hydratation correcte, ce qui conduit à un béton performant et durable. Le malaxage des bétons élaborés au laboratoire a été effectué dans un malaxeur à cuve verticale tournante d'une capacité de 56 L. pour la confection des éprouvettes cubiques (10x10x10) cm3 et prismatique (7x7x28) cm3. Les étapes suivis sont :

- Malaxer le sable, ciment et gravier (3/8 et 8/15) et granulats léger pendant 30 secondes pour homogénéiser le mélange.
- Ajouter pendant 1 minute la première quantité d'eau (Eau1 = 70% Eau)
- Ajouter pendant 1 minute le superplastifiant dilué dans le restant de l'eau de gâchage (Eau2 = 30% Eau)
- Malaxer le mélange pendant 5 minutes.



Figure.II.19.Le malaxage des bétons au laboratoire.

II.5.Fabrication des éprouvettes

Après le malaxage qui dure environ 5 minutes et un maintien de 30 minutes, le béton est prêt à l'emploi. Le béton est introduit dans des moules déjà graissés par une huile pour faciliter le démoulage après 24 heures de leur coulage. Le coulage est exécuté en deux couches vibrées jusqu'à la stabilisation de niveau du béton. Le but de la vibration est le remplissage parfait du moule.

A la fin du coulage, il faut araser les éprouvettes à l'aide d'une règle selon les normes NF P18-422.La face supérieure de l'éprouvette doit être lisse est bien finie.

Dans notre étude on a confectionné trois éprouvettes cubiques (10×10×10) cm3 pour l'essai de compression, trois éprouvettes prismatiques (7×7×28) cm3 pour l'essai de traction par flexion (c'est pour chaque béton).



Figure.II.20.Fabrication des éprouvettes

II.6.Conservation des éprouvettes

Apres le démoulage, toutes les éprouvettes sont protégées contre le séchage à jeune âge dans l'eau pendant 7 jours (Figure.I. 19).



Figure.II.21.mode deconservation des éprouvettes

II.7. Les résultantes

II.7.1. A l'état frais :

L'ouvrabilité (cône d'ABRAMS)

Les résultats d'essai d'affaissement au cône d'Abrams sur les bétons sont présentés sur la figure suivant :







BGLB (Afs = 14 cm)





BGN (Afs = 7cm)

Figure.II.19.Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

Tableau .I.8.Consistance du béton suivant l'essai d'affaissement au cône d'Abrams

Affaissement au cône Af	Consistance	Désignation (Norme NF P 18-305) [62]	Classe (Norme ENV 206) [63]
De 1 à 4 cm	Ferme	F	S1
De 5 à 9cm	Plastique	P	S2
De 10 à 15 cm	TrèsPlastique	TP	S3
Supérieur à 16 cm	Fluide	FL	S4

Tableau.II.9.Caractéristiques de béton à l'état frais

Mélange	BGN	BLGB
Affaissement (cm)	7	14

II.7.2 A l'état durci :

a) Essai de compression

La résistance à la compression a été mesurée selon la norme [EN 196-1] par Compression axiale pour des éprouvettescylindrique (32×16) cm, à 3,7, 28jours, à l'aide d'une presse de capacité de 2000 KN



Figure.II.20. Essais d'écrasement

b) Essai de traction par flexion

Selon la norme [EN 196-1], c'est l'essai le plus couramment utilisé. Il consiste à rompre en flexion (par trois points) (Figure II .32), une éprouvette prismatique de côté a et de

longueur L. Dans notre étude, cet essai est effectué sur des éprouvettes prismatiques de dimensions (7×7×28) cm à 28 jours.



Figure .II.21. Dispositif pour l'essai de résistance à la traction

II.7.3. Les résultats





Figure.II.22:résultat d'Essai d'écrasement

Tableau.II.23. Résultat d'Essai d'écrasement

Béton	fc28 (MPa)
BGN	40,63
BGLB	44,55

II.7.4. Conclusion

Dans notre étude, nous avons utilisé les matériaux locaux, disponibles sur le marché Algérien (le ciment, les granulats, les super plastifiant) pour fabriquer les deux bétons Témoin et légers, la formulation du deuxième type (beton de granulats recyclé) nous avons utilisé le dechets de brique comme granulats.

Les essais menés au cours de cette étude ont été effectués sur les bétons pour déterminer leurs caractéristiques à l'état frais (Essai d'affaissement au cône d'Abrams), et à l'état durcis (compression, traction par flexion).

Les resulats de l'étude expérimental ont été exploités pour évaluer l'influence des caractéristiques du béton sur le comportement de notre structure.

CHAPITRE III :

EVALUIATIONS DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENTS

III.1.EVALUATION DES CHARGES ET SUR CHARGES

Pour avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage, la distribution des charges et surcharge (poids propre, surcharge d'exploitation, vent, neige, séisme) au niveau de chaque élément porteur et à chaque plancher s'avère nécessaire.

Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en oeuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

Les charges d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisémentque le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

III.1.1.Plancher terrasse

a) Charges Permanentes

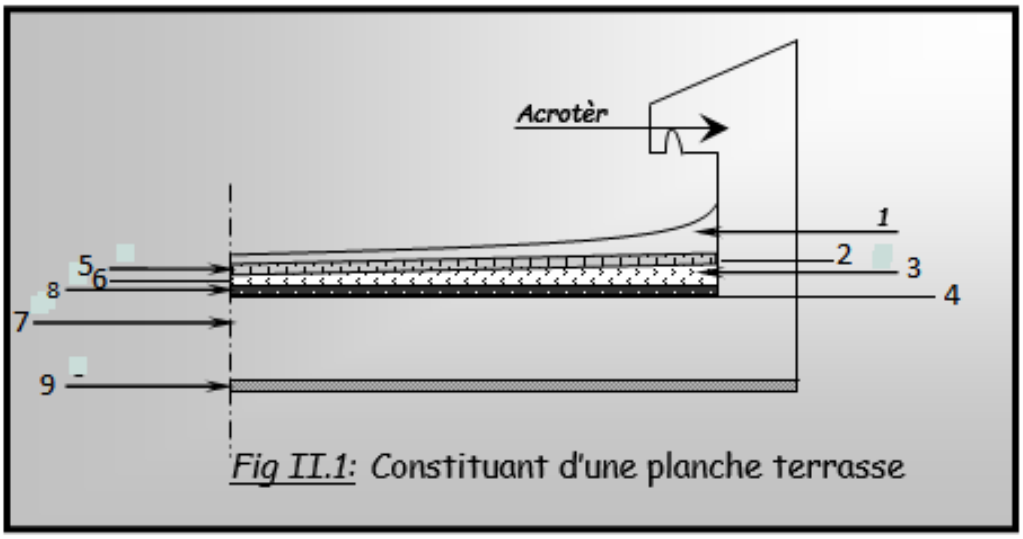


Figure.III.1.constituant d'une plancher terrasse

Tableau.III..1.charges permanantes de plancher terrase

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (Kn/m3)	P (Kn/m²)
-1-	Protection (gravillon roulé)	0,04	20	0.80
-2-	Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
-3-	Papier kraft	---	---	0.05
-4-	Film polyane	---	---	0.05
-5-	Liége polystyrène	0,04	4	0.16
-6-	pare vapeur	0,01	6	0.06
-7-	Plancher corps creux (20 + 5)	0,2	13.75	2.8
8	forme de pente en béton	0.1	22	2.2
-9-	Enduite en plâtre	0,01	10	0.10
			G=6.33KN/m²	

b) Surcharge D'exploitation

Terrasse inaccessible Q=1kn/m²

III.1.2.Plancher étage courant:

a) Charges Permanentes

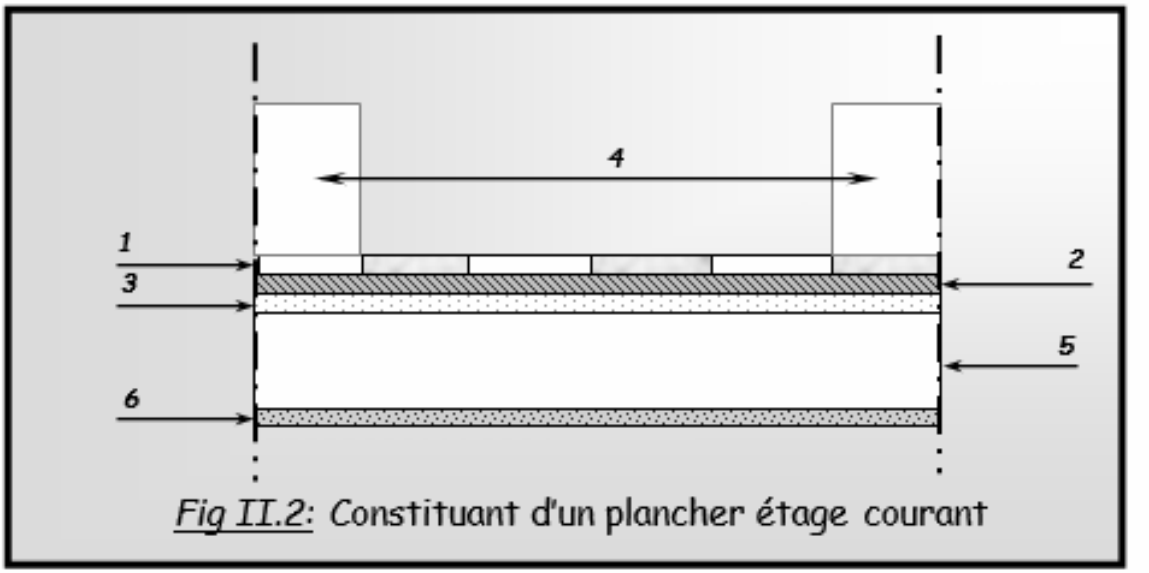


figure.III.2.constituant d'un plancher étage courant

Tableau.III.2.charges permanantes de plancher de étages courants

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (Kn/m3)	P (Kn/m²)
-1-	Carrelage	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0.40
-3-	Lit de sable	0,02	17	0.34
-4-	Cloisons	-------	-------	1.26
-5-	Plancher corps creux (20+ 5) cm	0,2	13.75	2.8
-6-	Enduit en plâtre	0,01	10	0.1

b) Surcharge D'exploitation :

Usage habitation **Q=1.50Kg/m².**

II.1.3.Acrotère :

a) Charges Permanentes :

Poids propre 1.98 Kn/m²

Revêtements 0.42 Kn/m²

G = 1.4 kn/m²

b) Surcharge D'exploitation :

Due à la main courante **Q=1Kn/m²**

III.1.4. scaliers

a) Charges Permanentes

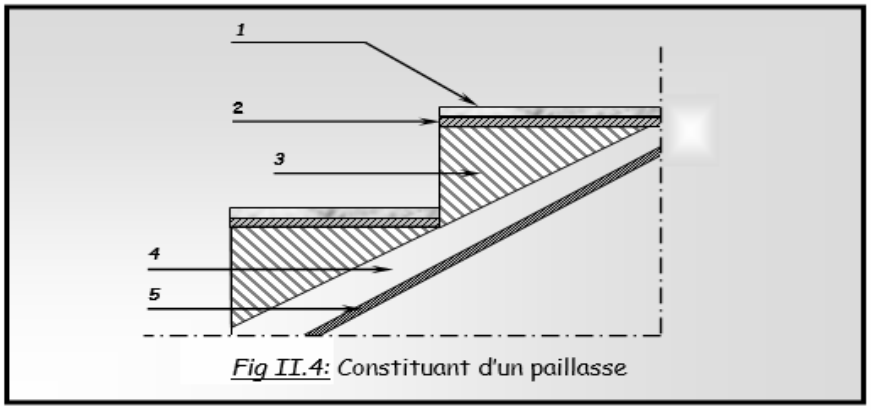


Figure.III.3.constituant d'un paillasse

Palier :

Tableau.III.3.charges permanantes de palier

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (Kn/m3)	P (Kn/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	2200	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	2000	0.40
-3-	Lit de sable	0,02	1700	0.36
-4-	Dale en béton armé	0,15	2500	3.75
-5-	Enduit en ciment	0,01	20	0.2
			G=5.15Kn/m²	

Paillasse :

Tableau.III.4.charges permanantes de paillasse

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (Kn/m3)	P (Kn/m²)
-1-	Carrelage grés céramique	0,02	22	0.44
-2-	Mortier de pose	0,02	20	0.40
-3-	Lit de sable	0,02	1700	0.36
-4-	Marches	0,17/2	22	1.87
-5-	Paillasse (0.15/cos□)	0,15	25	3.75
-6-	Enduit en ciment	0,01	20	0.2
			G=7.02Kn/m²	

b) Surcharge D'exploitation

Ouvrage d'habitation **:** **Q=2.50Kg/m²**

III.1.5.Murs extérieurs en maçonnerie

a) Charges Permanentes

La maçonnerie utilisée est en brique (double cloison) :

Tableau.III.5.charges permanantes des mures exterieures

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (Kn/m3)	P (Kn/m²)
-1-	Enduit extérieur	0,02	18	0.36
-2-	Briques creuses (15 cm)	0,15	9	1.35
-3-	Briques creuses (10 cm)	0.10	9	0.9
-4-	Enduit en platre intérieur	0,02	10	0.2
			G= 2.81kg/m².	

III.1.6.Murs intérieurs en maçonnerie:

Tableau.III.6. charges permanantes des mures interieurs

Nombre	Désignation	Ep (m)	Mv (Kn/m3)	P (Kn/m²)
-1-	Enduit extérieur	0,02	10	0.2
-2-	Briques creuses	0,1	9	0.9
-4-	Enduit intérieur	0,02	10	0.27
			G= 1.30 kn/m².	

III.2.PRE DIMENSIONNEMENT:

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des sections des différents éléments constituants la structure. Il devra respecter les prescriptions des règles CBA93 et des RPA99/Version2003, il contribue aussi dans la détermination d'épaisseurs économiques à fin d'éviter un sur coût d'acier et de béton.

III.2.1.Pré dimensionnement des planchers

a) dalle a corps creux (RDC + PLANCHER COURANT)

Pour des planchers courants (avec charge modérée) et pour des raisons économique et mise en œuvre, on opte généralement pour des plancher en corps creux, avec des poutrelles préfabriqués.
On peut utiliser une formule empirique pour la détermination de la hauteur de la poutrelle tel que:

$$h \geq \frac{h}{22,5} \quad [6]$$

Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression+corps creux .

L : la portée maximale de la poutre

L_{Max} =5.60m (dans les deux blocs à étudié)

h

$$h \geq \frac{h}{22,5} \Leftrightarrow \quad h > 0.249m$$

On prend : h = (20+5) cm

Conclusion :

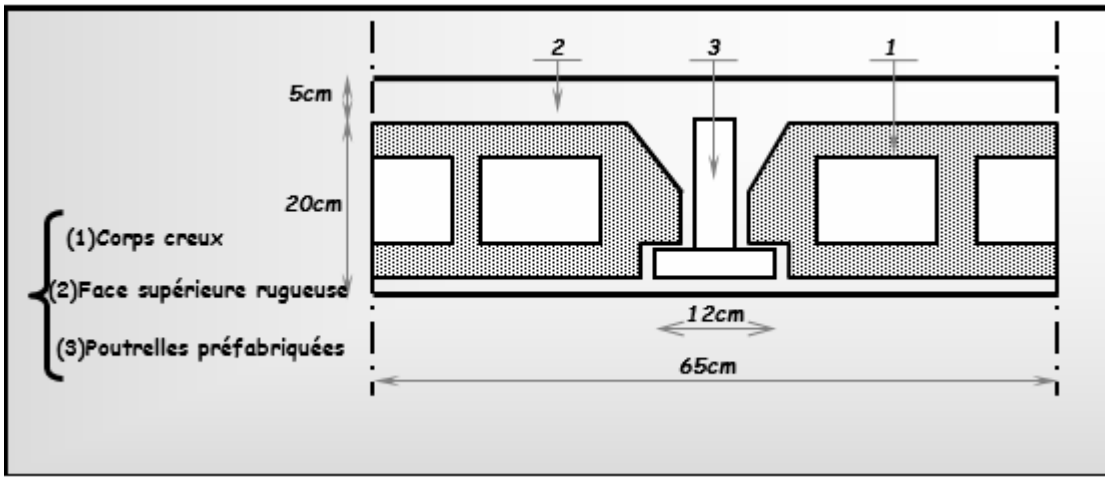


Figure.III.4.plancher a courps creux

III.2.2.Pré dimensionnement des voiles

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version2003, sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$$L \geq 4e \qquad \text{Avec} \qquad \begin{cases} \text{L : longueur du voile} \\ \text{e : épaisseur du voile} \end{cases}$$

L'épaisseur minimale du voile est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes

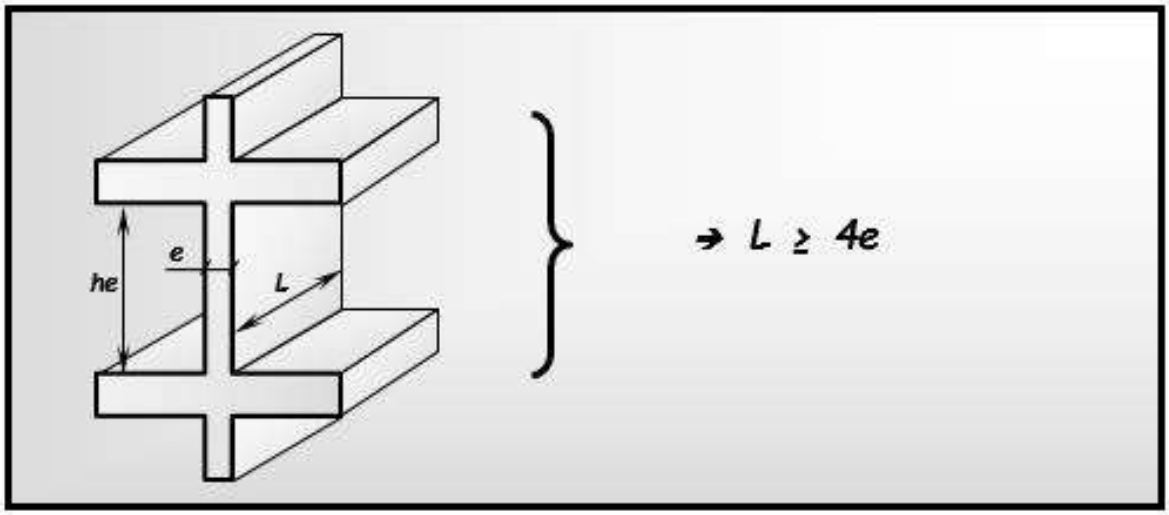


Figure.III.5.condution de prédemencienment des voile -1-

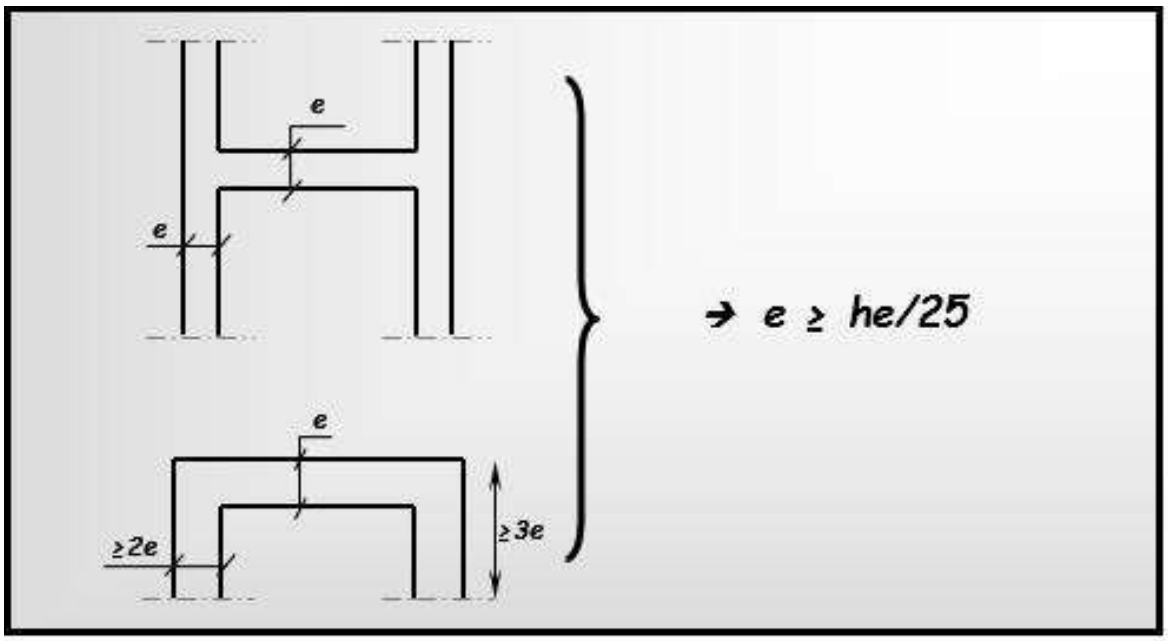


Figure.III.6. condution de prédemencienment des voile -2-

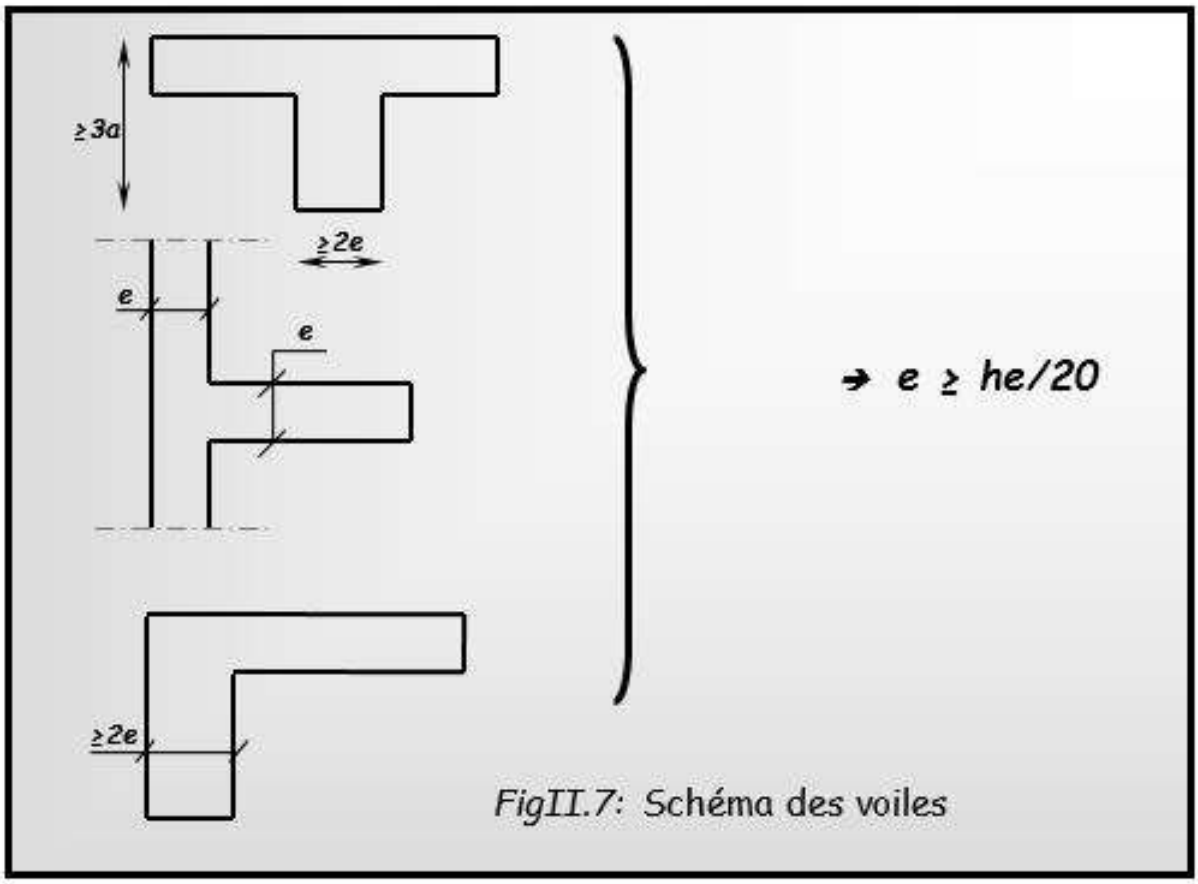


Figure.III.7. condution de prédemencienment des voile -3-

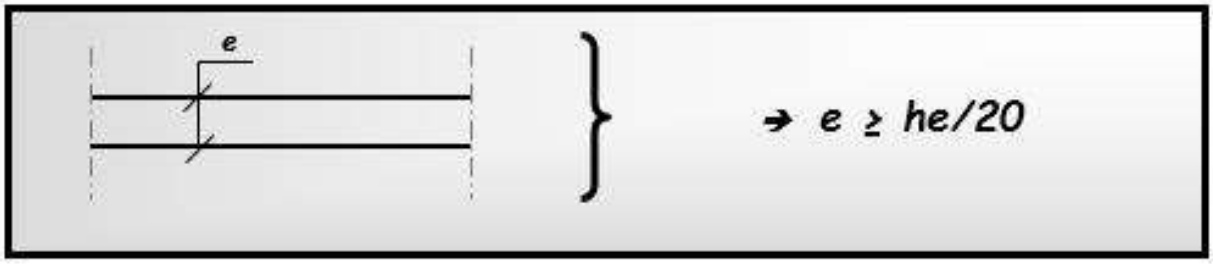


Figure.III.8. condution de prédemencienment des voile -4-

a ≥ (he/25,he/22,he/20).

Dans notre cas: a ≥ max (15cm; he/20)

Poure touts les étage he=3.06m

a≥max(15cm ; 306/20) = max (15 cm ; 15.3cm)

donc a ≥ 15.3 cm

on adobte : **a = 17cm** sur tout la hauteur de la structure

II.2.4.Pré dimensionnement des poutres

Le précautionneusement a été établi en tenant compte de la condition de flèche, selon BAEL 91.

- $\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10}$
- $0.6h \le b \le h$

Avec : L:Longueur maximale de la poutre mesurée à nu d'appuis.

h:La hauteur de la poutre.

b:Largeur de la poutre.

a) Poutres principales (L=5.6):

$\frac{5.6}{15} \le h \le \frac{5.6}{10}$

On choisit : ➔ h=55 cm ≥≥≤≤

0.6 x 55 ≤b ≤ 55

On choisit : ➔ b=35 cm

b) Poutres secondaires (L=4.50):

$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$ ➔ $30 \leq h \leq 45$

On choisit : ➔ h=45 cm

0.6x45 ≤ b ≤ 45

On choisit : ➔ b=35 cm

- **Vérification:**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 des RPA 99/Version2003

$b \geq 20\ cm$ (OK)

$h \geq 30\ cm$ (OK)

$\frac{h}{b} \geq 4$ (OK)

Conclusion :

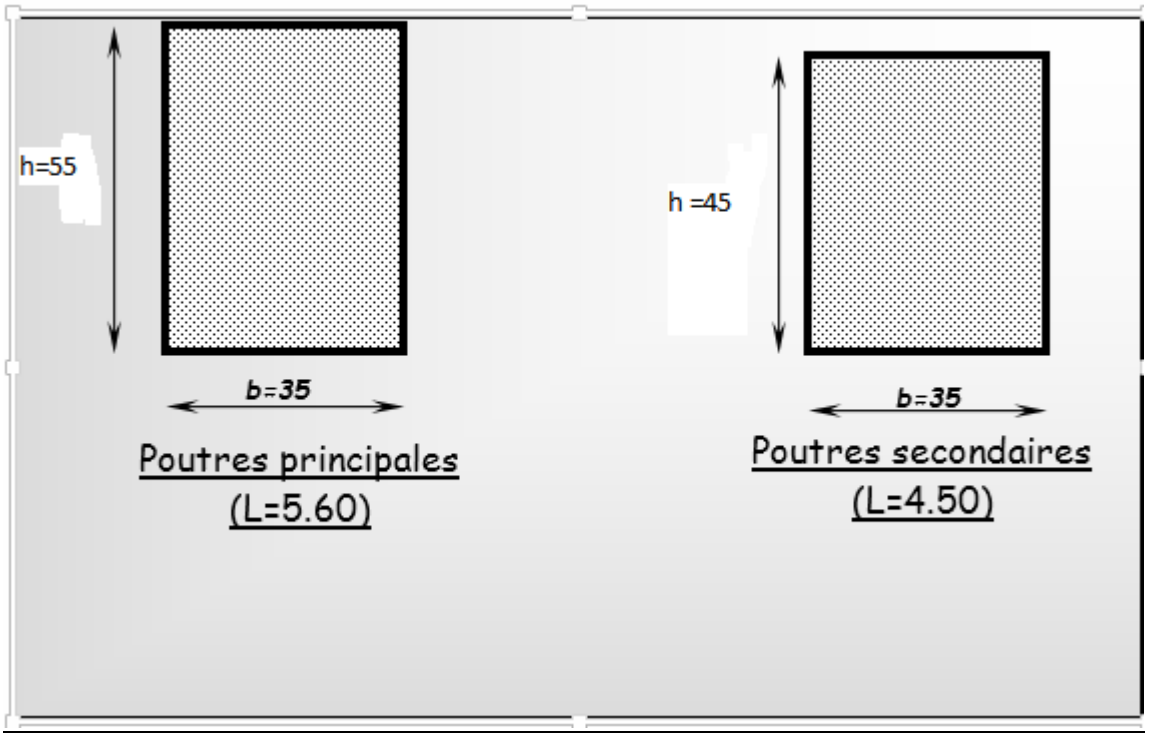


Figure.III.8.schema des poutres

Vérification de la flèche

$$\begin{cases} \bar{f} = 0{,}5 + \dfrac{L(cm)}{1000} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si : L > 500cm \\ \bar{f} = \dfrac{L(cm)}{500} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots si : L \leq 500cm \end{cases}$$

La flèche admissible est égale à :

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément repartie, la flèche est donnée par la formule suivante :

$$f_{max} = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$$

Avec :

- f_{max} : La flèche maximale de la poutre.
- L : La portée de la poutre.
- h : La hauteur de la poutre.
- b : La largeur de la poutre.
- q : La charge uniformément répartie a l'ELS, q = G + Gmur+Q (on prend les charges les plus défavorables).
- G : La charge permanente reprise par la poutre.
- G_{mur} : La charge permanente reprise par le mur extérieur.
- Q : La charge d'exploitation supportée par la poutre.
- Evj : module de Young différé du béton armé. : Evj =10818,86 MPa.
- I_b : Le moment d'inertie de la poutre au plan de flexion.

$$\mathrm{I_b} = \frac{bh^3}{12}$$

Poutre principale :

On a : L=5.60>5m

Donc : $f = \frac{560}{1000} = 1.06$ cm

Plancher-terrasse :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.55 \times 25 = 4.813$ KN/ml.

- Poids propre du plancher-terrasse :

$G_{plancher}$ = 6.33 x (4.37 - 0.35) = 25.4466KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1.00 x (4.37-0.35) = 4.02 KN/ml.

Poids total :P_{tot}= G_p + $G_{plancher}$ + $Q_{plancher}$

= = 34.27 KN/ml.

Plancher courant :

- Poids propre de la poutre : G_p = 0.35 x 0.55 x 25 = 4.813 KN/ml.

- Poids propre du plancher courant :

$G_{plancher}$ = 5.34x (4.37 - 0.35) =21.46 KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1.5 x (4.37-0.35)= 6.03 KN/ml.

Poids total: P_{tot} = G_p + $G_{plancher}$ + $Q_{plancher}$ =32.31KN/ml.

Alors :

on prend 34.27KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F \leq F_{limite}$

$$\mathbf{F = \left(\frac{5 \times 34.27 \times 560^4}{384 \times 10818{,}86 \times \left(\frac{35 \times 55^3}{12}\right)}\right) = 0.819\ cm}$$

F = 0.819cm

0.83 cm<F_{limite}= 1.06 cm…….. (C.V)

Conclusion

Pour les poutres principales (porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (35 x 55) cm2

Poutre secondaire :

On a : L=4.5m<5m

Donc : f= 450/500 = 0.9cm

Plancher-terrasse :

Poids propre de la poutre : G_p = 0.35 x 0.45 x 25 = 3.94KN/ml.

Poids propre du plancher-terrasse :

$G_{plancher}$ = 6.33 x (4.15– 0.35) = 24.054 KN/ml.

$Q_{plancher}$ = 1x (4.15-0.35) = 3.8KN/ml.

Poids total:P_{tot} = G_p + $G_{plancher}$ + $Q_{plancher}$= 31.97 KN/ml.

Plancher courant :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.45 \times 25 = 3.94$ KN/ml.
- Poids propre du plancher courant :

$G_{plancher} = 5.34 \times (4.15 - 0.35) = 20.29$ KN/ml.

$Q_{plancher} = 1.5 \times (4.15 - 0.35) = 5.7$ KN/ml.

Poids total: $P_{tot} = G_p + G_{plancher} + Q_{plancher} = 29.93$ KN/ml.

Alors :

on prend $P_{tot,max} = 31.97$ KN/ml

La flèche de la poutre est calculée comme suit :

$F \leq F_{limite}$

$$F = F = \left(\frac{5 \times 31.97 \times 450^4}{384 \times 10818{,}86 \times \left(\frac{35 \times 45^3}{12}\right)}\right) = 0.59 \text{ cm}$$

$F = 0.59$ cm

$0.59\text{cm} < F_{limite} = 0.9$ cm..... (C.V)

Conclusion

Pour les poutres secondaires (non porteuses), on adoptera la section suivante :

(b x h) = (35x 45) cm2

II.2.3.Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée. Les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite obtenue par déduction d'une bande de largeur de1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton.

- D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 l'effort normal ultime Nu agissant dans un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :
- $$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r . f_{c_{28}}}{0{,}9 . \gamma_b} + \frac{A . f_e}{\gamma_s} \right]$$
- Et d'après les règles BAEL91 la section réduite Br est donnée par la formule suivante :

$$B_r \geq \frac{\beta . N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{f_e}{\gamma_s} + \frac{A}{B_r}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm²).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$f_{c_{28}}$: Résistance à la compression de béton ➔ $f_{c_{28}} = 25MPa$

$$f_{bc} = \frac{0.85.f_{c_{28}}}{\gamma_b} \quad \rightarrow \quad f_{bc} = 14.2MPa$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé ➔ $f_e = 400\,MPa$

$$\gamma_b = 1.5 \qquad \gamma_s = 1.15$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0{,}2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \rightarrow \quad \lambda \le 50 \quad , \quad \beta = \frac{0{,}85.\lambda^2}{1500} \quad \rightarrow \quad 50 \le \lambda \le 70$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'ou : $\beta = 1.2$

- D'après RPA99 : $0{,}8\,\% \le \frac{A}{B_r} \le 4\,\%$

EN prend $\frac{A}{B_r} = 0{,}8\,\%$ ➔ $B_r(cm) \ge 6{,}63 N_u(t)$

Pour une section carrée $B_r = (a-2)^2$ ➔ $a = \sqrt{B_r} + 2$

$N_u = (1{,}5N_Q + 1{,}35N_G).\delta$

$\delta = 1{,}1$: Pour les poteaux intermédiaires voisin de poteau de rive.

$\delta = 1{,}15$: Pour les poteau centrale.

Pour tenir compte de l'effet sismique, nous majorons les dimensions du poteau de 20%

Le poteau le plus sollicite est (D-3)

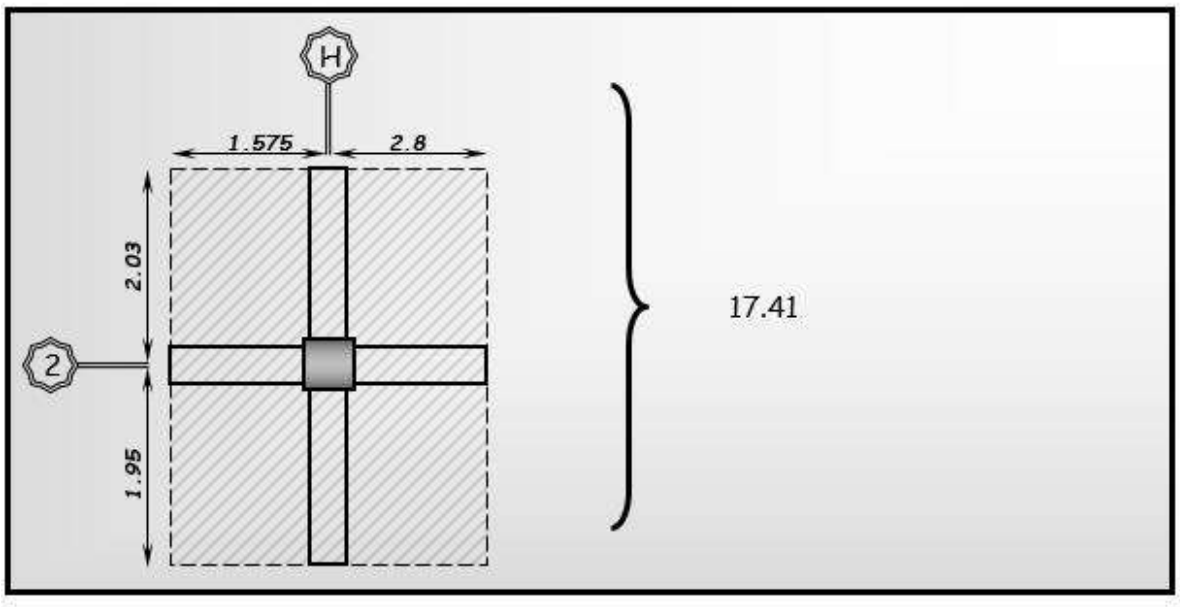


Figure.III.9.la surfaces suporté par le poteau le plus solicité

II.2.3.1.Calcul de l'effort Nu:

On calcul les charges permanents et les charges d'exploitation represent par un Poteau intermédiaire le plus sollicité, à chaque niveau, ce qui permet de pouvoir modifier les dimensions du Poteau étudié s'il estin suffisant ou surabondant, et on adopte.

Tableau.III.7.l'efforts normales des poteux

NIV	Lf(m)	Br (cm)²	i= (m)	λ	S. adoptée (cm)	α	NU(MN)
7eme	2,142	1600	0,115	18,6261	40	0,804	2495433,51
6eme	2,142	1600	0,115	18,6261	40	0,804	2495433,51
5eme	2,142	2025	0,129	16,6047	45	0,813	3177509,17
4eme	2,142	2025	0,129	16,6047	45	0,813	3177509,17
3eme	2,142	2500	0,144	14,875	50	0,820	3940655,11
2eme	2,142	2500	0,144	14,875	50	0,820	3940655,11
1ere	2,142	3025	0,159	13,4717	55	0,825	4782475,75
RDC	2,142	3025	0,159	13,4717	55	0,825	4782475,75

Tableau.III.8.charges permanantes des poteaux

NIV	G Plan(KN)	G pot(KN)	G Pp(KN)	G Ps(KN)	G (KN)	G Cum(KN)
7	92,486	10,040	19,370	15,671	137,567	137,567
6	92,4860	10,040	19,370	15,671	137,567	275,135
5	92,486	12,706	19,370	15,671	140,234	415,369
4	92,486	12,706	19,370	15,671	140,234	555,604
3	92,486	15,687	19,370	15,671	143,215	698,819
2	92,486	15,687	19,370	15,671	143,215	842,034
1	92,486	18,981	19,370	15,671	146,509	988,543
RDC	92,486	18,981	19,370	15,671	146,509	1135,053

II.2.3.2. Charges d'exploitation :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

- $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \ldots\ldots\ldots + Q_n)$ [Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C.2.2 article 6.3]

Avec :

- n: Nombre d'étage on démarre de haut en bas (le premier étage est ''0'').
- Q0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- Q1, Q2,…,Qn : Les charges d'exploitations des planchers respectifs.
- On utilise le $\frac{3+n}{2n}$ à partir du cinquième étage.

Tableau.III.9.charges d'exploitations des poteaux

Niveau des planchers	Surcharges	∑ surcharges	∑ surcharges (kN)
Terrasse	Q_0	$Q_0 xS$	31,36
P_6	Q_1	$(Q_0+ Q_1)\ xS+S_{ESC}xQ_{ESC}$	78,40
P_5	Q_2	$(Q_0+0,95(Q_1+ Q_2))\ xS+ S_{ESC}xQ_{ESC}$	110,15
P_4	Q_3	$(Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3))\ xS+ S_{ESC}xQ_{ESC}$	138,38
P_3	Q_4	$(Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4))\ xS+ S_{ESC}xQ_{ESC}$	163,07
P_2	Q_5	$(Q_0+0,80(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_5))\ xS+ S_{ESC}xQ_{ESC}$	184,24
P_1	Q_6	$(Q_0+0,75(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_6))\ xS+ S_{ESC}xQ_{ESC}$	201,88
P_{RDC}	Q_7	$(Q_0+0,71(Q_1+\cdots\cdots\cdots+Q_7))\ xS+ S_{ESC}xQ_{ESC}$	218,58

Effort normal de résistance : $\begin{cases} N_u = 1.35G + 1.5Q \\ \overline{N}_u = N_u + 10\% N_u = 1.1 N_u \end{cases}$ *CBA*93 : *art.B*8.1.1

Tableau.III.10.les verification a l'ELU.

NIV	Gcum(KN)	Qcum (kN)	NU	1,1*NU	NU (kN)	vérification
7	137,5676	31,36	248,687	273,556	2495433,5	(cv)
6	275,1352	78,4	518,542	570,397	2495433,5	(cv)
5	415,3697	110,15	771,757	848,932	3177509,2	(cv)
4	555,6042	138,38	1020,219	1122,241	3177509,2	(cv)
3	698,8193	163,07	1268,373	1395,210	3940655,1	(cv)
2	842,0344	184,24	1511,775	1662,953	3940655,1	(cv)
1	988,5439	201,88	1755,353	1930,889	4782475,8	(cv)
rdc	1135,053	218,58	1997,663	2197,429	4782475,8	(cv)

d) Vérification:

Dimensions:

L'article 7.4.1 des RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes (en zone III):

- Min (h, b) ≥ 30cm…… (OK).
- Min (h, b) ≥ $h_e/25$ ➔ 561/20=28,0.5…… (OK).
- 1/4 < b/h < 4 ➔ 1/4 < 1 < 4…… (OK).

Les conditions de RPA sont vérifiées.*

le choix finale des poteaux

Tableau III.11.choix des section des poteaux

Étage	**section**
RDC+ 1	**55×55**
2 et 3	**50×50**
4et5	**45×45**
7 et 8	**40×40**

CHAPITRE IV :
ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.INTRODUCTION

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la repense sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, les concepteurs pourraient dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes très couramment utilisées

- **La méthode statique équivalente.**
- **La méthode d'analyse modale spectrale.**
- **La méthode d'analyse dynamique par accélogramme.**

IV.2.Caractéristique géométrique de la structure

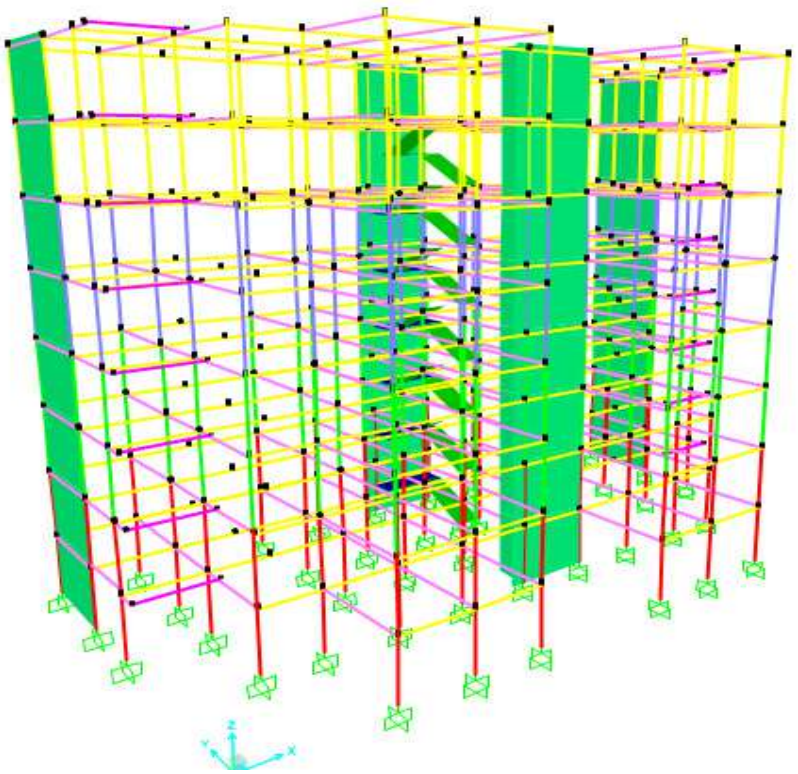


Figure .IV.1. positionnement des voiles (vue en 3D)

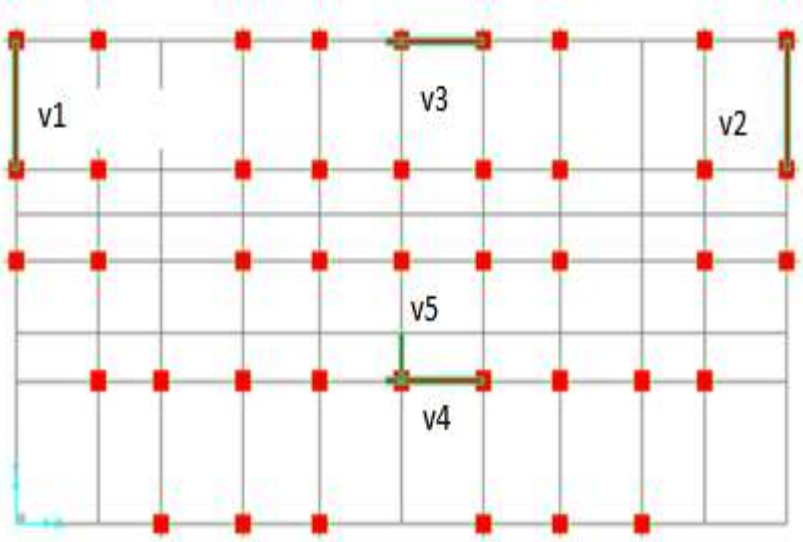


Figure .IV.2. positionnement des voiles (vue en plan)

Epaisseur des voiles : e = 17 cm

Longueurs des voiles :

$V_1 = V_2 = 4.05$ m

$V_3 = V_4 = 3.75$m

$V_5 = 1.5$m

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

IV.2.1.Centre de masse

Le principe de calcul est de déterminer le centre de masse de chaque niveau des éléments constructifs qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment (planchers, maçonnerie, escaliers, voiles, poutres, poteaux).

Le centre de masse est repéré dans un système d'axes choisi, il est défini par la formule suivante :

$$X_G = \frac{\sum Wi * Xi}{\sum Wi} \qquad YG = \frac{\sum Wi * Yi}{\sum Wi}$$

Avec :

- Wi : Le poids total de la masse concentrée de l'élément (i) du niveau considéré
- Xi et Yi : Les coordonnées du centre de gravité de l'élément (i) par rapport au repère global.

- XG et YG : Les coordonnées du centre de masse du niveau par rapport au repère global.

V.2.2.Centre de torsion

Le centre de torsion T est un point caractérisé par :

- Une force passant par ce point provoque une translation du plancher et donc de l'ensemble des éléments de contreventement parallèlement à cette force et sans rotation.
- Un moment autour de ce point provoque une rotation du plancher dans le même sens que le moment et sans translation.

Le centre de torsion est repéré dans le même système d'axe choisi, il est défini par les formules suivantes :

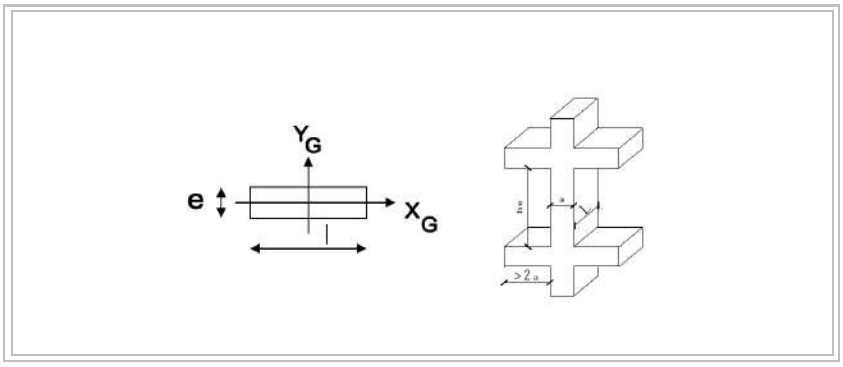
$$XT = \frac{\sum I_{yi} * Xi}{\sum I_{yi}} \qquad YT = \frac{\sum I_{xi} * Yi}{\sum I_{xi}}$$

Avec :

- I_x et I_y : Les inerties suivant les axes x et y respectivement de chaque élément de Contreventement (poteau, voile).
- Xi, Yi : coordonnées du centre de torsion des éléments de contreventement par rapport au repère global choisi.
- X_T, Y_T : coordonnées du centre de torsion du niveau par rapport au repère global choisi.

Il est rappelé que :

- Le centre de torsion d'un voile plein ou un poteau simple (rectangulaire) est confondu avec son centre de gravité ;
- Pour un voile plein composé possédant un centre de symétrie, le centre de torsion est confondu avec ce centre de symétrie.
- Les inerties sont calculées par les formules suivantes :
  - Pour les poteaux : $I_X = \frac{bh^3}{12}$; $I_Y = \frac{hb^3}{12}$
  - Pour les voiles pleins : $I_X = \frac{L.e^3}{12}$; $I_Y = \frac{e.L^3}{12}$



FigureIV. -3 : caractéristiques géométriques d'un refend plein

IV.2. 3.Excentricité

IV.2.3.1.Excentricité théorique (statique)

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion suivant les deux axes, elle est calculée comme suit :

$$E_x = |X_T - X_G| \qquad E_Y = |Y_T - Y_G|$$

Après analyser par ***SAP* 2000** en obtient le résultat présent dans le tableau suivant :

TableauIV.1. Calcul de l'excentricité théorique

Niveau	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentricité	
	X_G (m)	Y_G (m)	X_t	Y_t	ex	ey
3,06	14,87	8,89	14,85	9,84	0,02	0,95
6,12	14,86	8,9	14,85	9,87	0,01	0,97
9,18	14,89	8,9	14,86	9,87	0,03	0,97
12,24	14,86	8,92	14,85	9,88	0,01	0,96
15,3	14,87	8,92	14,85	9,89	0,02	0,97
18,36	14,87	8,92	14,85	9,89	0,02	0,97
21,42	14,87	8,93	14,85	9,89	0,02	0,96
24,48	14,87	8,93	14,85	9,87	0,02	0,94

IV.2.3.2.Excentricité accidentelle :

[RPA 99 version 2003 Art 4.2.7]

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces

horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

$$\begin{cases} Ex = 0{,}05.\ Lx \\ Ey = 0{,}05.\ Ly \end{cases}$$

Les valeurs des excentricités accidentelles sont représentées dans le tableau 4.2 :

Tableau .IV.2.Calcul de l'excentricité accidentelle

niveau (m)	Lx (m)	Ly (m)	Ex (m)	Ey (m)
224,48	29,7	12,24	1,485	0,612
21,42	29,7	12,24	1,485	0,612
18,36	29,7	12,24	1,485	0,612
15,3	29,7	12,24	1,485	0,612
12,24	29,7	12,24	1,485	0,612
9,18	29,7	12,24	1,485	0,612
6,12	29,7	12,24	1,485	0,612
3,06	29,7	12,24	1,485	0,612

IV.2.3.3.Effets de la torsion accidentelle : [RPA 99 version 2003 Art 4.3.7]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à ±0.05L, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Tableau.IV.3. Calcul de l'excentricité totale

	direction X			direction Y		
Niveau	Exc théo	Exc acc	Exc theo + acc	Exc théo	Exc acc	Exc theo + acc
3,06	0,02	1,485	1,505	0,95	0,612	1,562
6,12	0,01	1,485	1,495	0,97	0,612	1,582
9,18	0,03	1,485	1,515	0,97	0,612	1,582
12,24	0,01	1,485	1,495	0,96	0,612	1,572
15,3	0,02	1,485	1,505	0,97	0,612	1,582
18,36	0,02	1,485	1,505	0,97	0,612	1,582
21,42	0,02	1,485	1,505	0,96	0,612	1,572
24,48	0,02	1,485	1,505	0,94	0,612	1,552

IV.3.Choix de la méthode de calcul

IV.3.1.Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30 m en zones III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- Tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si 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.

IV.3.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3.Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4.Classification de l'ouvrage selon les RPA 99/V2003

IV.4.1.Classification de l'ouvrage selon son importance

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

Notre ouvrage étant un bâtiment d'habitation situé à Alger (**Zone III**), il sera classé en '**Groupe2**'.

IV.4.2.Classification de site

D'après l'article (3.3 RPA99/version2003); les sites sont cassés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

- **Catégorie S1** (site rocheux).
- **Catégorie S2** (site ferme).
- **Catégorie S3** (site meuble**).**
- **Catégorie S4 (**site très meuble).

Tableau .IV.4.Classification de site

Caté-gorie	Description	q_c(MPA) (c)	N (d)	pl(MPA) (e)	E_p(MPA) (e)	q_u (MPA) (f)	V_s (m/s) (g)
S_1	Rocheux (a)	-	-	>5	>100-	>10	≥800
S_2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	≥400 - < 800
S_3	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - < 400
S_4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	≥100 <200

Alors que notre structure est constituée dans un site de **catégorie S2** (site ferme).

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente ; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale.

IV.4.3.METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

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.

IV.4.3.1.Spectres de réponse de calcul

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases} 1.25A\left[1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right] & \rightarrow \quad 0\le T\le T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right) & \rightarrow \quad T_1\le T\le T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \rightarrow \quad T_2\le T\le 3s \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) & \rightarrow \quad T\ge 3s \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

$$\eta=\sqrt{\frac{7}{2+\xi}}\ge 0.7$$

ξ: Pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2(RPA99/version2003)

Dans notre cas $\xi = 7\%$ ➔ $\eta = 0.88$

***Q*:** facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de **Q** est déterminer par la formule : $\mathbf{Q} = 1 + \sum_1^6 P_q$ (RPA99).

P_q: est la pénalité selon que le critère de la qualité q (est satisfait ou non).

Tableau .IV.5.détermination du facteur de qualité Q

Critère	Suivant x		Suivant y	
	observé	valeur	observé	valeur
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	oui	0
Redondance en plan	Oui	0	oui	0
Régularité en plan	Non	**0,05**	non	**0,05**
Régularité en élévation	Oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	**0,1**	non	**0,1**

$\mathbf{Q} = 1 + \sum_1^6 P_q \Rightarrow \mathbf{Q} = 1 + 0{,}1 + 0.05 \Rightarrow \mathbf{Q} = 1{,}15$

IV.4.3.2 Vérification de coefficient de comportement

Tableau.IV.6.détermination du facteur de qualité Q

La charges verticales reprennent par les voiles		
etage	P totale	P voile
RDC	42405,10	13%
1ere	36838,01	14%
2eme	31248,32	15%
3eme	25824,88	15%
4eme	20372,06	17%
5eme	15070,07	17%
6eme	9765,67	18%
7eme	4591,00	18%

Selon le RPA l'article 3. 4 on a un système de contreventement en portiques par des voiles en béton armé. **Donc R=4**

A = 0.25 (tableau 4.1 RPA99/version2003)

T_1 = 0.15s (tableau 4.7 RPA99version 2003)

T_2 = 0.40s

Q = 1.15

IV.5.Résultats de l'analyse dynamique

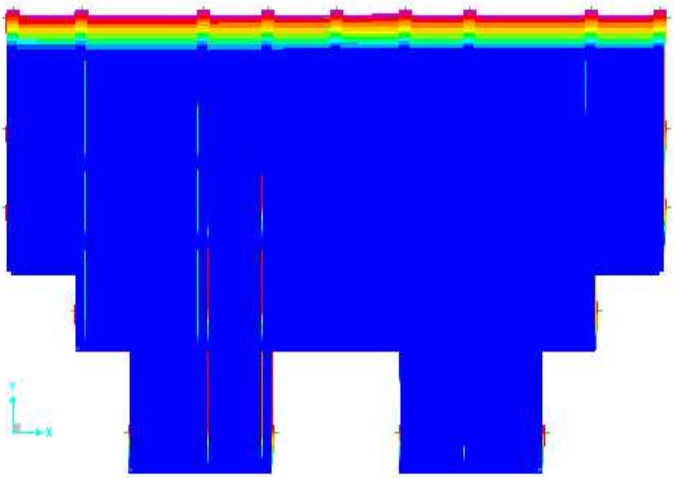
Communément aux deux méthodes de calcul (statique et dynamique), le RPA99 exige les vérifications suivantes :

- Vérification de comportement pour les trois premiers modes
- Vérification de participation massique
- Vérification des périodes
- Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul
- Vérification de la stabilité au renversement
- Vérification de déplacement
- Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

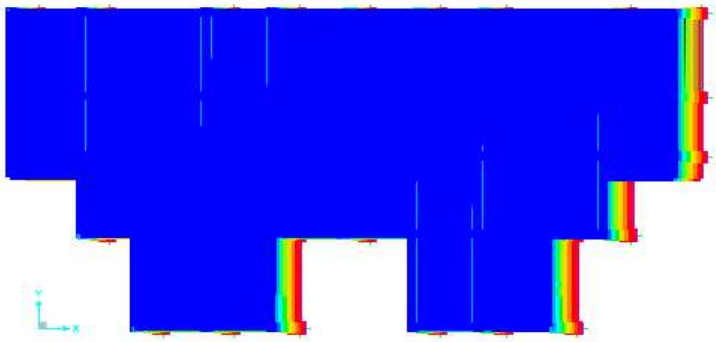
IV.5.1.Pour (BGN) fc28 =40.63 MPA et LA MASSE VOLUMIQUE 27.104 KN/m^3

IV.5.1.1.Vérification de comportement

MODE 01 : translation suivant l'axe y-y



MODE 02 : translation suivant l'axe y-y



MODE 03 : Rotation

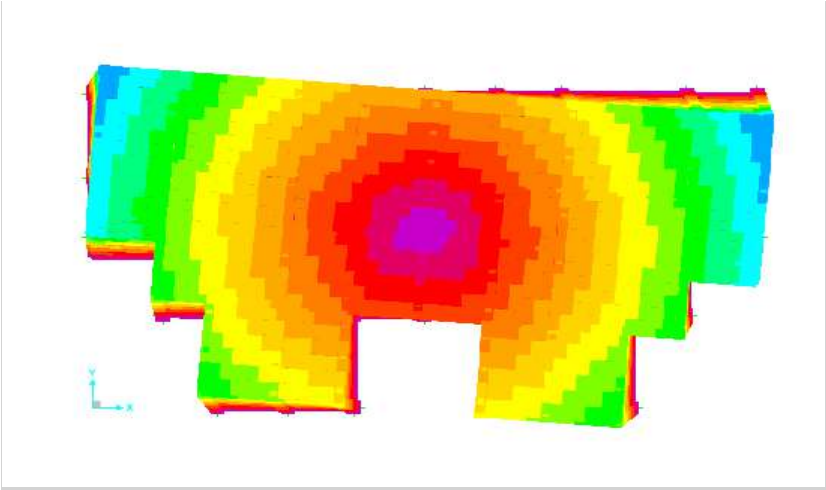


Figure .IV.4.Le comportement des trois premiers modes

Tableau.IV.7.Le comportement des trois premiers modes

mode	Perioide	Ux	Uy	Rz	comportment
1	0,503	0%	71%	0%	Translation suivant l'axe Y
2	0,414	74%	0%	0%	Translation suivant l'axe X
3	0,377	0%	0%	69%	Torsion aux hauteurs de l'axe Z

V.5.1.2.Vérification de participation massique

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 d'après **RPA99, Art 4.3.4.a.**

Tableau.IV.8. Cumul des masses modales effectives

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						SumRZ
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	Unitless
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	0,000
MODAL	Mode	1	0,503	0,001	0,711	0,000
MODAL	Mode	2	0,414	0,739	0,712	0,695
MODAL	Mode	3	0,377	0,739	0,712	0,695
MODAL	Mode	4	0,147	0,741	0,880	0,695
MODAL	Mode	5	0,135	0,892	0,882	0,879
MODAL	Mode	6	0,105	0,893	0,882	0,879
MODAL	Mode	7	0,072	0,911	0,924	0,879
MODAL	Mode	21	0,050	0,950	0,945	0,945

D'après le tableau précédent on remarque qu'on a une structure rigide, ou le coefficient de participation massique n'atteigne pas qu'après le mode néméro **21**

IV.5.1.3.Vérification des périodes

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [**RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4**]

- T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule T=0.09*hN /$\sqrt{D}$
- D : la dimension du bâtiment mesuré à sa base dans la direction de calcul considéré.
- hN : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

Tx= 0,407 s

Ty=0,495 s

Tableau .IV.9 .vérification des periods

	T empirique(s)	T numérique(s)	1.3*Temp	T num ≤ 1.3*T emp
x	0.404	0,503	0.525	OUI
y	0.564	0,414	0.733	OUI

IV.5.1.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée **[RPA99 version 2003 Art 4. 3.6].**

Donc il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

a. Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3] :

La force sismique totale V doit être calculée dans les deux directions X, Y selon la formule :

$$V_X = \frac{A.D_X.Q_X}{R}.W$$

$$V_Y = \frac{A.D_Y.Q_Y}{R}.W$$

Tel que :

- **A : coefficient d'accélération de zone :A = 0,25**
- **D : facteur d'amplification dynamique moyen**

$$D = \begin{cases} 2{,}5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2{,}5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3.0\ s \\ 2{,}5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}}(3/T)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3.0\ s \end{cases}$$

T2 = 0,4 s, tableau 4.7 (avec site S2)

η : facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)}$

ξ = 7 % tableau 4.2 (avec remplissage dense) → η = 0,882

T : période fondamentale suivant les deux directions on utilise la formule :

$T = 0{,}09h_n/\sqrt{D}$ [RPA99 version 2003 Art 4.2.4]

- Tx=0.404s
- Ty=0.564s

- donc
- Dx= 2.19
- Dy= 1.74

- R : coefficient de comportement global de la structure : **R =4**
- Q : facteur de qualité : Qx=Qy=1.15
- W : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^{n} W_i \qquad avec\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β = 0.2 (tableau 4.5) **W=41085,059 KN**

Tableau.IV.10.Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (KN)	Vy (KN)
0.25	2.19	1.74	4	1.15	1.15	41085,059	6467,045	5395,849

Tableau.IV.11.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (Kn45)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	6467,045	5839,773	5173.636	OUI
Y	5138,2	5395,849	4110.56	OUI

IV. 5.1.5.Vérification de la stabilité au renversement

Le moment de renversement est égal à :

$M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec :

- Fix , Fiy: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- hi : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à : Mtx =XG.Wi , MtY =GY.Wi

Avec :

- XG , YG : les coordonnées du centre de gravité de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

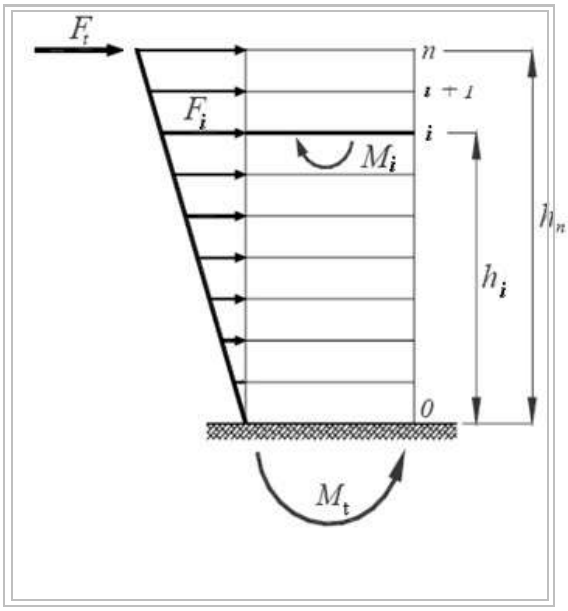


Figure.IV. 5. Les forces agissent sur la stabilité au renversement

IV. 5.1.5.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : [Art 4.2.5]

$$F_i = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right).(V - F_t)$$

$$F_t = \begin{cases} 0{,}07TV \leq 0{,}25V & \text{si T} \geq 0{,}7\text{ s} \\ 0 & \text{si T} < 0{,}7\text{ s} \end{cases}$$

On a :

- TX = 0.406s → Ft = 0
- TY = 0,303 s → Ft = 0

Donc:

$$F_{iX} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right).V_X = \alpha_x.V_X$$

$$F_{iY} = \left(\frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} W_J h_j}\right).V_Y = \alpha_Y.V_Y$$

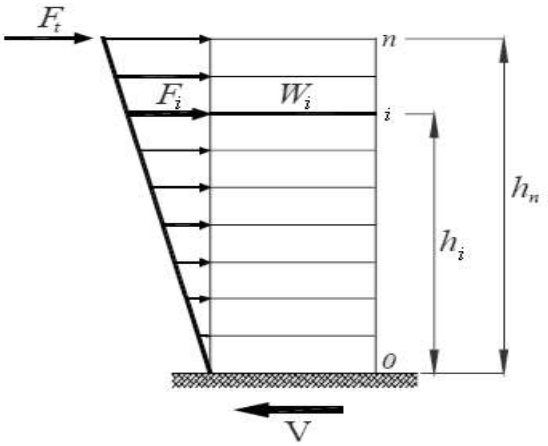


Figure.IV. 6. Distribution des forces sismiques

a) Distribution des forces sismiques selon la hauteur suivant X

$V_{X\ totale}$ = 6467,045 KN

Tableau.IV.12.Forces sismiques selon la hauteur suivant X

niveau	Wi (KN)	Wi Hi (KN.m)	αx	Fi x (KN)
24,48	4260,887	104306,513	0,190009	1228,796
21,42	5055,987	108299,241	0,197282	1275,831
18,36	5113,278	93879,784	0,171015	1105,961
15,3	5185,578	79339,343	0,144528	934,669
12,24	5265,431	64448,875	0,117403	759,250
9,18	5318,405	48822,957	0,088938	575,166
6,12	5408,559	33100,381	0,060297	389,943
3,06	5476,935	16759,421	0,03053	197,438
la some	41085,06	548956,518	1	6467,057

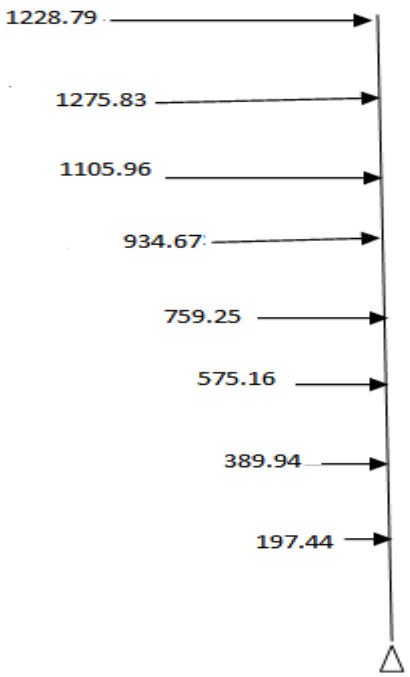


Figure.IV.7.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

b) Distribution des forces sismiques suivant Y

$V_{Ytotal} = 5138,2$ KN

Tableau.IV.13. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

niveau	Wi (KN)	Wi Hi (KNm)	αy	Fi y (KN)
24,48	4260,887	104306,513	0,190009	1025,259
21,42	5055,987	108299,241	0,197282	1064,503
18,36	5113,278	93879,784	0,171015	922,771
15,3	5185,578	79339,343	0,144528	779,851
12,24	5265,431	64448,875	0,117403	633,488
9,18	5318,405	48822,957	0,088938	479,896
6,12	5408,559	33100,381	0,060297	325,353
3,06	5476,935	16759,421	0,03053	164,735
la some	41085,06	548956,518	1	5395,859

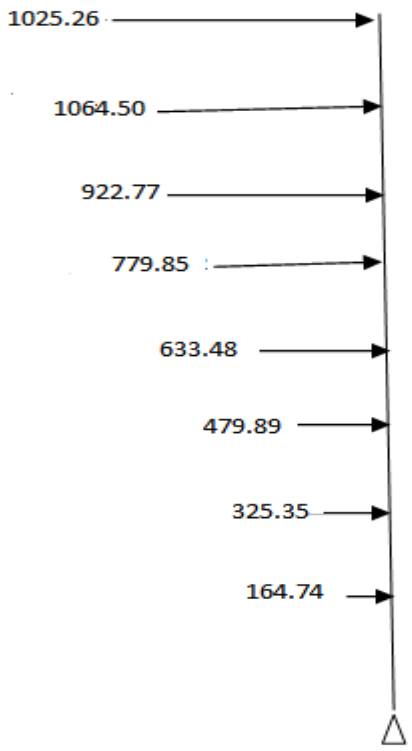


Figure.IV.8.Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV.5.1.5.2.Moment de renversement

Tableau .IV.14.calcul du moment de renversement

niveau	Fi y (KN)	Fi x (KN)	M r x	M r y
24,48	1025,259	1228,796	25098,361	30080,944
21,42	1064,503	1275,831	22801,673	27328,312
18,36	922,771	1105,961	16942,077	20305,456
15,3	779,851	934,669	11931,724	14300,436
12,24	633,488	759,250	7753,903	9293,225
9,18	479,896	575,166	4405,445	5280,024
6,12	325,353	389,943	1991,163	2386,453
3,06	164,735	197,438	504,089	604,162
		∑Mo	91428,439	109579,017

IV.5.1.5.3.Moment stabilisant

Tableau .IV.15.calcul du moment stabilisant

niveau	Wi	XG	YG	Moxi	Moyi
24,48	4260,887	14,87	8,89	37879,285	63359,39
21,42	5055,987	14,86	8,9	44998,284	75131,97
18,36	5113,278	14,89	8,9	45508,174	76136,71
15,3	5185,578	14,86	8,92	46255,355	77057,69
12,24	5265,431	14,87	8,92	46967,644	78296,96
9,18	5318,405	14,87	8,92	47440,172	79084,68
6,12	5408,559	14,87	8,93	48298,431	80425,27
3,06	5476,935	14,87	8,93	48909,029	81442,02
			∑Mo	366256,378	610934,7

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau.IV.16.Verification de la stabilité

Mtx	Mty	Mox	Moy	M sx / Mrx	Msy/Mry	(Ms/Mr)>1.5
91428,439	109579,1	366256,37	610934,7	4,0059	5,5752	oui

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.1.6.Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$\delta_K = R\delta_{ek}$ [RPA: Art 4.4.3]

- δ_{ek} : Déplacement dù aux forces séismiques Fi.
- R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Selon [RPA: Art 5.10] le déplacement horizontal relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser:

Δ k limite = 0.01 he

Avec he : la hauteur de l'étage k.

Tableau.IV.17.Vérification des déplacements inter-étages sens X

niveau	hateur(m)	δ (m)	δ r (cm)	δ inter - etage (cm)	δ admi (cm)	verification
24,48	3,06	1,145	4,582	0,486	3,06	verifier
21,42	3,06	1,024	4,096	0,588	3,06	Verifier
18,36	3,06	0,877	3,508	0,638	3,06	Verifier
15,3	3,06	0,717	2,870	0,692	3,06	Verifier
12,24	3,06	0,544	2,177	0,664	3,06	Verifier
9,18	3,06	0,378	1,513	0,639	3,06	Verifier
6,12	3,06	0,218	0,874	0,519	3,06	Verifier
3,06	3,06	0,088	0,354	0,354	3,06	verifier

Tableau.IV.18.Vérification des déplacements inter-étages sens Y

niveau	hateur(m)	δ (cm)	δ r (cm)	δ inter - etage (cm)	δ admi (cm)	verification
24,48	3,06	1,635	6,542	0,831	3,06	verifier
21,42	3,06	1,427	5,710	0,914	3,06	Verifier
18,36	3,06	1,199	4,796	0,959	3,06	Verifier
15,3	3,06	0,959	3,837	0,989	3,06	Verifier
12,24	3,06	0,712	2,848	0,943	3,06	Verifier
9,18	3,06	0,476	1,904	0,854	3,06	Verifier
6,12	3,06	0,262	1,050	0,671	3,06	Verifier
3,06	3,06	0,094	0,378	0,378	3,06	verifier

IV.5.1.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".
- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Tableau.IV.19.Vérification l'effet P- Δens X

etage	niveau	Pk (KN)	Δ K x(cm)	Vk x(KN)	θ x	θ x <0,1
7eme	24,48	4515,584	0,486	1228,795	0,00073	oui
6eme	21,42	4972,53	0,5883	1275,832	0,001071	oui
5eme	18,36	5109,56	0,6380	1105,962	0,001605	oui
4eme	15,3	5107,65	0,6925	934,666	0,002474	oui
3eme	12,24	5274,072	0,6640	759,247	0,003769	oui
2eme	9,18	5245,133	0,6390	575,164	0,006348	oui
1ere	6,12	5428,799	0,5194	389,942	0,011816	oui
RDC	3,06	5406,731	0,3548	197,436	0,031756	oui

Tableau.IV.20.Vérification l'effet P- Δens Y

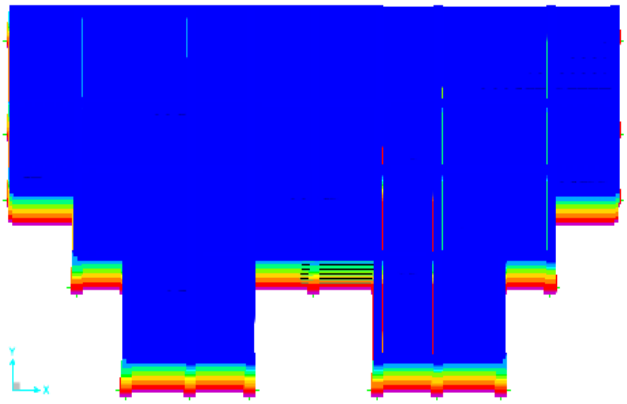
etage	niveau	Pk (KN)	Δ K y(cm)	Vk y(KN)	θ y	θ y <0,1
7eme	24,48	4515,58	0,831	976,302	0,0015	oui
6eme	21,42	4972,53	0,914	1013,67	0,0020	oui
5eme	18,36	5109,56	0,959	878,709	0,0030	oui
4eme	15,3	5107,65	0,989	742,611	0,0044	oui
3eme	12,24	5274,07	0,943	603,237	0,0067	oui
2eme	9,18	5245,13	0,854	456,98	0,0106	oui
1ere	6,12	5428,79	0,671	309,817	0,0192	oui
RDC	3,06	5406,73	0,378	156,867	0,0426	oui

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

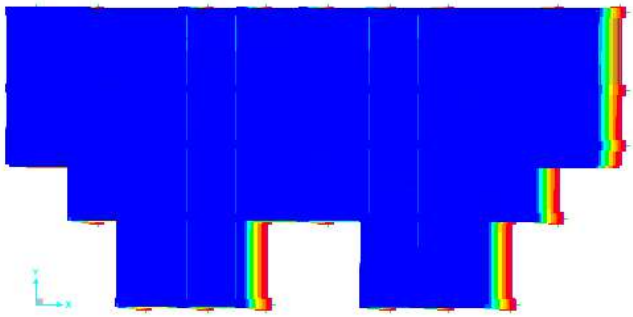
IV.5.2 Pour le (BGLB) fc28 =44.55 MPA et LA MASSE VOLUMIQUE 24.795 KN/m^3

IV.5.2.1.Vérification de comportement

MODE 01 : Translation suivant Y



MODE 02 : Translation suivant X



MODE 03 : Rotation autour de Z

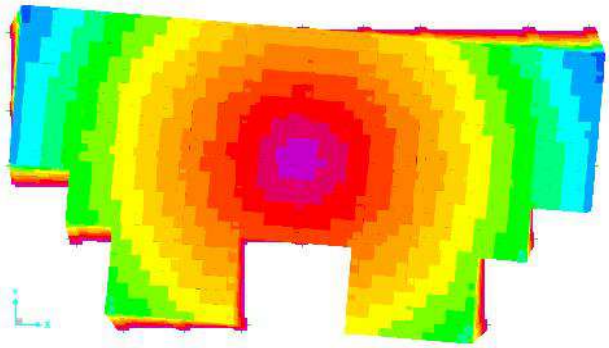


Figure .IV.8. Le comportement troix premier modes

Tableau.IV.21. Le comportement des trois premiers modes

mode	Perioide	Ux	Uy	Unitless	comportement
1	0,480	0%	71%	0%	Translation suivant l'axe Y
2	0,395	74%	0%	0%	Translation suivant l'axe X
3	0,359	0%	0%	70%	Tortion aux hauteurs de l'axe Z

IV.5.2.2.Vérification de participation massique

Tableau.IV.22.Cumul des masses modales effectives (%) modes

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,513	0,001	0,710	0,000
MODAL	Mode	2	0,422	0,738	0,711	0,000
MODAL	Mode	3	0,384	0,738	0,711	0,694
MODAL	Mode	4	0,150	0,740	0,879	0,694
MODAL	Mode	5	0,138	0,892	0,881	0,694
MODAL	Mode	6	0,107	0,892	0,881	0,878
MODAL	Mode	7	0,074	0,911	0,924	0,878
MODAL	Mode	19	0,051974	0,95041	0,94511	0,907

D'après le tableau précédent on remarque que le coefficient de participation massique n'atteigne pas 90% qu'après le mode numéro **19**

IV.5.2.3.Vérification des périodes

Les valeurs de T, calculées à partir de ROBOT ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30%. [**RPA 99 version 2003Art 4.2.4.4**]

- Tx= 0.404s
- Ty=0.564s

Tableau .IV.23.Vérification des périodes

	T empirique(s)	T numérique(s)	1.3*Temp	T num ≤ 1.3*T emp
x	0.404	0,395343	0.5252	OUI
y	0.564	0,480731	0.7332	OUI

IV.5.2.4.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

Il faut vérifier que $\frac{V_t}{V} > 0{,}8$

a) Calcul de la force sismique totale [RPA99 version 2003 Art 4.2.3]

Dx= 2.07

Dy= 2.07

- R : coefficient de comportement global de la structure : 4
- Q : facteur de qualité : Qx = Qy = 1.15
- W : poids total de la structure
-

β = 0.2 (tableau 4.5) W= 38475.79 kN

Tableau.IV.24. Calcul de la force sismique (M.S.E)

A	Dx	Dy	R	Qx	Qy	∑Wi (kN)	Vx (kN)	Vy (kN)
0.25	2.19	1.74	4	1.15	1.15	38475,79	6056,33	5138,2

Tableau.IV.25.Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

	V (Kn45)	Vt (kN)	0.8*V	Vt ≥ 0.8*V
X	6056,33	5265,17	4845,06	oui
Y	5138,2	4548,229	4110,56	oui

IV.5.2.4 Vérification de la stabilité au renversement

a) Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur suivant X

VX = 6056,33 KN

Tableau.IV.26.Forces sismiques selon la hauteur suivant X

niveau	Wi (kKN)	Wi Hi	αx	Fi x (KN)
24,48	4015,01	98287,54	0,190	1155,80
21,42	4751,35	101774	0,197	1196,81
18,36	4798,73	88104,77	0,171	1036,06
15,3	4861,22	74376,74	0,144	874,63
12,24	4929,89	60341,91	0,117	709,58
9,18	4971,09	45634,67	0,088	536,63
6,12	5046,83	30886,6	0,059	363,21
3,06	5101,57	15610,8	0,030	183,57
la somme	38475,72	515017	1	6056,33

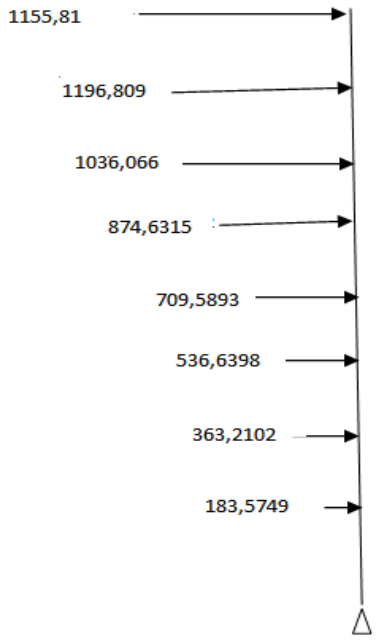


Figure.IV.9.Concentration des forces sismiques aux étages suivant X

b) Distrubition des forces sismiques aux étages suivant Y

V_Y = 5138,2KN

Tableau .IV.27. Forces sismiques selon la hauteur suivant Y

niveau	wi	Wi Hi	αy	Fi y(KN)
24,48	4015,014	98287,54	0,190843	980,0361
21,42	4751,353	101774	0,197613	1014,802
18,36	4798,735	88104,77	0,171072	878,506
15,3	4861,225	74376,74	0,144416	741,6195
12,24	4929,895	60341,91	0,117165	601,6774
9,18	4971,097	45634,67	0,088608	455,0287
6,12	5046,83	30886,6	0,059972	307,9742
3,06	5101,57	15610,8	0,030311	155,6561
la somme	38475,72	515017	1	5135,3

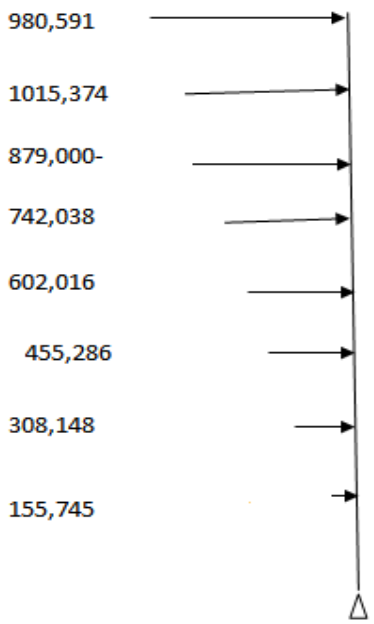


Figure .IV.10. Concentration des forces sismiques aux étages suivant Y

IV. 5.2.4 Moment de renversement

Tableau.IV.28.calcul du moment de renversement

niveau	Fi y (KN)	Fi x (KN)	M rix(KNm)	M ri y(KNm)
24,48	980,0361	1155,808	23991,28	28294,18
21,42	1014,802	1196,81	21737,06	25635,66
18,36	878,506	1036,068	16129,37	19022,22
15,3	741,6195	874,631	11346,78	13381,85
12,24	601,6774	709,5899	7364,532	8685,38
9,18	455,0287	536,6393	4177,163	4926,349
6,12	307,9742	363,2102	1884,802	2222,847
3,06	155,6561	183,5734	476,3076	561,7347
		∑Mo	87107,3	102730,2

IV.5.2.5.Moment stabilisant

Tableau.IV.29.calcul du moment stabilisant

niveau	Wi	XG	YG	Msxi	Msyi
24,48	4015,014	14,87	8,89	35693,47	59703,26
21,42	4751,353	14,86	8,9	42287,04	70605,11
18,36	4798,735	14,89	8,9	42708,74	71453,16
15,3	4861,225	14,86	8,92	43362,13	72237,8
12,24	4929,895	14,87	8,92	43974,66	73307,54
9,18	4971,097	14,87	8,92	44342,19	73920,21
6,12	5046,83	14,87	8,93	45068,19	75046,36
3,06	5101,57	14,87	8,93	45557,02	75860,35
			∑Mo	342993,4	572133,8

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Tableau.IV.30. Verification de la stabilité

Mrx	Mry	Msx	Msy	M sx / Mrx	Msy/Mry	(Ms/Mr)>1.5
87107,3	102730,2	342993,4	572133,8	3,937597	5,569284	oui

La condition est vérifiée ce qui implique la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du renversement suivant les deux directions.

IV.5.2.6.Vérification des déplacements

Tableau.IV.31.Vérification des déplacements inter-étages sens X

niveau	hateur(m)	δ (cm)	δ r (cm)	δ inter - etage (cm)	δ admi (cm)	verification
24,48	3,06	1,066	4,265	0,453	3,06	verifié
21,42	3,06	0,953	3,812	0,548	3,06	verifié
18,36	3,06	0,816	3,264	0,594	3,06	verifié
15,3	3,06	0,667	2,669	0,644	3,06	verifié
12,24	3,06	0,506	2,024	0,6180	3,06	verifié
9,18	3,06	0,351	1,406	0,594	3,06	verifié
6,12	3,06	0,203	0,812	0,482	3,06	verifié
3,06	3,06	0,082	0,329	0,329	3,06	verifié

Tableau.IV.32. Vérification des déplacements inter-étages sensY

niveau	hateur(m)	δ (cm)	δ r (cm)	δ inter - etage (cm)	δ admi (cm)	verification
24,48	3,06	1,531	6,126	0,779	3,06	verifié
21,42	3,06	1,336	5,347	0,856	3,06	verifié
18,36	3,06	1,122	4,490	0,898	3,06	verifié
15,3	3,06	0,897	3,591	0,926	3,06	verifié
12,24	3,06	0,666	2,665	0,883	3,06	verifié
9,18	3,06	0,445	1,781	0,799	3,06	verifié
6,12	3,06	0,245	0,982	0,628	3,06	verifié
3,06	3,06	0,088	0,353	0,353	3,06	verifié

IV.5.2.7.Vérification vis à vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$\theta = P_k \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$

- Pk : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».
- Vk : effort tranchant d'étage au niveau "k".

- Δk : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur :

$$\frac{1}{(1-\theta_K)}$$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau.IV.33.Vérification l'effet P- Δ suivant l'axe x-x

etage	niveau	Pk (KN)	Δ K x(cm)	Vk x(KN)	θx	θx <0,1
7eme	24,48	4015,014	0,453	1155,81	0,0006	oui
6eme	21,42	4751,353	0,548	1196,809	0,0010	oui
5eme	18,36	4798,735	0,594	1036,066	0,0014	oui
4eme	15,3	4861,225	0,644	874,631	0,0023	oui
3eme	12,24	4929,895	0,618	709,589	0,0035	oui
2eme	9,18	4971,097	0,594	536,639	0,0059	oui
1ere	6,12	5046,83	0,482	363,210	0,0109	oui
RDC	3,06	5101,57	0,329	183,574	0,0299	oui

Tableau.IV.34.Vérification l'effet P- Δ suivant l'axe y-y

etage	niveau	Pk (KN)	Δ K y(cm)	Vk y(KN)	θy	θ y <0,1
7eme	24,48	4015,014	0,779	980,5911	0,0013	oui
6eme	21,42	4751,353	0,856	1015,374	0,0018	oui
5eme	18,36	4798,735	0,898	879,0001	0,0026	oui
4eme	15,3	4861,225	0,926	742,0388	0,0039	oui
3eme	12,24	4929,895	0,883	602,0167	0,0059	oui
2eme	9,18	4971,097	0,799	455,2861	0,0095	oui
1ere	6,12	5046,83	0,628	308,1481	0,0168	oui
RDC	3,06	5101,57	0,353	155,7452	0,0378	oui

On constate d'après les tableaux que la structure étudiée est justifiée vis –à- vis de l'effet P-Δ.

IV.6. Comparaison entre les structures :

Dans cette étape, nous comparons les résultats de calcul dynamique de la structure, étudiée avec les deux bétons. Dans le premier cas on a introduit les caractéristiques du béton de granulats naturels (BT), et dans le deuxième on a recalculé la structure avec les caractéristiques du béton léger (BGL). Pour les deux cas on a gradé les même dimensions des éléments résistants, et la même disposition des voiles.

Tableau.IV.35. Récapitulation des résultats de calcul dynamique

béton	**(BT)** f_{c28}**=40.63Mpa** ρ**=27.104KN/m³**		**(BGL)** f_{c28}**=44.55Mpa** ρ**=24.795 KN/m³**	
	Suivant X	**Suivant Y**	**Suivant X**	**Suivant Y**
Modes	74 %	71 %	73,85 %	71,18 %
Participation M	Mode 7	Mode 7	21	21
Période	0,503	0,414	0,395	0,480
W(Poids Total) KN	41085,059	41085,059	38475.79	38475.79
V (KN)	6467,045	5395.849	6056.33	5138.2
Mrev	91428,43938	109579,017	87107,3	102730,2
M stab	366256,378	610934,7	342993,4	572133,8
M stab/ Mrev	4,089895	5,420327	4,08549245	5,78168348
Dép inter-étag				
N 24,48	0,486072	0,831292	0,453204	0,779048
N 21,42	0,588392	0,914228	0,548424	0,856784
N 18,36	0,638024	0,959196	0,594424	0,898728
N 15,3	0,692576	0,989408	0,644888	0,926728
N 12,24	0,664092	0,943436	0,618072	0,88338
N 9,18	0,63906	0,854364	0,594432	0,799652
N 6,12	0,519428	0,671576	0,48288	0,628232
N 3,06	0,354848	0,37866	0,329604	0,353964
P-Δ				
N 24,48	0,00073	0,001571	0,000643107	0,001303023
N 21,42	0,001071	0,002094	0,001016458	0,00187173
N 18,36	0,001605	0,003038	0,001499557	0,002672351
N 15,3	0,002474	0,004448	0,002342683	0,003968076
N 12,24	0,003769	0,006739	0,003508232	0,005910106
N 9,18	0,006348	0,010682	0,005998309	0,009511
N 6,12	0,011816	0,019228	0,01096348	0,016812326
N 3,06	0,031756	0,042651	0,029933782	0,037890196

IV.6.1. Propriétés dynamiques :

Les résultats présentés dans la Figure IV.11, montrent que l'augmentation de la résistance du béton avec diminution de la densité a provoqué :

- Une légère diminution dans le nombre de mode suivant x, et une légère augmentation suivant y.
- Augmentation du nombre de modes de 7 à 21 pour atteindre 90% de la participation massique
- Une diminution de 21.5 % de la période suivant X, et une augmentation de 16% suivant y.

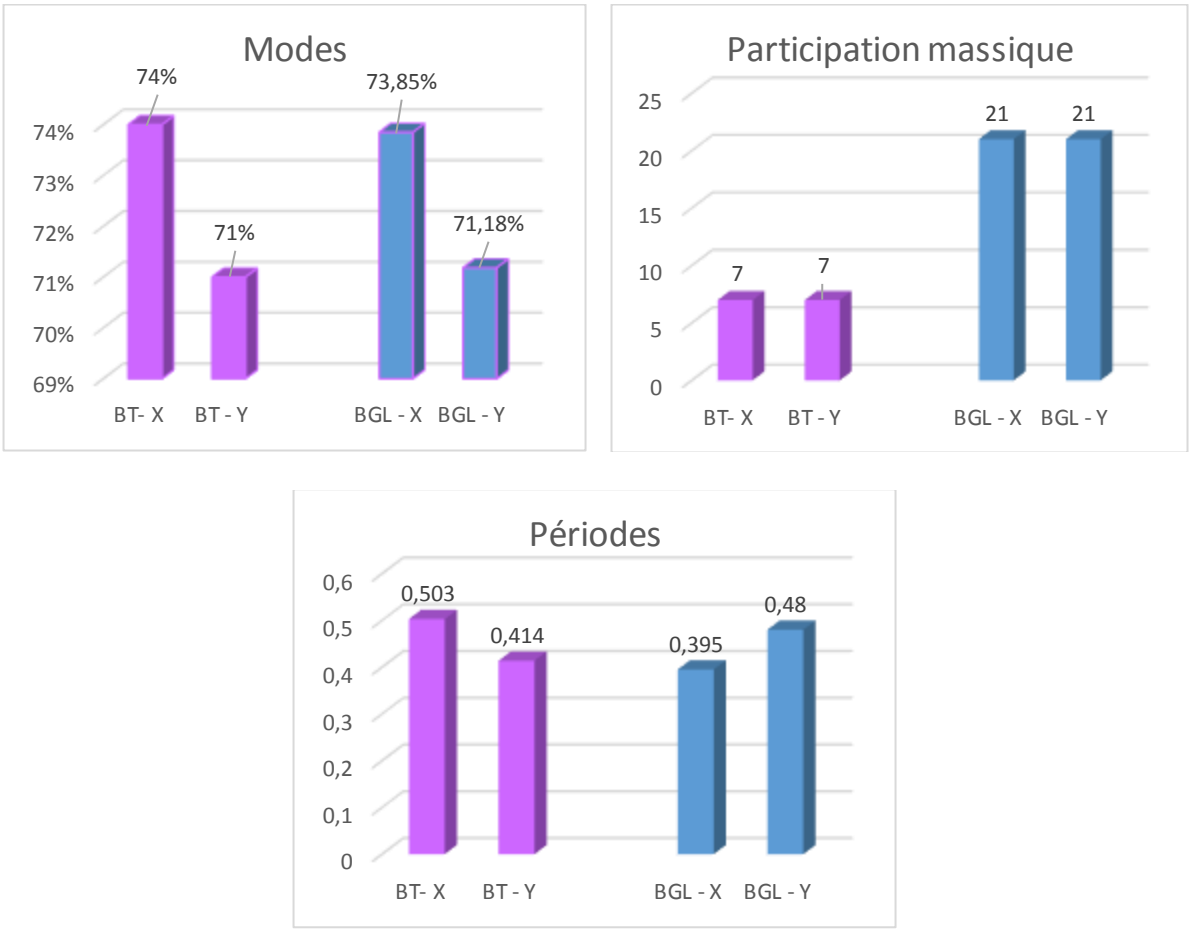


Figure .IV.11. Propriétés dynamique de la structure calculé en fonctions des caractéristiques de deux bétons

IV.6.2. Sollicitations et déplacements :

La diminution de la densité du béton de (17%) a provoqué une diminution du poids totale de la structure (6.35%) (Figure IV.12), et vue que la force sismique calculée dépend de cette dernière, toutes les réponses dynamiques liées à la force sismique sont influencées ;

- Les efforts tranchants déterminés suivant x et y dans la base de la structure diminuent de 3.6 % et 4.8 % respectivement (Figure IV.13).
- Les moments de renversement déterminés suivant x et y dans la base de la structure diminuent de 4.7 % et 6.25 % respectivement (Figure IV.13).
- Les moments de stabilisants déterminés suivant x et y diminuent de 6.3 (Figure IV.13).
- Les déplacements inter-étage maximales suivant x et y diminuent de 7.1% et 6.5% respectivement (Figure IV.14).
- L'effet de P-Δ maximales observés suivant x et y diminuent de 11.9 % et 17 % (Figure IV.15).

La diminution remarquable des déplacements et le l'effet P-Δ et aussi due à l'augmentation de la résistance du béton.

- La diminution du poids a engendré une souplesse, et l'augmentation de la résistance a provoqué la stabilité.

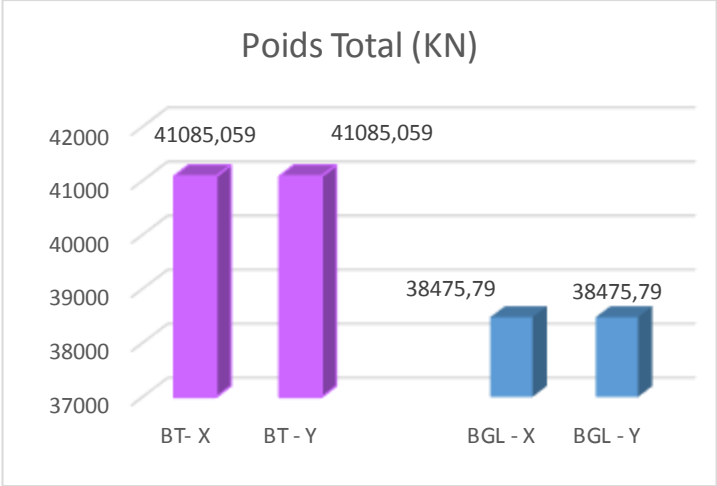


Figure .IV.12. Poids de la structure estimé pour chaque béton

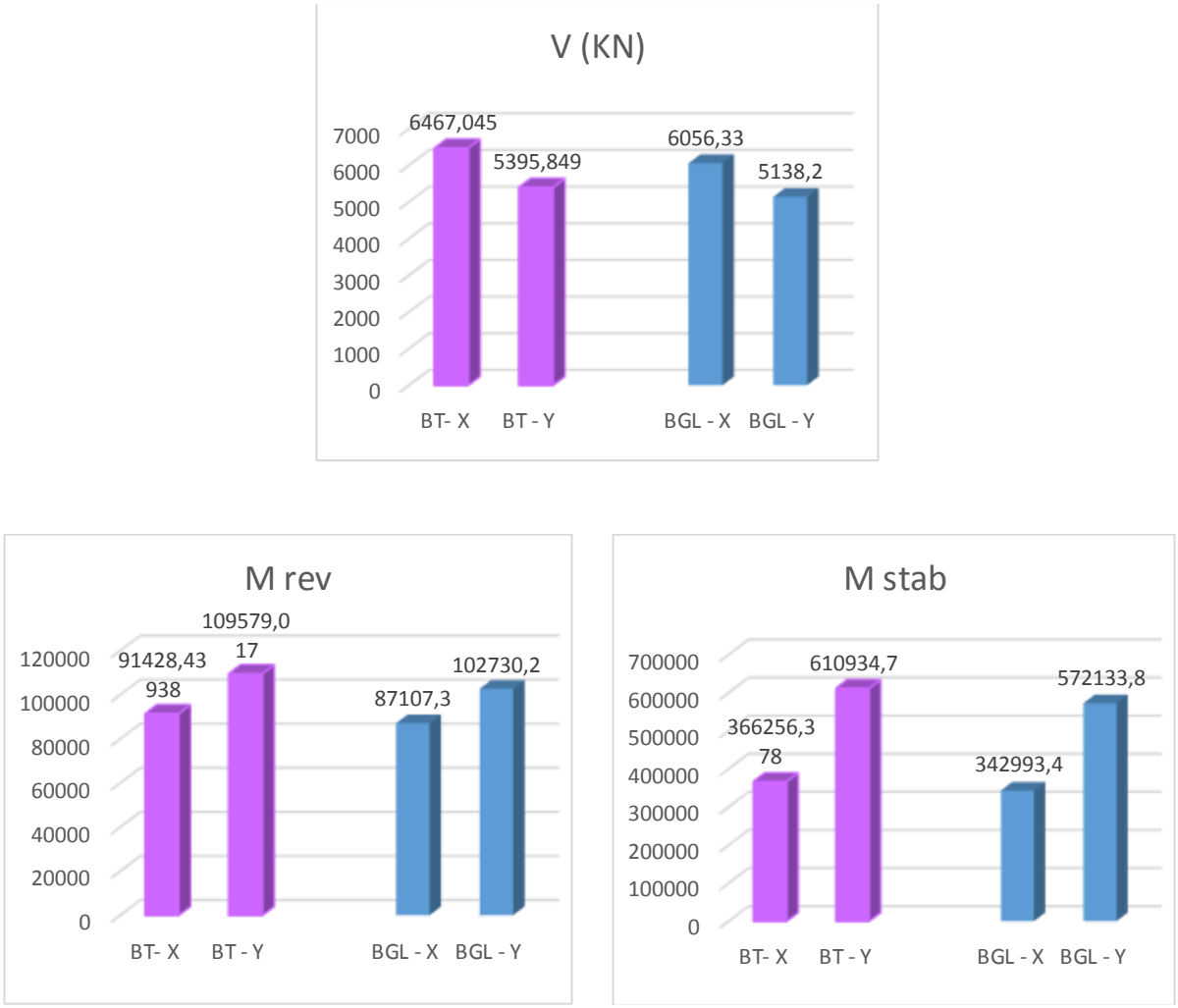


Figure .IV.13. Sollicitations de la structure calculées pour chaque béton

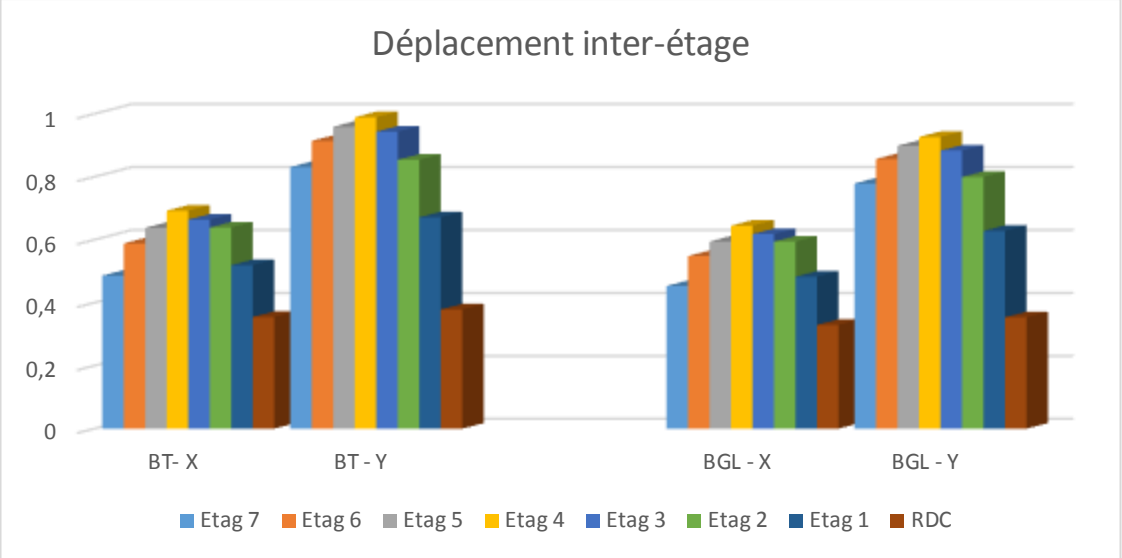


Figure .IV.14. Déplacement inter- étages de la structure calculées pour chaque béton

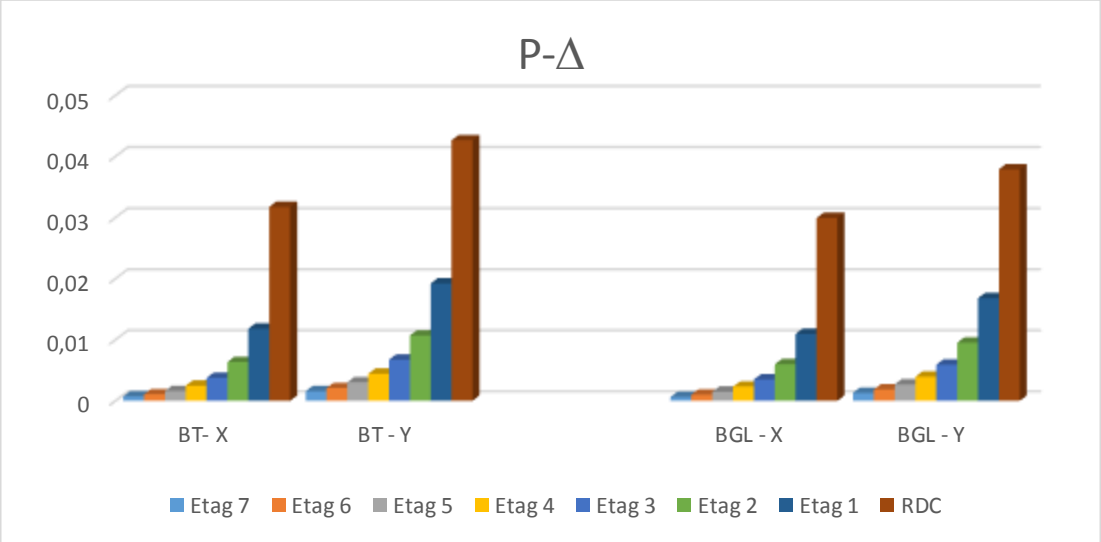


Figure .IV.15. Comparaison de l'effet Force - Déplacement sur chaque étage de la structure calculé pour chaque béton

CHAPITRE V :

CALCULE DE FERRAILLAGE

V.1.Introduction :

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur (**[CBA93]** et **[RPA 2003]**).

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation ; nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Les combinaisons données par les règles du [CBA 93] :**
  - E.L.U :1,35G +1,5Q
  - E.L.S : G + Q
- **Les combinaisons données par les règles [RPA2003].**
  - G +Q ± E
  - 0,8 G ± E

V.2.Ferraillage des poutres :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple sous l'effet des moments les plus défavorables.

- **Ferraillage longitudinale :**
- **Sections d'armatures maximales est minimales :**

$0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$	Au niveau de la zone courante.	**►► [Art 7.5.2.1] ◄◄ RPA 2003**
$0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$	Au niveau de la zone de recouvrement.	**►► [Art 7.5.2.1] ◄◄ RPA 2003**
$A_{min} = 0.1\%\ b.h$	La section tendue.	**►► [Art B.6.4] ◄◄ CBA 93**

- **La longueur minimale de recouvrement :**

Le recouvrement des barres est toujours dans la partie comprimé. $50\ \phi$ max Dans la zone III

- **Ferraillage transversale :** **►► [**Art.E3] **◄◄ RPA 2003**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $At_{min} = 0.003\ S_t.b$

L'espacement entre deux cadres successifs donné par :

Dans la zone nodale. $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi\ ;\ 30\ cm\right)$

Dans la zone nodale. $S_t \leq \frac{h}{2}$

V.2.1.Ferraillages des poutres principales :

V.2.1.1.Calcul des armatures longitudinales :

Tableau.V.1.Sollicitations des poutres principales.

béton	Poutres		Sollicitation			
	b[cm]	h[cm]	M [KN.m]		Combinaisons	Type de fissuration
BGN	35	55	En travée	46.23	ELU	Peu nuisible
			aux appuis	-236.31	G+Q+Ey	Peu nuisible
BGLB	35	55	En travée	42.45	ELU	Peu nuisible
			aux appuis	-212.56	ELU	Peu nuisible

Tableau.V.2.Calcul des armatures longitudinal des poutres principales.

béton	Section calculée				Section choisi			
	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
BGN	3.3	-	-	14	3HA12	3HA12	3HA12	4HA16+4HA14
					3,39	3,39	3,39	14.2
BGLB	3.2	-	-	13.4	3HA12	3HA12	3HA12	4HA16+4HA14
					3,39	3,39	3,39	14.2

V.2.1.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3}Fe \middle| 110\sqrt{\eta.Ft28}\right\}$ Si la fissuration est préjudiciable.

$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2}Fe \middle| 90\sqrt{\eta.Ft28}\right\}$ Si la fissuration est très préjudiciable.

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6F_{c28}$

Tableau.V.3.Vérification des contraintes des poutres principales à l'ELS

béton	Sollicitations à l'ELS		Contraintes	Contraintes admissible	Vérification
	M [KN.m]		σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	
BGN	En travée	30,98	8.19	24,38	Oui
	aux appuis	-39,76	7.12	24,38	Oui
BGLB	En travée	30,64	3.18	26,73	Oui
	aux appuis	-38,95	6.09	26,73	Oui

V.2.1.3.Calcul des armatures transversales :

Tableau.V.4.Armature transversale des poutres principales et leur espacement.

béton	La section	Espacements	
	A_t [cm²]	Zone nodale [cm]	Zone courante [cm]
BGN	4 HA 8 = 2.01	10.00	15.00
BGLB	4 HA 8 = 2.01	10.00	15.00

V.2.2.Ferraillages des poutres secondaires :

V.2.2.1.Calcul des armatures longitudinales :

Tableau.V.5.Sollicitations des poutres secondaires.

béton	Poutres		Sollicitation à l'ELU			
	b[cm]	h[cm]	M [KN.m]		Combinaisons	Type de fissuration
BGN	35	55	En travée	47,62	ELU	Préjudiciable
			aux appuis	-219,66	$G+Q+E_{dx}$	Préjudiciable
BGLB	35	55	En travée	46,23	$G+Q+E_{dx}$	Préjudiciable
			aux appuis	-212,56	$G+Q+E_{dx}$	Préjudiciable

Tableau.V.6.Calcul des armatures longitudinal des poutres secondaires.

BETON	Section calculée				Section choisi			
	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}	A_{S1}	A_{S2}	A'_{S1}	A'_{S2}
	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]	[cm²]
BGN	3,1	-	-	11.9	3HA12	3HA12	3HA12	8HA14
					3.39	3.39	3,39	12.32
BGLB	2.9	-	-	11.3	3HA12	3HA12	3HA12	8HA14
					3.39	3.39	3,39	12.32

V.2.2.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.V.7.verification des contraintes a l'ELS

béton	Sollicitations à l'ELS		Contraintes	Contraintes admissible	Vérification
	M [KN.m]		σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	
BGN	En travée	34,72	7.4	24,38	Oui
	aux appuis	-49,49	3.3	24,38	Oui
BGLB	En travée	34,11	5.8	26,73	Oui
	aux appuis	-48,43	2.9	26,73	Oui

V.2.2.3.Calcul des armatures transversales :

Tableau.V.8.Armature transversale des poutres secondaires et leur espacement.

béton	La section	Espacements	
	A_t [cm²]	Zone nodale [cm]	Zone courante [cm]
BGN	4 HA 8 = 2.01	10.00	15.00
BGLB	4 HA 8 = 2.01	10.00	15.00

V.3.Ferraillages des poteaux

V.3.1.Calcul des armatures longitudinales :

a) Calcul des armatures longitudinales (BGN)

Tableau.V.9. Calcul des armatures longitudinales des poteaux - BGN

cas	section	N(KN)	M (KN,m)	$A_{calculée}$ (cm^2)	A min BAEL (cm^2)	A min RPA (cm^2)	A adopté (cm^2)
N max et Mcorr	55×55	3263.1	97.23	0	3,025	27,225	27.225
Nmin et M corr	55×55	-2284.51	43.01	26.36	3025	27,225	27.225
Mmax et Ncorr	55×55	1354.99	223.39	0	3.025	27,225	27.225
N max et Mcorr	50×50	1475.56	86.46	0	2,5	22,5	22.5
Nmin et M corr	50×50	-826.68	87.67	5.86	2,5	22,5	22.5
Mmax et Ncorr	50×50	838.09	231.58	0	2,5	22,5	22.5
N max et Mcorr	45×45	902.54	37.78	0	2,025	18,225	18.225
Nmin et M corr	45×45	-180.44	31.29	0.66	2,025	18,225	18.225
Mmax et Ncorr	45×45	609.70	171.76	0	2,025	18,225	18.225
N max et Mcorr	40×40	425.48	31.86	0	1,6	14,4	14.4
Nmin et M corr	40×40	-136.78	50.01	0	1,6	14,4	14.4
Mmax et Ncorr	40×40	188.073	128.423	0	1,6	14,4	14.4

b) Calcul des armatures longitudinales (BGLB)

Tableau.V.10.calcule des armatures longitudinales des poteaux BGLB

section	Nmax(kn)	M corr (Kn,m)	$A_{calculée}$ $(cm)^2$	A min BAEL	A min RPA	A adobté (cm2)
55×55	3061.30	91.67	0	3,025	27,23	27.23
55×55	-2167.33	40.68	25.02	3,025	27,23	27.23
55×55	210.71	1270.60	0	3,025	27,23	27.23
50×50	1382.52	82.02	0	2,5	22,5	22.5
50×50	-788.13	83.01	5.14	2,5	22,5	22.5
50×50	218.77	786.85	0	2,5	22,5	22.5
45×45	853.30	36.89	0	2,025	18,23	18.23
45×45	-172.73	29.05	0.3	2,025	18,23	18.23
45×45	162.37	572.8	0	2,025	18,225	18.23
40×40	4401.5	31.08	0	1,6	14,4	14.4
40×40	-129.22	47.46	0	1,6	14,4	14.4
40×40	122.74	176.22	0	1,6	14,4	14.4

V. V.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

a) Verification des poteaux pour BGN

Tableau.V.11. verification a l'ELS DES poteaux pour le BGN

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm^2)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	σs≤ [σs] $\sigma_b \leq [\sigma_b]$
55×55	8,33	1352	27,23	peu	5.58	80.96	C.V
50×50	27,05	971	22,5	préj	3.61	52.52	C.V
45×45	26,95	624	18,23	peu	4.31	61.75	C.V
40×40	22,95	294,49	14,4	préj	2.55	36.97	C.V

b) Verification des poteaux pour BGLB

Tableau.V.12.verification a l'ELS DES poteaux pour le BGLB

Section	M_{ser} (kN.m)	N_{ser} (kN)	A (cm²)	Fissur-ation	σb (MPa)	σs (MPa)	σs≤ [σs] σb≤ [σb]
55×55	8,28	1315,55	27,23	peu	5.12	80.96	C.V
50×50	26,75	945,08	22,5	préj	3,09	52.52	C.V
45×45	26	608,11	18,23	peu	3,89	61.75	C.V
40×40	22,63	286,66	14,4	préj	2,15	36.97	C.V

V.3.3.Calcul des armatures transversales

a) Calcul des armatures transversales pour (BGN)

Tableau.V.13.calcule des armateur transversale pour les poteaux (BGN)

Section	Vu (KN)	τ(MPa)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	A_tChois (cm²)
55×55	166.065	0,15	5,02	2,5	19,72	Courante	15	2,03	4Ø8=2.01
						Nodale	10		4Ø8=2.01
50×50	209,14	0,28	5,65	2,5	22,46	Courante	15	1,8	4Ø8=2.01
						Nodale	10		4Ø8=2.01
45×45	192.14	0,40	6,46	2,5	23,10	Courante	15	1,58	4Ø8=2.01
						Nodale	10		4Ø8=2.01
40×40	150.59	0,44	7,54	2,5	22,23	Courante	15	1,35	4Ø8=2.01
						Nodale	10		4Ø8=2.01

b) Calcul des armatures transversales pour (BGLB)

Tableau.V.14.calcule des armateur transversale pour les poteaux (BGLB)

Section	Vu (KN)	τ(MPa)	λ_g	ρ	$S_{t\,cal}$ CBA	Zone	S_t RPA	$A_{t\,min}$	A_tChois (cm^2)
55×55	166.065	0,15	5,02	2,5	19,72	Courante	15	2,03	4Ø8=2.01
						Nodale	10		4Ø8=2.01
50×50	209,14	0,28	5,65	2,5	22,46	Courante	15	1,8	4Ø8=2.01
						Nodale	10		4Ø8=2.01
45×45	192.14	0,40	6,46	2,5	23,10	Courante	15	1,58	4Ø8=2.01
						Nodale	10		4Ø8+2.01
40×40	150.59	0,44	7,54	2,5	22,23	Courante	15	1,35	4Ø8+2.01
						Nodale	10		4Ø8+2.01

V.4.Ferraillage des voiles :

Dans notre structure on a seulment des voiles plines.

Les voiles seront calcules en flexion composée avec effort tranchant.

- **Les combinaisons des calculs :**

Généralement les combinaisons accidentelles $(G + Q \pm E)$ et $(0.8\ G \pm E)$

- **Les armatures verticales :**

Sont disposée pour :

- Equilibrer les contraintes (traction ou compression) dues aux efforts normales et moments.
- Minimisé les déformations latérales dues au charges verticale.

- **Les sections minimales et maximales des armatures verticales :**

$A_v = 0.20\%\ B_t$ — B_t : La section horizontale tendue du voile — **►► [Art 7.7.4.1] ◄◄ RPA 2003**

$A_v = 0.15\%\ B_t$ — B : La section globale du voile — **►► [Art 7.7.4.3] ◄◄ RPA 2003**

$A_v = 0.10\% B_t$ En zone courante. ►► [Art 7.7.4.3] ◄◄ RPA 2003

$0.1\% \leq \frac{2A_v}{a.b} \leq 0.5\%$ Avec : $a.b = B_t$ ►► [Art B.6.4] ◄◄ CBA 93

➢ **Les armatures verticales :** ►► [Art] ◄◄ RPA 2003

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Espacement des armatures verticales : $S_v \leq Min[1.5a\ ;\ 30cm]$ ►► [Art] ◄◄ RPA 2003

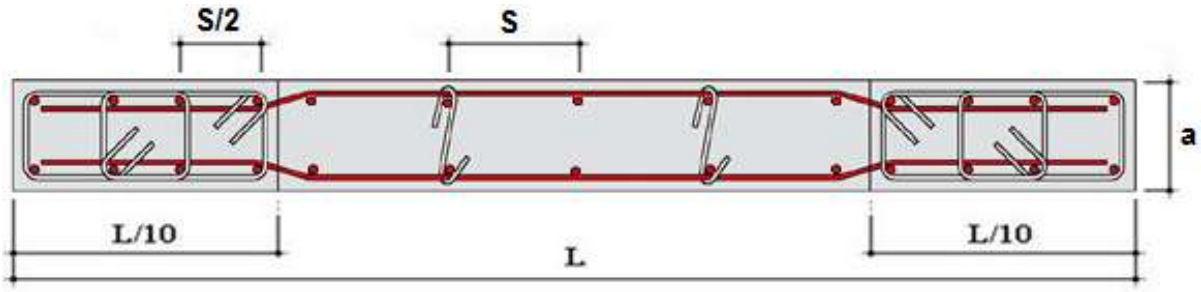


Figure VI.01. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➢ **Les armatures horizontales :**

- Sont disposée pour équilibrer les contraintes tangentielles dues aux efforts tranchant.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées ver l'extérieur.

$A_h = Max\left[\frac{2}{3}.A_v\ ;\ 0.15\%\ a.he\right]$ ►► [Art 2.233-b] ◄◄ DTR-BC-2.42

$\emptyset_h \leq Min\left[\frac{h}{35}; \frac{a}{10}; \emptyset_v\right]$ ►► [Art] ◄◄ CBA 93

$S_h \leq Min[0.9d\ ;\ 40cm]$, $S_h \leq \frac{A_h.f_e}{0.4\ a}$, ►► [Art] ◄◄ CBA 93

$$S_h \leq \frac{0.9\, f_e}{\gamma_s . a . \tau_b}$$

$$\emptyset_h \leq \frac{a}{10} \quad , \quad S_h \leq \frac{A_h . h}{0.003} \quad , \quad S_h \leq \text{Min}[1.5a\ ;\ 30cm]$$

►► [Art] ◄◄ RPA 2003

- **Les armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

- **La longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement égale à 40 ∅ max en zone I, II, III.

V.4.1. Calcul des armatures verticales :

Calcul des armatures verticales (BGN)

Tableau.V.15.Calcul de la section d'armatures verticales des voiles pleine de RDC BGN

voile	Niveaux	L[m]	a [m]	M[KN]	N[KN.m]	Combinaison	As1 [cm²]	As2 [cm²]
1	RDC	4,05	0,17	4709	1150,7	0.8G-E_{dx}	23,14	23.14
2	RDC	4,05	0,17	3750	3092,6	0.8G-E_{dx}	21,40	21.40
3	RDC	5,25	0,17	1766,9	2160,1	0.8G-E_{dy}	16,48	16.48
4	RDC	5,25	0,17	1294,73	2295	0.8G-E_{dy}	17,05	17.05
5	RDC	1,5	0,17	266,55	940,5	0.8G-E_{dy}	11,80	11.8

Choix des armateurs verticaux (BGN)

Tableau.V.16.Chois de la section d'armatures verticales des voiles pleine BGN

voile	b	h	Section minimale	Section calculée		Section choisi		S [m]	
			A_{min} [cm²]	As1	As2	As1 [cm²]	As1 [cm²]	ZN	ZC
1	4,05	0,17	10.69	23,14	23,14	21HA12=23,73	21HA12=23,73	0.15	0.20
2	4,05	0,17	11.81	21,40	21,40	19HA12=21,47	19HA12=21,47	0.15	0.20
3	5,25	0,17	8.63	16,48	16,48	15HA12=16,95	15HA12=16,95	0.20	0.20
4	5,25	0,17	15.56	17,05	17,05	16HA12=18,08	16HA12=18,08	0.15	0.20
5	1,5	0,17	22.31	11,80	11,80	11HA12=12,43	11HA12=12,43	0.15	0.20

Calcul des armatures verticales (BGLB)

Tableau.V.17.Calcul de la section d'armatures verticales des voiles pleine de RDC BGLB

voile	Niveaux	L[m]	a [m]	M[KN]	N[KN.m]	Combinaison	As1 [cm²]	As2 [cm²]
1	RDC	4,05	0,17	2044,7	620,67	0.8G-E_{dx}	19,30	19.30
2	RDC	4,05	0,17	1644,7	665,66	0.8G-E_{dx}	20,40	20.40
3	RDC	5,25	0,17	668,71	84,71	0.8G-E_{dy}	15,26	15,26
4	RDC	5,25	0,17	2098,9	1117,03	0.8G-E_{dy}	14,73	14.73
5	RDC	1,5	0,17	227,81	466,85	0.8G-E_{dy}	10,52	10.52

Choix des armatures verticales (BGLB)

Tableau.V.18.Chois de la section d'armatures verticales des voiles pleine BGLB

voile	l (m)	a (m)	Section minimale	Section calculée		Section choisi		S [m]	
			A_{min} [cm²]	As1	As1	As1 [cm²]	As1 [cm²]	ZN	ZC
1	4,05	0,17	13,77	19,30	19,30	18HA12=20,34	18HA12=20,34	0.15	0.20
2	4,05	0,17	13,77	20,40	20,40	19HA12=21,47	19HA12=21,47	0.15	0.20
3	5,25	0,17	17,85	15,26	15,26	14HA12=15,82	14HA12=15,82	0.20	0.20
4	5,25	0,17	17,85	14,73	14,73	14HA12=15,82	14HA12=15,82	0.15	0.20
5	1,5	0,17	5,1	10,52	10,52	10HA1211,3	10HA1211,3	0.15	0.20

V.4.2.Calcul des armatures horizontales :

Tableau.V.19.Calcul des armatures horizontales des voiles.

Béton	Sections calculées		Section choisies		Espacement
	A_{rep} 1 [cm².ml]	A_{rep} 2 [cm².ml]	A_{rep} 1 [cm²]	A_{rep} 2 [cm²]	e[cm]
BGN	3.14	3.14	15HA10=11.78	15HA10=11.78	20.00
BGLB	3.14	3.14	15HA10=11.78	15HA10=11.78	20.00

V.4.comparaison des résultats

Tableau.V.20.comparaison des résultats des ferraillages (BGN et BGLB)

	Position ou section	Acal		Achoisi		Armatu longitudinal		armature transversal	
		BGN	**BGLB**	**BGN**	**BGLB**	**BGN**	**BGLB**	**BGN**	**BGLB**
poutres principales	travée	3,3	3,2	3,39	3,39	3HA12	3HA12	4 HA 8	4 HA 8
	appuis	14	13,4	14,2	14,2	4HA16+ 4HA14	4HA16+ 4HA14	4 HA 8	4 HA 8
poutres secondaires	travée	3,1	2,9	3,3	3,3	3HA12	3HA12	4 HA 8	4 HA 8
	appuis	11,9	11,3	12,3	12,32	8HA14	8HA14	4 HA 8	4 HA 8
Poteaux	55×55	26.36	25.0	27,2	27,2	4HA20+ 8HA16	4HA20+ 8HA16	4 HA 8	4 HA 8
	50×50	5.86	5.1	22,5	22,5	12HA16	12HA16	4 HA 8	4 HA 8
	45×45	0.66	0.3	18,2	18,2	12HA14	12HA14	4 HA 8	4 HA 8
	40×40	0,1	0,1	14	14	10HA14	10HA14	4 HA 8	4 HA 8
Voiles	4,05×0,17	23,1	19,3	23,1	19,3	21HA12	18HA12	15HA10	15HA10
	4,05×0,17	21,4	20,4	21,4	20,4	19HA12	19HA12	15HA10	15HA10
	5,25×0,17	16,4	15,26	16,4	15,2	15HA12	14HA12	15HA10	15HA10
	5,25×0,17	17,0	14,7	17,0	14,7	16HA12	14HA12	15HA10	15HA10
	1,5×0,17	11,8	10.5	11,8	10,5	11HA12	10HA12	15HA10	15HA10

Conclusion :

La diminution de la densité du béton a provoqué une légère diminution des sollicitations engendrées aux niveaux des poutres et même sur les poteaux, et avec l'augmentation de la résistance, le ferraillage longitudinal calculé diminue. Vue que les sections de ces éléments ont été surestimées, et les résistances de deux béton sont élevées, le ferraillage calculé été faible devant ce exigé par le règlement. Pour cette raison le ferraillage finale choisis été le même pour les deux bétons. Par contre sur les voiles, on a remarqué l'influence de la densité et la résistance de béton sur le ferraillage. Les voiles sont très sollicités, par conséquence le ferraillage calculé été supérieur e ce exigé par le règlement RPA.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet, nous a permis de mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre cycle de formation , d'approfondir nos compréhensions en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception des structures des bâtiments.

Dans la première étape de cette étude, on a dimensionné les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure conformément aux règles en vigueur CBA 93, RPA 99 V 2003. En parallèle, nous avons fait une étude expérimentale, qui nous a permet d'enrichir plus nos connaissances sur la formulation du béton léger, et dont le but été de déterminer les caractéristique d'un béton léger structural à base de granulats recyclés.

Après nous avons passé à l'étude de la structure où on a considéré en premier lieu le béton préparé de granulats courant, puis nous avons refaire le calcul on considérant la structure réalisé en béton léger.

Les conclusions auxquelles a aboutie cette étude, sont résumées dans les points suivant :

- En termes de comportement dynamique, l'augmentation de la résistance du béton avec la diminution de la densité provoque une structure souple, stable et résistante. Où on a obtenu :
  - Une augmentation du nombre de modes et une diminution des périodes.

- Une diminution des sollicitations engendrées par la force sismique (efforts tranchants, moments de renversement et moments stabilisants).
- Diminution remarquable des déplacements

- En ce qui concerne le ferraillage des éléments résistants :
  - L'influence des caractéristiques de béton apparait dans le cas où les sollicitations sont influencées. Cette influence a été observée sur les voiles. Mais pour les poutres et les poteaux le ferraillage final obtenu est liés à la section minimale exigée par les règlements RPA2003 et CBA93. Cette section dépend de la section du poteau ou de la poutre.
  - Pour voir mieux l'influence des propriétés du béton sur le comportement d'une structure il faut minimiser les sections des éléments résistants.

  A la fin nous pouvons dire qu'on peut réaliser des structures stables de bonne résistance et économiques avec des bétons fabriqués de granulats recyclés légers.