



« Université Djilali Bounamaa de Khemis Miliana »

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculté Des Sciences des Sciences et de La Technologie

قسم التكنولوجيا

Département de la technologie

Mémoire de Fin d'Etudes

Pour l'Obtention du Diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème :

**Etude comparative de l'effet des granulats
naturels et granulats recyclés sur le
comportement d'une structure en Béton
Armé**

Présenté par :

MENDIL Roufaida

SELMAOUI Sara

Devant les membres du jury :

Dr. TAHI

Dr. KOUIDER DJELLOUL

Dr. TAHENNI

Président

Encadrant

Examineur



Remerciement

- Nous rendons grâce à « الله » de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.
- S'il faut beaucoup de motivation, de rigueur et d'enthousiasme pour mener à bien ce mémoire, alors ce travail a eu besoin de la contribution de plusieurs personnes, que nous tiendrons à remercier :
 - Notre promoteur **Mr : KOUIDER DJELOUL Omar** pour tous ses précieux, conseils, pour son écoute active, sa disponibilité, nous n'aurons pas tant réussi si nous n'avons pas reçu ses conseils ainsi que sa force de persuasion.
 - Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.
 - Merci à nos professeurs de génie civil qui ont contribué à notre formation.
 - A l'équipe du laboratoire **ENTEST** pour leurs efforts et leur coopération.
 - Merci à tous ceux qui contribuent de près ou de loin à la réalisation de ce travail de fin d'études.



Dédicace :

- Je dédie ce mémoire
- A mes chers parents, la plus belle mère au monde et le meilleur père dans la vie pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement.
- A mes chers sœurs Bouchra et Aicha farah.
- A mes amies et mes camarades : **marwa chetti, karima tebib, kebbah hadia, Aya manaa**, Rania, Djamila, Selma, Nacira, Kawther, Feryal et Hadil.
- A toute la famille MENDIL.
- A toute ma famille du côté paternel et maternel.



Dédicace :

- Je dédie ce mémoire
- A mes chers parents, la plus belle mère au monde et le meilleur père dans la vie pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement.
- A mes chers frères et sœurs Soumia , Nawel, Rawen, Abdelwahheb et Mohemmed .
- A mon cher mari Abdelaziz .
- A mes amies et mes camarades : Sabah, Naima, Sara, Marwa, Aya, Rania ,djamila , Selma, Karima, Hadia .
- A toute la famille SELMAOUI.

الملخص

تهدف هذه الدراسة إلى إجراء دراسة مقارنة بين الخرسانة المصنوعة من الركام الطبيعي والخرسانة المصنوعة من الركام المعاد تدويره فيما يتعلق بثبات مبنى يتألف من طابق أرضي وستة طوابق وطابق سفلي (R+6+1SS) ولهذا الغرض، تم إجراء تركيبة للخرسانة باستخدام الركام المعاد تدويره المستخرج من سحق عينات الخرسانة. تم تنفيذ تصميم أولي للعناصر الداعمة وفقاً للمواصفات 99 BAEL91 Modifié و RPA 99 ver 2003.

من أجل ضمان أمان الهيكل بشكل مرضٍ، تم إجراء حساب زلزالي لتقدير القيم الحرجة للاستجابة الزلزالية وتصميم عناصر المقاومة. تم تنفيذ تسليح العناصر الهيكلية مثل الأعمدة والجوائز باستخدام برنامج SOCOTEC ، بينما تم دراسة الجدران الحاملة بواسطة طريقة التحمل.

أظهرت الدراسة المقارنة أن تسليح عناصر هيكل الهيكل القائم على الركام المعاد تدويره، مثل الأعمدة والجوائز، أكبر من تسليح الهيكل القائم على الخرسانة العادية. يرجع ذلك إلى الخصائص الميكانيكية الأقل للخرسانة المعاد تدويره مقارنة بالخرسانة العادية.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة، الركام المعاد تدويره، التركيبة، التصميم الأولي، الدراسة الديناميكية، التسليح.

Résumé

L'objectif principale de ce travail est étude comparative entre béton à base de granulats naturel et béton à base des granulats recyclés sur la stabilité d'un bâtiment composé d'un rez de chaussé plus six étage et un sous sol (R+6+1SS). A cet effet une formulation de béton à été effectué a base des granulats recyclés issue de concassage des éprouvettes de béton. Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au BAEL91 Modifié 99 et à l'RPA 99 ver 2003.

Pour garantir une sécurité satisfaisante de la structure, un calcul parasismique a été fait pour estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et aussi pour dimensionner les éléments de résistance. Le ferrailage des éléments structuraux à savoir les poteaux et les poutres a été mené par le logiciel de ferrailage SOCOTEC. Les voiles ont été étudiés par la méthode de contrainte.

L'étude comparative a montre que le ferrailage des éléments de l'ossature de la structure à base des granulats recyclé à savoir les poteaux les poutres et les voiles est supérieur à celle de la structure à base de béton ordinaire. Cela est du aux propriétés mécaniques des bétons recyclés qui sont inférieures à celles du béton ordinaire.

Mots clés : Béton, Granulats recyclés, Formulation, Pré dimensionnement, Eude dynamique, Ferrailage.

Abstract

The main objective of this work is a comparative study between concrete based on natural aggregates and concrete based on recycled aggregates on the stability of a building composed of a ground floor plus six floors and a basement (R+6+1SS). To this end, concrete was formulated using recycled aggregates obtained by crushing concrete specimens. The pre-dimensioning of the load-bearing elements was carried out in accordance with BAEL91 Modifié 99 and RPA 99 ver 2003.

To guarantee satisfactory structural safety, a seismic calculation was carried out to estimate the most unfavorable characteristic values of the seismic response and also to dimension the resistance elements. The reinforcement of structural elements, i.e. columns and beams, was carried out using SOCOTEC reinforcement software. Walls were studied using the stress method.

The comparative study showed that the reinforcement of the framing elements of the structure based on recycled aggregates, i.e. the columns, beams and walls, is superior to that of the structure based on ordinary concrete. This is due to the mechanical properties of recycled concrete, which are inferior to those of ordinary concrete.

Key words: Concrete, Recycled aggregates, Formulation, Pre-dimensioning, Dynamic study, Reinforcement.

Table de Matière

Introduction générale.....	1
Chapitre I : Synthèse bibliographique	
I.1.Introduction.....	4
I.2. Processus de fabrication des granulats recyclés.....	4
I.3.Composition et caractéristique physiques et mécaniques des granulats recyclés.....	5
I. 3.1. Granulométrie	6
I.3.2.Absorption d'eau	6
I.3.2. Densité/ Masse volumique	8
I.3.3. Porosité	8
I.3.4. Dureté.....	9
I.3.2 Caractéristiques des sables recyclés	10
I.3.2.1 Morphologie	10
I.3.2.2 Teneur en fines (< 63 µm) dans le sable recyclé.....	12
I.3.2.3 Densité et coefficient d'absorption d'eau	12
I.3.3 Caractéristiques chimiques et minéralogiques.....	13
I.4 Influence des gravillons recyclés sur les propriétés du béton aux états frais et durcissant	14
I.4.1 Teneur en air du béton frais.....	14
I.4.2 Rhéologie du béton à l'état frais	15
I.4.3 Résistance à la compression à l'état durci.....	15
I.4.4 Résistance à la traction à l'état durci.....	17
I.4.5 Module d'élasticité.....	17
I.5. Conclusion.....	20
Chapitre II : Matériaux et essais	
II.1.Introduction.....	22
II.2.La formulation de béton naturel.....	22
II.3.Matériaux utilisés.....	23
II.4.Méthode de Dreux Gorisse.....	28
II.5.Etablissement de formulation.....	30
II.6.Application.....	36
Conclusion.....	43
Chapitre III : Présentation de l'ouvrage	
III.1.Introduction.....	45
III.2.Présentation de la structure.....	45
III.2.1.Caractéristiques géométriques.....	45
III.2.2.Plancher.....	48
III.2.3. La maçonnerie.....	48
III.2.4.Revêtement.....	48
III.2.5.Escaliers.....	48
III.2.6.L'acrotère.....	48
III.2.7.Les éléments structuraux.....	48
III.2.8.Les données de site	49
III.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	49
III.3.1. Béton.....	49
III.3.1.1 Propriétés mécaniques du béton.....	49

III.3.1.2. Les contraintes limites de calcul.....	50
III.3.2. Aciers.....	52
III.3.2.1 Les contraintes limites de calcul.....	52
III.4. Hypothèses de calcul.....	54
Chapitre IV : Pré dimensionnement	
IV.1. Introduction.....	57
IV.2. Les planchers.....	57
IV.2.1. Plancher à corps creux.....	57
IV.3. Pré dimensionnement des poutres.....	58
IV.3.1. Poutres porteuses.....	58
IV.3.2. Poutres non porteuses.....	59
IV.4. Évaluation des charges.....	60
IV.4.1. Charges permanentes.....	60
IV.4.1.1. Plancher terrasse (inaccessible).....	60
IV.4.1.2. Plancher étages courants.....	61
IV.4.1.3. Mur extérieur (double cloison).....	61
IV.4.1.4. Murs intérieurs (seul cloison).....	62
IV.4.2. Charges d'exploitation.....	62
IV.5. Pré dimensionnement des poteaux.....	63
IV.6. Pré dimensionnement des voiles.....	70
Chapitre V: Etude dynamique	
V.1 Introduction.....	73
V.2 Présentation de L'ETABS.....	73
V.3 Etude sismique.....	73
V.4 Modélisation de la rigidité.....	73
V.5 Choix de la méthode de calcul.....	74
V.5.1 La méthode statique équivalente.....	74
V.5.2 La méthode modale spectrale.....	74
V.5.3. Analyse modale spectrale.....	75
V.6. Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	80
V.6.1. Structure réalisée par un béton ordinaire des granulats naturels.....	80
V.6.2. Structure réalisée par un béton avec des granulats recyclés.....	94
V.7 Conclusion.....	101
Chapitre VI: Ferrailage des éléments structuraux	
VI.1 Ferrailage des poteaux.....	103
VI.1.1. Vérification de l'effort normal.....	103
VI.1.2. Ferrailage avec logiciel SOCOTEC.....	108
VI.1.3. Choix des armatures.....	112
VI.1.4. Vérifications.....	113
VI.1.4.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA (article A4.5.3).....	113
VI.1.4.2. Vérification de l'effort tranchant.....	114
VI.2. ferrailage des poutres.....	124
VI.2.1. Recommandations des règlements.....	124
VI.2.2. Présentation des résultats.....	124
VI.2.3. Choix des armatures longitudinales.....	132
VI.2.4. Vérification vis-à-vis de L'ELS : combinaison G+Q.....	134
VI.2.5. Vérification de l'effort tranchant.....	135

VI.2.6.Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2.....	138
VI.3.Ferraillage des voiles.....	143
VI.3.1.Recommandations de RPA99(version 2003).....	143
VI.3.2.Méthode de ferraillage des voiles.....	144
VI.3.3. ferraillage des voiles sous (0,8G+E).....	145
VI.3.4.Caractéristiques et ferraillage des voiles.....	149
VI. 3.4.1. Caractéristiques et efforts.....	149
VI.3.4.1. ferraillage des voiles.....	150
Chapitre VII : Résultats et Discussion	
VII.1.Introduction	154
VII.2. Quantité de béton	154
VII.2.1 Quantité de Béton pour poteaux	154
VII.2.2 Quantité de Béton pour poutres	154
VII.2.3.Quantité de Béton pour les voiles	156
VII.2.4 Quantité d'Acier	159
VII.2.4.1.les poteaux	159
VII.2.4.2.les poutres.....	161
VII.2.4.3.les voiles.....	166
Conclusion générale	171
Les références	172

Liste Des Figures

Chapitre I: Synthèse bibliographique

Figure I.1 les différentes phases du cycle de vie d'un matériau de construction	5
Figure I.2.1: schématisation d'un granulat recyclé.....	6
Figure I.2.2 Compositions des granulats recyclés.....	6
Figure I.3.1 : Absorption d'un granulat recyclé en fonction du temps	7
Figure I.3.2 : Relation entre la densité et le taux de mortier résiduel	8
Figure I.3.3 : Relation entre le mortier résiduel et la valeur d'abrasion Los Angeles	10
Figure I.3.4 Informations morphologiques de divers sables : Rapport L/W et sphéricité	11
Figure I.3.5 Images MEB de sables naturels et recyclés	11
Figure I.3.6 Granulométrie de sable naturel et sable recyclé.....	12
Figure I.3.7 Cinétique d'absorption d'eau de sable recyclé.....	13
Figure I.3.8 : Analyse DRX d'une coupure recyclée (0,6 - 0,125 mm)	14
Figure I.4.1 Relation entre l'affaissement et le taux de remplacement en masse en gravillons recyclés. Adapté de	15
Figure I.4.2 Évolution de résistance en compression dans le temps de bétons avec granulats recyclés.....	17
Figure I.4.3 Déformations au pic et ultime pour les bétons étudiés	19
Figure I.4.4 Rapport entre les déformations ultimes et les déformations au pic	19

Chapitre II : Matériaux et essais

Figure II.1 : Les éprouvettes cubiques du béton naturel.....	22
Figure II.2 : l'écrasement des éprouvettes.....	22
Figure II.3 : Les résultats de l'écrasement des éprouvettes.....	23
Figure II.4 : Concasseur mécanique.....	25
Figure II.5: Tamisage de matériau concassé pour l'obtention de différentes classes granulaires recyclées.....	26
Figure II.6: Sable recyclé de classe 0/5.....	27
Figure II.7: Gravier recyclé de classe 3/8.....	27
Figure II.8: Gravier recyclé de classe 8/15.....	28
Figure II.9: Abaque permettant la détermination de Copt.....	31
Figure II.10 : Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériau	34
Figure II.11 : Matériel utilisé pour la formulation d'un mètre cube de béton recyclé.....	36
Figure II.12 : Courbe granulométrique du béton recyclé.....	38
Figure II.13: Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams.....	39
Figure II.14: Cône d'Abrams.....	40
Figure II.15: Réalisation de l'essai de l'ouvrabilité.....	40
Figure II.16 : La presse d'écrasement.....	41
Figure II.17 : Eprouvettes cubiques du béton recyclé.....	41
Figure II.18 : Installation des éprouvettes sur la machine.....	42
Figure II.19 : Rupture des éprouvettes.....	42

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage

Figure III.1. Diagramme contrainte -déformations a L'ELU.....	51
---	----

Figure III.2. Diagramme contraintes-déformation à l'ELS.....	52
Figure. III.3. Diagramme contrainte-déformation d'acier	53
Chapitre IV : Pré dimensionnement	
Figure IV.1 : Plancher à corps creux.....	58
Figure IV.2: Coupe de voile en élévation.....	71
Figure IV.3. Coupe des voiles en plan.....	71
Chapitre V : Etude dynamiques	
Figure V.1. Spectre de réponse.....	76
figure V.2 Modèle initial.....	81
figure V.3 Modèle 2.....	85
Figure V.4 : Modèle final.....	88
Figure V.5 : Comportement des trois premiers modes pour le model du béton ordinaire.....	90
Figure V.6 : Comportement des trois premiers modes pour le model du béton recyclé.....	97
Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants.	
Figure VI.1 Zone nodale.....	105
Figure VI.2.Schéma de ferrailage des poteaux pour BGN.....	122
Figure VI.3.Schéma de ferrailage des poteaux pour BGR.....	123
Figure VI.4.Schéma de ferrailage des poutres porteuses pour BGN.....	141
Figure VI.5.Schéma de ferrailage des poutres porteuses pour BGR.....	141
Figure VI.6.Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour BGN.....	142
Figure VI.7.Schéma de ferrailage des poutres non porteuses pour BGR.....	142
Figure VI.8.Vue en plan du voile plein en U.....	145
Figure VI.9.Schéma de ferrailage du voile en forme U.....	149
Chapitre VII : Résultats et Discussion	
Figure VII.1. Histogramme de la Quantité totale de béton.....	159
Figure VII.2. Histogramme de la Quantité d'acier (poteaux).....	161
Figure VII.3. Histogramme de la Quantité d'acier (poutres).....	166
Figure VII.4. Histogramme de la Quantité d'acier (voiles).....	169

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I: Synthèse bibliographique

Tableau I.1: Caractéristiques des bétons à l'âge de 28 jours	18
--	----

Chapitre II : Matériaux et essais

Tableau II.1 Caractéristiques mécaniques du ciment.....	22
Tableau II.2 Caractéristiques chimiques du ciment.....	23
Tableau II.3 Caractéristiques des granulats naturels.....	24
Tableau II.4 Caractéristiques des granulats recyclés.....	25
Tableau II.5 Affaissement au cône conseillé en fonction du type d'ouvrage à réaliser.....	29
Tableau II.6 Correspondance entre classe vraie et dénomination	30
Tableau II.7 Coefficient granulaire G' en fonction de la qualité et de la taille maximale des granulats D_{max}	30
Tableau II.8 Correction sur le dosage de pâte en fonction de D_{max}	32
Tableau II.9 fonction de la forme des granulats, du mode de vibration et du dosage en ciment.....	33
Tableau II.10 Compacité du béton en fonction de D_{max} , de la consistance et du serrage.....	35
Tableau II.11 Récapitulatif de composition d'un mètre cube de béton recyclé.....	39

Chapitre III : Présentation de l'ouvrage

Tableau III.1 Propriétés mécaniques de béton.....	50
Tableau III.2. Propriétés mécaniques de l'acier.....	52

Chapitre IV: Pré dimensionnement

Tableau IV.1. Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.....	60
Tableau IV.2. Evaluation des charges permanentes de mur intérieur.....	61
Tableau IV.3. Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.....	62
Tableau IV.4. Evaluation des charges permanentes de mur intérieur.....	62
Tableau IV.5. Charges d'exploitation des éléments.....	63
Tableau IV.6. Dégression des surcharges.....	69
Tableau IV.7. Dimensions de poteau central	70

Chapitre V : Etude dynamiques

Tableau V.1: Facteur de qualité Q	79
Tableau V.2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1	81
Tableau V.3 : Sollicitations dues aux charges verticales pour modèle 1.....	82
Tableau V.4 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (sens X-X)	84
Tableau V.5 : Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (sens Y-Y)	84
Tableau V.6: Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2	85
Tableau V.7 : Sollicitations dues aux charges verticales pour modèle 2	86
Tableau V.8 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2 (sens X-X)	87
Tableau V.9 : Vérification des déplacements inter étages du modèle 2 (sens Y-Y)	88
Tableau V.10 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final	89
Tableau V.11 : Sollicitations dues aux charges verticales pour le modèle final avec un	91

béton ordinaire

Tableau V.12 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (sens X-X)	92
Tableau V.13 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final (sens Y-Y)	93
Tableau V.14 .Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X.....	94
Tableau V.15 .Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens Y-Y.....	94
Tableau V.16 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (béton avec des granulats recyclés).....	95
Tableau V.17 : Sollicitations dues aux charges verticales pour le model final avec un béton recyclé.....	98
Tableau V.18 : Vérification des déplacements inter étages du modèle final pour un béton recyclé (sens X-X).....	99
Tableau V.19: Vérification des déplacements inter étages (béton recyclé) sens Y-Y.....	99
Tableau V.20 .Vérification l'effet P- Δ inter étages (béton recyclé) Sens X-X.....	100
Tableau V.21 .Vérification l'effet P- Δ inter étages (béton recyclé) Sens Y-Y.....	100
Chapitre VI : Ferrailage des éléments résistants	
Tableau VI.1. Vérification de sollicitation normale pour BGN.....	104
Tableau VI.2. Vérification de sollicitation normale pour BGR.....	104
Tableau VI.3. Situation durable.....	107
Tableau VI.4. Situation accidentelle.....	107
Tableau VI.5. Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , M_{corr}) pour BGN.....	108
Tableau VI.6. Ferrailages des poteaux situation durable (N_{max} , M_{corr}) pour BGR.....	108
Tableau VI.7. Ferrailages des poteaux situation durable (M_{max} , N_{corr}) pour BGN.....	109
Tableau VI.8. Ferrailages des poteaux situation durable (M_{max} , N_{corr}) pour BGR.....	109
Tableau VI.9. Ferrailages des poteaux situation accidentelle N_{max} M_{corr} G+Q+E pour BGN.....	109
Tableau VI.10. Ferrailages des poteaux situation accidentelle N_{max} M_{corr} G+Q+E pour BGR.....	110
Tableau VI.11. Ferrailages des poteaux situation accidentelle M_{max} N_{corr} G+Q+E pour BGN.....	110
Tableau VI.12. Ferrailages des poteaux situation accidentelle M_{max} N_{corr} G+Q+E pour BGR.....	110
Tableau VI.13. Ferrailages des poteaux situation accidentelle N_{max} M_{corr} 0.8G+E pour BGN.....	111
Tableau VI.14. Ferrailages des poteaux situation accidentelle N_{max} M_{corr} 0.8G+E pour BGR.....	111
Tableau VI.15. Ferrailages des poteaux situation accidentelle M_{max} N_{corr} 0.8G+E pour BGN.....	111
Tableau VI.16. Ferrailages des poteaux situation accidentelle M_{max} N_{corr} 0.8G+E pour BGR.....	112
Tableau VI.17. Choix des armatures des poteaux BGN.....	112
Tableau VI.18. Choix des armatures des poteaux BGR.....	112

Tableau VI.19.Vérifications des contraintes pour BGN.....	114
Tableau VI.20.Vérifications des contraintes pour BGR.....	114
Tableau .VI.21. Vérification de la contrainte de cisaillement pour BGN	116
Tableau VI.22. Vérification de la contrainte de cisaillement pour BGR	116
Tableau VI.23. Espacements maximaux selon RPA99 pour BGN.....	118
Tableau VI.24. Espacements maximaux selon RPA99 pour BGR.....	119
Tableau VI.25.Choix des armatures transversales pour les poteaux BGN..	120
Tableau VI.26.Choix des armatures transversales pour les poteaux BGR..	120
Tableau VI.27. Ferrailage des poutres porteuses (BGN).....	125
Tableau VI.28. Ferrailage des poutres porteuses (BGR).....	126
Tableau VI.29. Ferrailage des poutres porteuses (BGN).....	127
Tableau VI.30. Ferrailage des poutres porteuses (BGR).....	128
Tableau VI.31. Ferrailage des poutres non porteuses (BGN).....	129
Tableau VI.32. Ferrailage des poutres non porteuses (BGR).....	130
Tableau .VI.33. Ferrailage des poutres non porteuses (BGN).....	131
Tableau .VI.34. Ferrailage des poutres non porteuses (BGR).....	132
Tableau .VI.35. choix des armatures pour les poutres porteuses (BGN).....	132
Tableau .VI.36. choix des armatures pour les poutres porteuses (BGR).....	133
Tableau .VI.37. choix des armatures pour les poutres non porteuses (BGN).....	133
Tableau .VI.38. choix des armatures pour les poutres non porteuses (BGR).....	133
Tableau .VI.39. Vérification des poutres porteuses à l'ELS(BGN).....	134
Tableau .VI.40. Vérification des poutres porteuses à l'ELS(BGR).....	134
Tableau .VI.41. Vérification des poutres non porteuses à l'ELS (BGN)....	134
Tableau .VI.42. Vérification des poutres non porteuses à l'ELS(BGR)....	135
Tableau .VI.43. Vérification de la contrainte de cisaillement pour (BGN)..	135
Tableau .VI.44. Vérification de la contrainte de cisaillement pour (BGR)..	136
Tableau .VI.45.Calcul des armatures transversales pour (BGN).....	137
Tableau .VI.46.Calcul des armatures transversales pour (BGR).....	137
Tableau .VI.47.Récapitulatif du calcul de la flèche pour (BGN).....	139
Tableau .VI.48.Récapitulatif du calcul de la flèche pour (BGR).....	139
Tableau .VI.49. Vérification de la flèche pour BGN.....	140
Tableau .VI.50. Vérification de la flèche pour BGR.....	140
Tableau .VI.51. Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile....	145
Tableau .VI.52. Caractéristiques des voiles pour BGN.....	149
Tableau .VI.53. Caractéristiques des voiles pour BGR.....	150
Tableau .VI.54. Effort et sections d'armature dans les voiles pour BGN...	150
Tableau .VI.55. Effort et sections d'armature dans les voiles pour BGR...	151
Tableau .VI.56.Choix d'armature des voiles pour BGN.....	151
Tableau .VI.57.Choix d'armature des voiles pour BGR.....	152
Chapitre VII : Résultats et discussion.....	
Tableau .VII.1.Volume de béton pour les poteaux.....	154
Tableau .VII.2.Volume de béton pour les poutres porteuses.....	155
Tableau .VII.3.Volume de béton pour les poutres non porteuses.....	156
Tableau VII.4.Volume de béton pour les voiles de RDC.....	157
Tableau VII.5.Volume de béton pour les voiles de 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages...	157
Tableau VII.6.Volume de béton pour les voiles de 3,4,5 et 6 ^{ème} étages	158
Tableau VII.7. Quantité d'Acier des poteaux pour BGN.....	158
Tableau VII.8. Quantité d'Acier des poteaux pour BGR.....	160

Tableau VII.9. Quantité d'Acier des poutres porteuses pour BGN.....	160
Tableau VII.10. Quantité d'Acier pour les poutres non porteuses pour BGN.....	160
Tableau VII.11. Quantité d'Acier des poutres porteuses pour BGR.....	162
Tableau VII.12. Quantité d'Acier pour les poutres non porteuses pour BGR.....	163
Tableau VII.13 . Quantité d'Acier des voiles de L=5.....	164
Tableau VII.14 . Quantité d'Acier des voiles de L=4,15.....	165
Tableau VII.15 . Quantité d'Acier des voiles de L=3,2.....	166
Tableau VII.16 . Quantité d'Acier des voiles de L=5.....	167
Tableau VII.17. Quantité d'Acier des voiles de L=4,15.....	167
Tableau VII.18 . Quantité d'Acier des voiles de L=3,2.....	167
Tableau VII.19. Volume totale de béton pour deux types de béton (BGN, BGR).....	168
Tableau VII.20. Volume d'acier des poteaux pour deux types de béton (BGN, BGR).....	168
Tableau VII.21. Volume d'acier des poutres pour deux types de béton (BGN, BGR).....	168
Tableau VII.22. Volume d'acier des voiles pour deux types de béton (BGN, BGR)	169

Liste des symboles

- L : La portée max entre nus d'appuis.
- h_t : Hauteur de la dalle de compression + corps creux.
- G : Les charges permanentes.
- Q : Les surcharges d'exploitation. Facture de qualité.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau.
- α : Coefficient de réduction.
- S_a/g : Accélération spectrale.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : Coefficient de comportement.
- T : Période , Effort tranchant.
- D : Facteur d'amplification dynamique.
- N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- B_c : Section brute.
- V_u : La valeur de l'effort tranchant.
- b_0 : La largeur de poteau .
- d : La hauteur utile.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle.
- f_i : La flèche due aux charges instantanées.
- f_v : La flèche due aux charges de longue durée.
- $\bar{f}$: La flèche admissible.
- M : Moment.
- ELU : Etat limite ultime.
- ELS : Etat limite service.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limite ultime.

- I : Moment d'inertie.
- i : Rayon de giration.
- L_f : Longueur de flambement.
- A_t : Section d'armature transversales.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- $\emptyset$: Diamètre des armatures.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- σ_{sol} : Contrainte de sol.
- $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- E_b : Module de déformation du béton.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- λ : L'élancement du poteau.
- η : Coefficient de fissuration.
- S_t : Espacement des armatures transversales.
- f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.
- I_{fv} : Moment d'inertie pour les déformations instantanées.
- I_{fi} : Moment d'inertie pour les déformations différées.
- E_{iv} : Module d'élasticité différé.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.
- f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours.
- ν : Coefficient de poisson.
- y : position d'axe neutre.
- L_r : la longueur de recouvrement

Liste des abréviations

BAEL : Béton Armé aux Etats Limites.

RPA : Règles Parasismiques Algériennes.

GN : Granulat Naturel.

GR : Granulats Recyclé.

BGN : Béton a base des Granulats Naturel.

BGR : Béton a base des Granulats Recyclés.

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite Service.

CBA : Règlement de Conception et de calcul des structures en Béton Arme.

DTR : Documentation Technique Règlementaire.

ETABS : Extended Three dimension Analysis of Building Structures

Introduction Générale

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime de ciment, de granulats, d'eau, et éventuellement d'adjuvants pour améliorer ses propriétés. Ses constituants sont dosés de manière à obtenir après durcissement, un produit rocheux artificiel dont la capacité de résistance à la compression soit élevée. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Selon le conseil mondial des entreprises pour le développement durable, environ 25 milliards de tonnes de béton sont fabriquées chaque année [2]. L'impact environnemental de la production des granulats est considérable pour la fabrication de béton. En parallèle, l'élimination des déchets de démolition de bétons est un enjeu important en Algérie. Dans ce contexte, une des solutions proposées est d'envisager l'utilisation de ces déchets comme granulats dans le béton.

La présente étude a comme objectif principal d'étudier l'utilisation des granulats recyclés dans les bétons. Il s'agit d'évaluer l'impact de remplacement des granulats naturels (GN) par des granulats recyclés (GR) sur les propriétés du béton. L'utilisation de ressources premières ainsi que la réduction de la quantité de déchets. Afin d'effectuer cette tâche, nous avons réparti notre travail de la manière suivante :

Le présent travail est divisé en sept chapitres. Dans le premier chapitre on trouve une synthèse bibliographique : les propriétés des granulats recyclés et les caractéristiques du béton à base de ces granulats à son état frais et durci. Le deuxième chapitre présente les matériaux et essais qu'on a effectué. Nous décrivons les matériaux utilisés et les formulations du béton et nous présentons aussi l'ensemble des essais effectués au laboratoire pour l'élaboration d'un béton, en donnant à chaque fois le principe de base de l'essai et en décrivant le mode opératoire. Le troisième chapitre consacré à la présentation d'ouvrage. Ce chapitre sera suivi d'un quatrième chapitre qui est présente le pré dimensionnement des éléments constitutifs de

notre projet. Le cinquième chapitre présente l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS 9. Le sixième chapitre a pour déterminer le ferraillage des éléments résistants. Le septième chapitre présente les résultats et discussion. A la fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale.



Chapitre I Synthèse bibliographique



Chapitre I : Synthèse bibliographique

I.1.Introduction

La démolition des ouvrages en béton et l'industrie des matériaux de construction sont toujours accompagnées par des produits secondaires ou des déchets ; le stockage de tels déchets solides dans des dépôts favorise la pollution de l'environnement et puisque les réserves en granulats alluvionnaires vont s'épuiser, il est donc nécessaire de trouver un moyen pour valoriser ces produits et les réutiliser de nouveau comme granulats dans les bétons.

Le présent chapitre est un aperçu sur les caractéristiques des granulats (gravillons ou sables) issus de bétons recyclés et leur influence sur les comportements de béton à l'état frais et durci (résistance à la traction, à la compression et module de Young).

I.2. Processus de fabrication des granulats recyclés

La fabrication des granulats recyclés passe par plusieurs phases d'élaboration des produits issus des matériaux démolis:

- Sélection, stockage et traitement de la matière première
- Préparation des matériaux avant concassage : cela implique la réduction des éléments les plus volumineux à l'aide d'un marteau hydraulique (BRH)
- Tri manuel
- Élimination des éléments ferreux par un système électromagnétique
- Concassage et criblage : étape visant à éliminer les matériaux de faible qualité
- Concassage secondaire éventuel de la fraction supérieure issue du concassage primaire
- Stockage
- Éventuelles analyses avant l'utilisation [1].

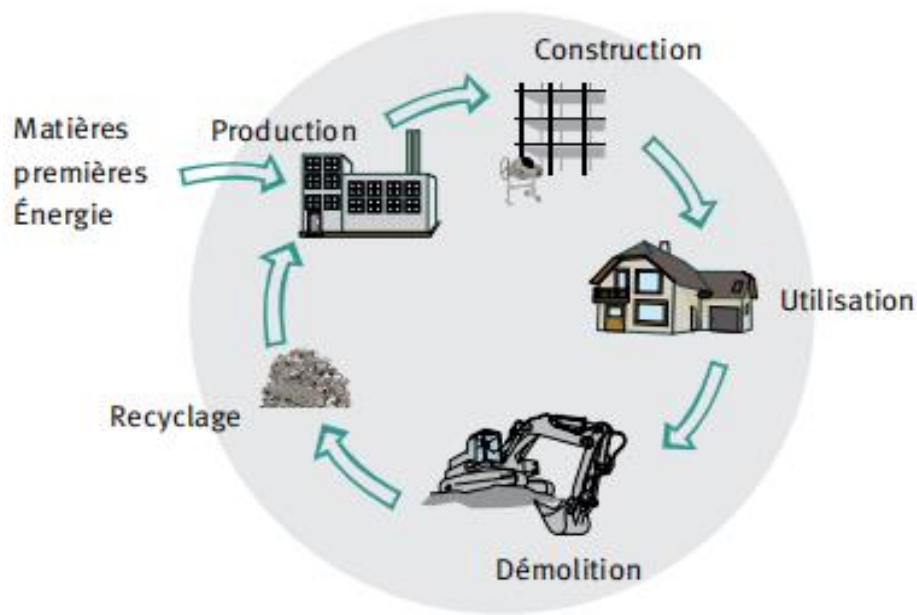


Figure I.1 : Les différentes phases du cycle de vie d'un matériau de construction.

I.3 Composition et caractéristique physiques et mécaniques des granulats recyclés

Les débris de démolition sont principalement constitués de béton concassé. Les granulats de béton recyclé (GR) sont différents des granulats naturels (GN) en termes de composition et de forme. Les GR sont des matériaux composites composés de granulats naturels concassés et de pâte de ciment hydratée concassée qui enrobe les granulats naturels. La proportion des composants varie en fonction de la source et de la procédure de concassage, ainsi que de la taille des particules [2].

La qualité de la pâte de ciment est à l'origine des propriétés des GR, qui peuvent être médiocres si la quantité ou la qualité de la pâte de ciment est insuffisante. Les propriétés physiques des GR dépendent de la quantité et de la qualité de la pâte de ciment présente sur les granulats concassés. Il est donc important d'évaluer ces propriétés avant d'utiliser les GR. Parmi les propriétés des GR [2] :

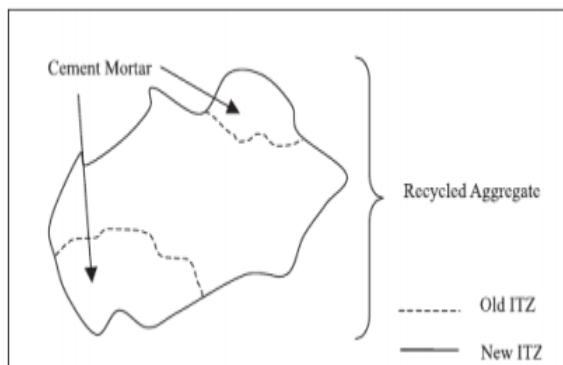


Figure I.2.1: schématisation d'un granulat recyclé.

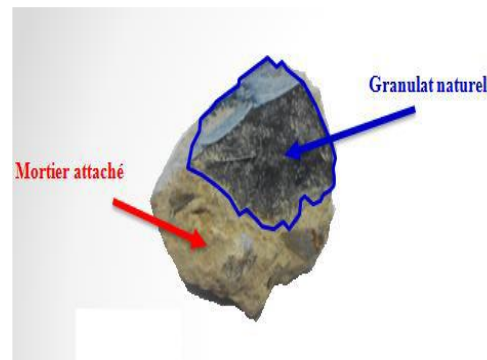


Figure I.2.2 : Compositions des granulats recyclés.

I. 3.1. Granulométrie

En général, les granulats recyclés et les granulats naturels n'ont pas la même répartition granulométrique. Cependant, dans plusieurs études de recherche, les GR sont fabriqués à l'aide de procédés de broyage et de criblage, ce qui signifie que leur dimension est généralement comprise dans les limites maximales de la gradation de broyeur. Les chercheurs ont combiné deux fractions de graviers naturels pour obtenir une courbe granulométrique semblables à celles des (GR). La variation de la taille des particules contribue à la réduction du volume total des vides entre les granulats. Selon la plupart des chercheurs, les GR contiennent souvent plus de fines que les granulats classiques [2].

I. 3.2. Absorption d'eau

Il y'a plusieurs études menés sur l'utilisation des matériaux de démolition en tant que substituts de granulats. Ces matériaux sont considérés comme étant des "granulats hors normes". Ceci est dû à leur forte absorption d'eau en raison de leur forte porosité, causée par la présence de vieux mortier collé aux granulats d'origine, en particulier lorsque leur granularité est fine [2].

Les études confirment que les granulats recyclés présentent des valeurs d'absorption d'eau beaucoup plus élevées que les granulats naturels. Des études précédentes ont révélé que les agrégats grossiers et fins ont une absorption d'eau qui varie de 3,5% à 7,7% et de 4,6% à 13,1%, respectivement [2].

En général, les granulats recyclés (GR) ont des valeurs d'absorption situées entre 3% et 10%, tandis que pour les granulats naturels (GN), elles se situent souvent en dessous de 1%, mais peuvent atteindre une valeur de 5%. D'autres chercheurs ont montré que les valeurs d'absorption d'eau pour les granulats grossiers et fins GR extraits d'un béton de résistance à la compression de 30 MPa étaient respectivement environ 11,5 et 3,5 fois supérieures à celles des granulats grossiers et fins GN [2].

En résumé, les granulats grossiers ont une capacité d'absorption d'eau plus élevée que les granulats fins, ce qui nécessite de les utiliser avec une teneur en eau plus élevée que leur capacité d'absorption et de les stocker dans des conditions optimales. Les granulats grossiers sont plus sensibles aux conditions environnementales et doivent être mesurés et ajustés en conséquence avant utilisation. Le pré-mouillage est une solution couramment recommandée pour maintenir le niveau de saturation souhaité et certains auteurs recommandent de pré-saturer les granulats grossiers par immersion dans l'eau avant utilisation dans le béton prêt à l'emploi [2].

La figure 3.1 illustre l'absorption d'un granulat recyclé pendant les 30 premières minutes, le graphe montre que le granulat absorbe la plus grande quantité d'eau durant les 20 premières minutes, avec une absorption très élevée de 89,2% en seulement 5 minutes, la vitesse d'absorption diminue par la suite, alors il est considéré que 90 % d'absorption se fait dans les 5 premières minutes [2].

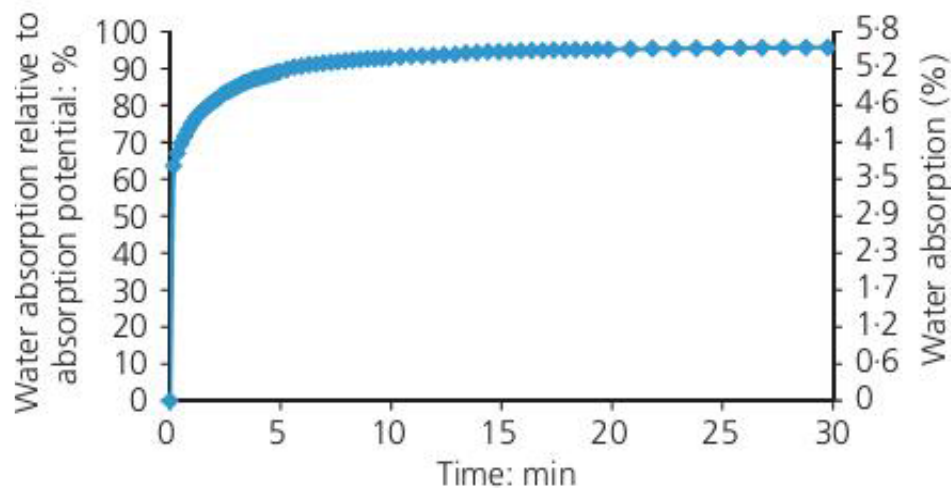


Figure I.3.1 : Absorption d'un granulat recyclé en fonction du temps. [2]

I.3.2. Densité/ Masse volumique

La masse volumique des granulats recyclés est inférieure d'environ 5 à 15% à celle des granulats naturels. Il a été constaté que la masse volumique des granulats recyclés est inférieure de l'ordre de 20% à celle des granulats naturels. La densité du béton contenant des granulats recyclés est inférieure de 8 à 13% par rapport aux bétons avec des granulats naturels. Cela les place dans la catégorie des agrégats semi-légers, car leur densité est d'environ 1840 à 2240 kg/m³. Cette diminution est liée à la densité faible de vieille pâte de mortier attachée aux particules de gravier recyclées. Selon la Figure 2.3, la densité est plus élevée pour les GR qui ont moins de mortier attaché [2].

la densité des gros granulats naturels varie généralement entre 2100 et 2500 kg/m³, tandis que celle des granulats fins naturels se situe entre 1970 et 2200 kg/m³, selon d'autres études menées sur le sujet, les granulats recyclés ont une densité nettement plus faible que celle des granulats naturels [2].

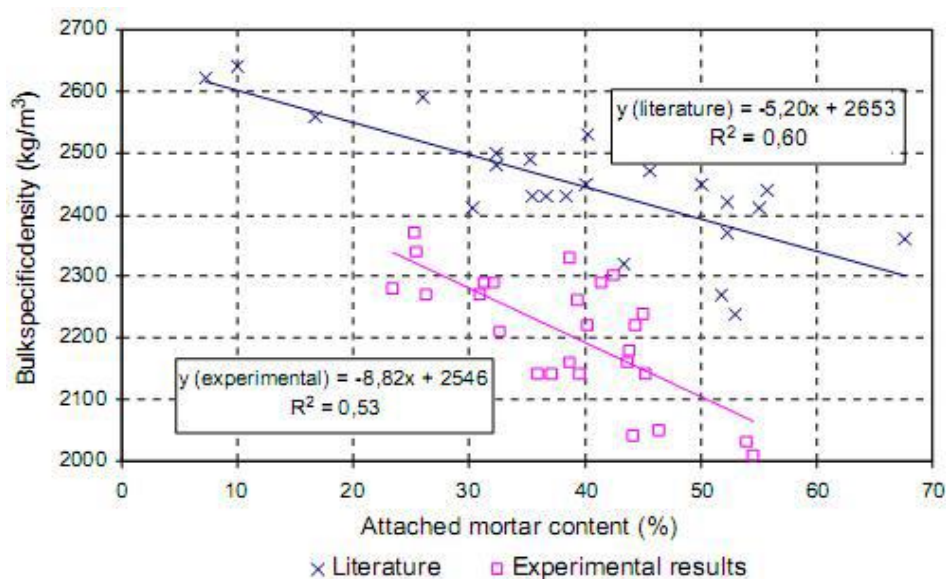


Figure I.3.2 : Relation entre la densité et le taux de mortier résiduel. [2]

I.3.3. Porosité

Les granulats recyclés ont une forte capacité d'absorption due à leur forte porosité. De plus, le taux de ciment dans le béton parent influe sur la porosité des granulats recyclés, plus la quantité de pâte de ciment est importante, plus la porosité des granulats recyclés augmente [2].

Des analyses microscopiques ont montré qu'il ya des pores entre les granulats naturels et la pâte de ciment, ce qui fragilise le matériau et limite son utilisation dans la fabrication de béton. Ces pores entraînent une forte porosité des bétons à base de granulats recyclés [2] .

Il a été observé que le béton à base de granulats recyclés et le béton mixte présentent un volume de pores plus important qu'un béton classique. Cependant, la remontée capillaire du béton mixte est clairement plus élevée (1,6 fois plus importante) que les autres bétons .Des essais de porosité par injection de mercure ont montré un volume important de gros pores dans les bétons à base de granulats recyclés. Une étude comparative entre le béton mixte et le béton recyclé a confirmé que la porosité dépend de la quantité de granulats recyclés utilisés, et donc du taux de pâte de ciment présent sur les granulats [2].

Ces tests d'injection de mercure démontrent une diminution de la porosité globale des éprouvettes à base de béton GR, également en fonction de son âge. La porosité globale diminue de 19% après 7 jours à 15% après 90 jours avec le béton recyclé. Il serait intéressant de déterminer si la porosité totale des bétons à base de GR peut continuer à varier au-delà des 90 jours et dans quelle mesure. Les performances mécaniques des bétons de GR sont liées à leur porosité totale. En effet, une augmentation de la porosité semble entraîner une diminution de la résistance à la traction, de la compression et du module d'Young [2].

I.3.4. Dureté

De la même manière que pour les granulats naturels, on peut évaluer la résistance mécanique des granulats recyclés par le coefficient Los Angeles, le micro-Duval et la friabilité (pour la fraction fine) [2].

Le coefficient de Los Angeles pour les granulats recyclés est souvent supérieur à la norme requise, cette hausse est due à la présence de pâte de ciment autour des granulats concassés, ce qui réduit leur résistance aux chocs. En outre, il ya des chercheurs ont observé une augmentation du coefficient de Los Angeles avec l'augmentation de la teneur en mortier résiduel [2], comme le montre la Figure3.3

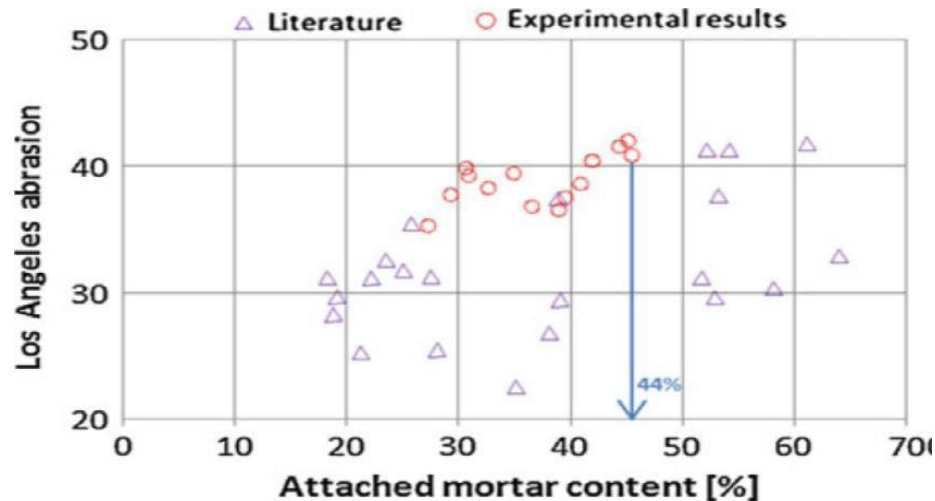


Figure I.3.3 : Relation entre le mortier résiduel et la valeur d'abrasion Los Angeles. [2]

Les granulats de béton recyclé (GBR) généralement se composent de granulats naturels avec environ 30% de mortier adhérent. Cette présence de mortier confère aux GBR une surface rugueuse, comportant de nombreux pores et microfissures. Ces caractéristiques expliquent les propriétés principales des GBR, à savoir leur grande porosité, leur absorption d'eau élevée, leur densité plus faible, leur grande angularité ainsi que leur forme irrégulière [2] .

I.3.2 Caractéristiques des sables recyclés

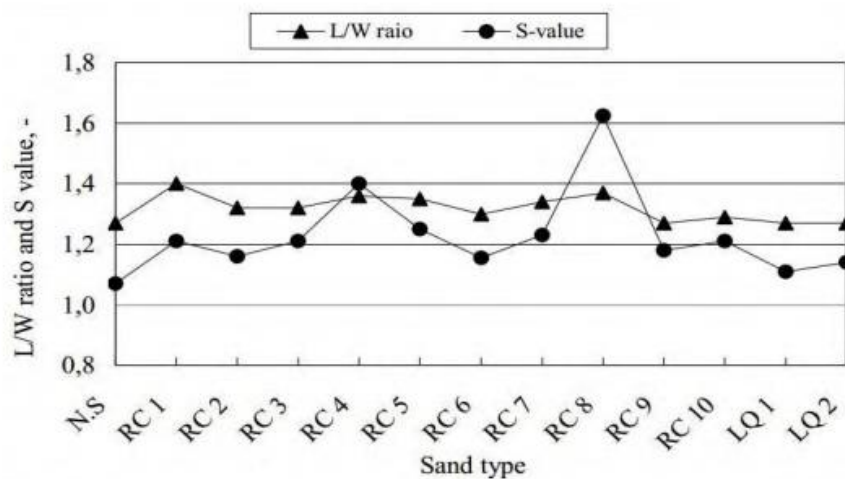
I.3.2.1 Morphologie

La forme des particules de sable (qu'elles soient fines $<63 \mu\text{m}$ ou plus grossières) peut avoir un impact sur la compacité du squelette granulaire, d'une part, et les propriétés du matériau à l'état frais et durci, d'autre part [3].

La morphologie des sables recyclés est caractérisée par deux facteurs :

- Le rapport longueur/largeur particulaire (L/W) : cette valeur, qui correspond au ratio entre la longueur maximale et la largeur perpendiculaire correspondante, peut affecter la compacité de l'empilement granulaire dans le béton et avoir des répercussions négatives sur les performances mécaniques, surtout si elle est élevée.
- La sphéricité particulaire (S) : ce facteur, qui correspond au rapport entre le périmètre réel de la section transversale et celui d'un cercle ayant la même aire que la particule, indique l'aspect de surface du grain et donne une indication sur sa capacité d'absorption d'eau.

La Figure 3.4 présente les résultats de ces deux facteurs pour plusieurs sables recyclés. On remarque que le rapport L/W reste relativement constant tandis que la sphéricité (S) peut varier jusqu'à 75%. En comparaison avec le sable naturel (NS), ces facteurs semblent toujours plus élevés dans le cas des sables recyclés (RC) [3] .



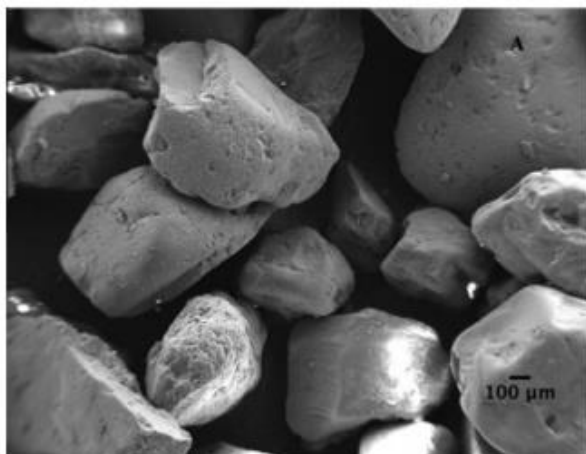
NS : sable naturel

RC : différents types de sable recyclés

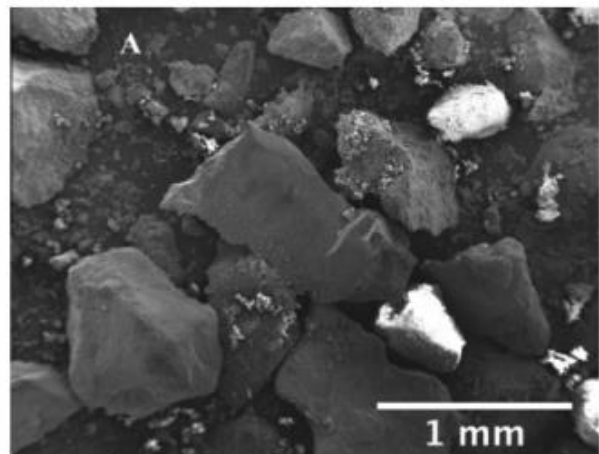
LQ : sable de roche calcaire concassé

Figure I.3.4 : Informations morphologiques de divers sables : Rapport L/W et sphéricité. [3]

D'après la Figure 3.5, on peut observer visuellement que les grains de sable recyclé ont des formes plus anguleuses et irrégulières que ceux du sable naturel. Cette figure permet également de constater la présence d'une quantité importante de mortier attaché sur les grains de sable recyclé (zone plus friable qui se détériore prioritairement lors de la phase de concassage ou de malaxage).



a. Sable naturel



b. Sable recyclé

Figure I.3.5 : Images MEB de sables naturels et recyclés. [3]

I.3.2.2 Teneur en fines ($< 63 \mu\text{m}$) dans le sable recyclé

La teneur en fines présentes dans une fraction de sable recyclé est l'un des critères les plus cruciaux à prendre en compte. Ce paramètre est évalué par la quantité de particules qui passent à travers un tamis de $63 \mu\text{m}$. D'après la Figure 3.6, il est observé que cette concentration est nettement supérieure dans les sables recyclés [3].

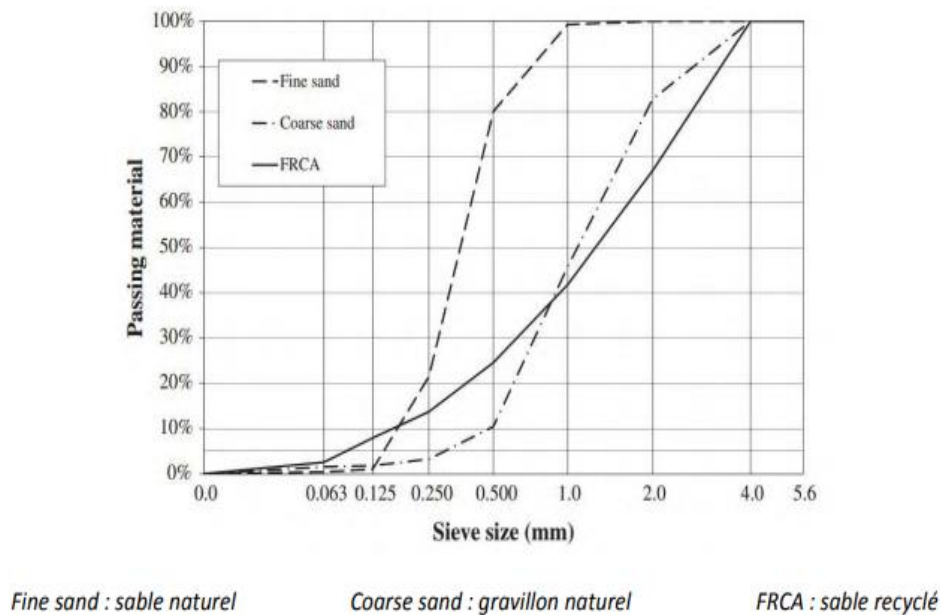


Figure I.3.6 : Granulométrie de sable naturel et sable recyclé.

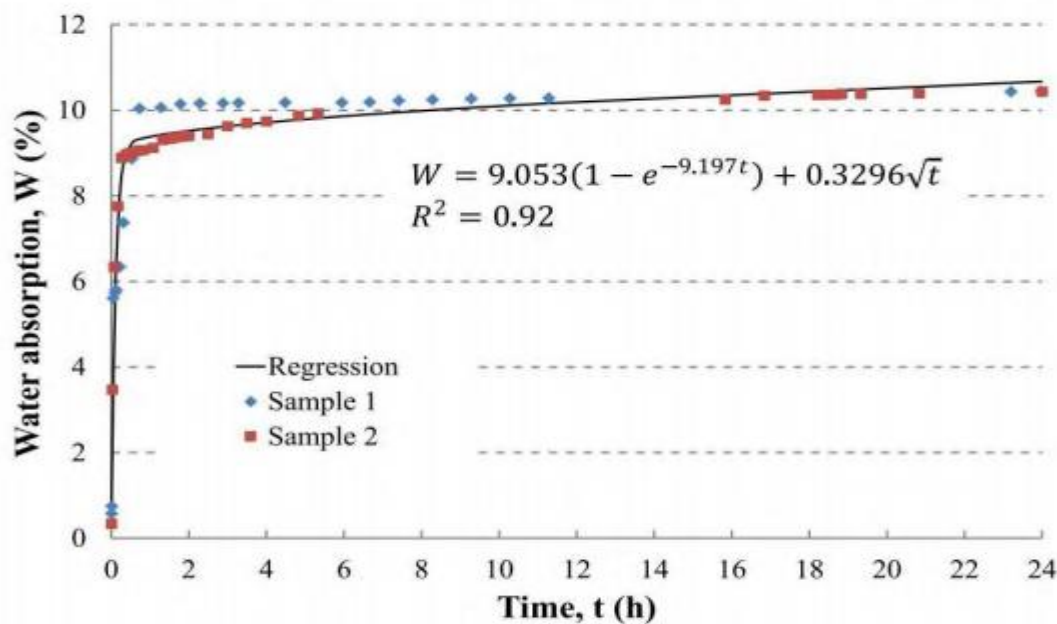
Si une grande quantité de particules fines est présente dans le sable recyclé, cela augmentera considérablement la surface spécifique du matériau, ce qui aura un impact significatif sur la demande en eau nécessaire pour l'utiliser. En outre, une concentration élevée de particules fines peut perturber la structure granulaire du matériau et ainsi réduire sa résistance à la compression. Pour ces deux raisons, l'utilisation de sable recyclé n'est pas recommandée pour la production de bétons de structure, et dans certains cas, elle est même interdite pour des applications telles que la préfabrication [3].

I.3.2.3 Densité et coefficient d'absorption d'eau

La densité et la capacité d'absorption d'eau sont les deux principaux paramètres à prendre en compte pour contrôler la qualité des sables recyclés. En ce qui concerne la densité, elle est généralement inférieure à celle des sables naturels, avec des valeurs comprises entre 2,0 et 2,5 g/cm³. Par ailleurs, plusieurs études [4] ont montré que la capacité d'absorption d'eau des sables

recyclés est beaucoup plus élevée que celle des sables naturels, en raison d'une teneur en fines (<63 μm) très élevée. Les résultats observés après 24 heures d'imbibition peuvent varier, avec des valeurs de 8,5% pour [5], 11,86% pour [6], 13,1% pour [7] et 10,9% pour [8], selon le protocole utilisé.

L'étude de [8] montre que la cinétique d'absorption d'eau est très rapide, car la saturation de l'échantillon de sable recyclé se produit après seulement 30 minutes d'imbibition (Figure 3.7).



Sample 1 et 2 : deux échantillons d'un seul type de sable recyclé.

Figure I.3.7 : Cinétique d'absorption d'eau de sable recyclé.

I.3.3 Caractéristiques chimiques et minéralogiques

La caractérisation chimique et minéralogique des GR a été peu abordée par les auteurs [9,10]. Les études de GR ont révélé que les phases granulaires initiales sont principalement constituées de calcaire, de silice ou de silice-calcaire. Par conséquent, on peut naturellement retrouver une grande quantité de carbonate de calcium (calcite, dolomite et formes dérivées) ou de phases siliceuses ou silicatées (quartz, feldspath...) (Figure 3.8). En outre, des phases provenant des vestiges de mortier attaché ont été identifiées, telles que :

- Des phases anhydres (C3S, C2S, C4AF), mais en très faible proportion voire inexistante,
- Des phases hydratées comme des CSH,

- Les carbonates de calcium peuvent également provenir de phases carbonatées de la matrice ancienne.

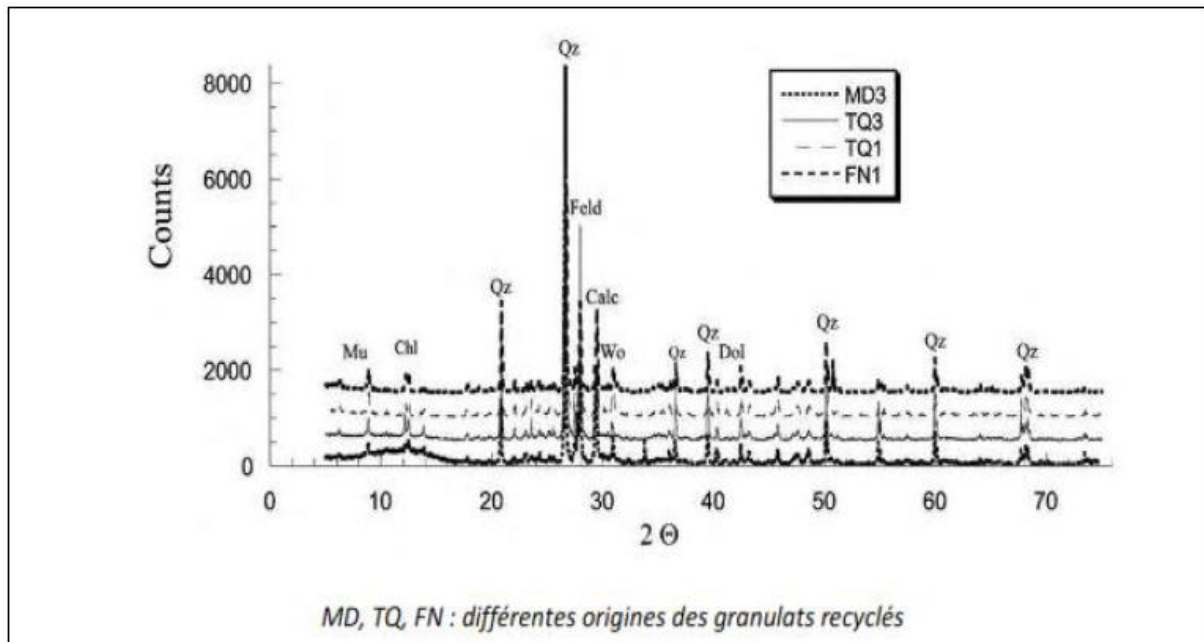


Figure I.3.8 : Analyse DRX d'une coupure recyclée (0,6 - 0,125 mm). [12]

En fin de compte, il convient de souligner la présence de phases plus préoccupantes pour la durabilité du béton, telles que les chlorures (risque de corrosion des armatures). En ce qui concerne les GR issus de maçonnerie, leur teneur en sulfate peut varier de 0,003% à 6%. [10]

I.4 Influence des gravillons recyclés sur les propriétés du béton aux états frais et durcissant

I.4.1 Teneur en air du béton frais

D'après [3], la présence de granulats recyclés dans le béton frais entraîne une augmentation de la teneur en air. Cette augmentation est d'environ 4% à 5,5% en valeur absolue lorsque le taux de remplacement est de 100%. Selon l'auteur, cela peut être dû à une porosité plus élevée des granulats recyclés. En effet, la forme et la rugosité des granulats recyclés peuvent empêcher le dégazage des bulles d'air lors de la phase de vibration. Ce phénomène peut être amplifié si la quantité de sable dans le béton est importante. Selon [3], la teneur en air est principalement contrôlée par la quantité de sable dans le béton, car les grains de sable ont tendance à piéger les petites bulles d'air lors de la phase de vibration.

I.4.2 Rhéologie du béton à l'état frais

En raison d'un coefficient d'absorption d'eau généralement plus élevé que celui d'un gravillon naturel, les gravillons recyclés ont un impact significatif sur la rhéologie du béton frais. Les conditions hydriques du matériau au moment du malaxage (granulat sec ou mouillé, pré-humidification, temps de saturation, etc.) et les conditions de mise en œuvre (introduction des constituants et temps de malaxage) ont des effets directs sur le rapport E/C efficace final du béton, ce qui affecte son aptitude à l'écoulement. [3]

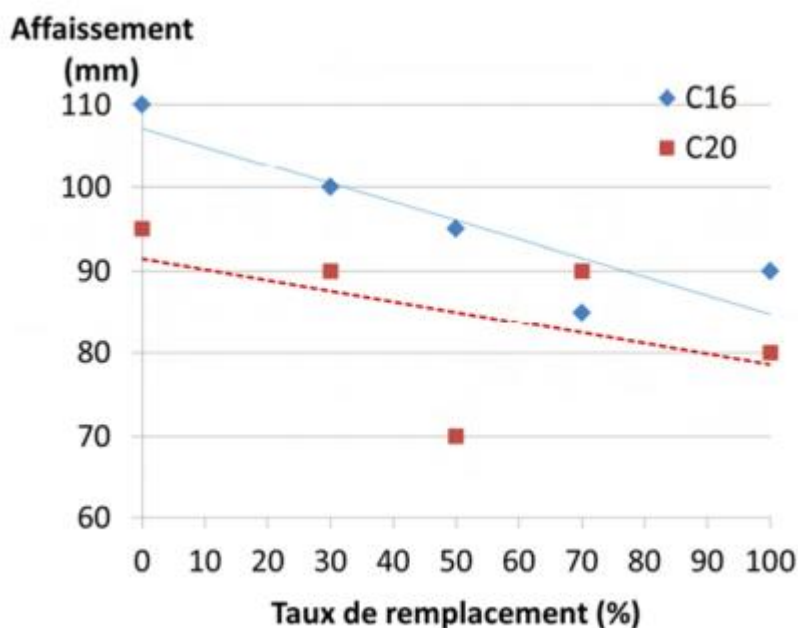


Figure I.4.1 : Relation entre l'affaissement et le taux de remplacement en masse en gravillons recyclés. Adapté de. [3]

I.4.3 Résistance à la compression à l'état durci

Parmi les paramètres les plus importants pour évaluer la qualité du béton dans le contexte du béton à granulats recyclés « la résistance à la compression », cette résistance dépend essentiellement de celle du béton d'origine qui compose ces granulats. L'ajout de granulats recyclés entraîne généralement une réduction de la résistance à la compression par rapport au béton de référence. L'importance de cette réduction dépend de plusieurs facteurs[11] :

- Un faible taux d'incorporation de granulats recyclés (jusqu'à 30%) entraîne une perte marginale (inférieure à 5% de la résistance initiale) de la résistance à la compression. En

revanche, à partir de 50% de substitution, la perte de résistance peut atteindre 30% par rapport au béton de référence, mais des études [11] ont montré que cette perte peut être supérieure en cas de substitution à 100%.

- Généralement, les granulats recyclés ont une résistance à la compression plus faible que les granulats naturels (environ 50 MPa), mais ils peuvent être utilisés pour améliorer la résistance à la compression des bétons de faible résistance. Il existe une relation entre la résistance à la compression du béton d'origine et certaines propriétés des granulats.
- L'état de saturation des granulats avant la formulation des bétons : en général, les granulats recyclés présentent un coefficient d'absorption plus élevé que les granulats naturels (5-10% pour les granulats recyclés contre 1-2% pour les granulats naturels). Cette caractéristique doit être prise en compte lors du malaxage, car il est difficile d'estimer correctement l'eau efficace à ajouter. Une mauvaise estimation de l'eau efficace peut modifier l'affaissement et la résistance à la compression du béton.
- Les valeurs élevées du coefficient d'absorption sont liées à la forte porosité de ce type de granulat, en raison de la forte proportion de pâte cimentaire attachée aux granulats ainsi que des fissures liées au concassage. Une pré-saturation de 24 heures des granulats recyclés avant le malaxage réduirait la résistance finale du béton. Durant la phase de vibration du béton, l'eau migre et crée des zones où le rapport E/C serait plus élevé. Cette variation du rapport E/C entraîne des zones de faible résistance.

Cependant, à long terme, la résistance à la compression peut s'améliorer grâce à l'hydratation de l'ancienne pâte cimentaire qui se poursuit dans le temps et augmente la force d'adhérence, ce qui améliore la microstructure de la zone de transition entre les granulats et la pâte cimentaire [11].

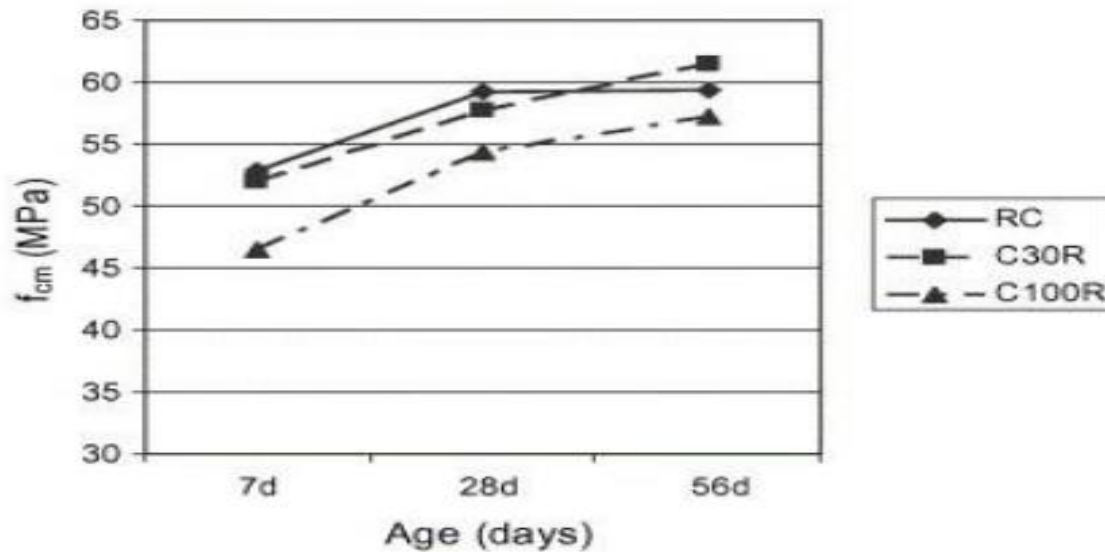


Figure I.4.2 : Évolution de résistance en compression dans le temps de bétons avec granulats recyclés. [11]

I.4.4 Résistance à la traction à l'état durci

En général, on constate une diminution de la résistance à la traction avec l'augmentation du pourcentage de substitution. Selon, l'ajout de granulats recyclés entraîne généralement une diminution de cette résistance, qui devient significative avec des taux de substitution supérieure à 33%.et peut atteindre une perte entre 15 et 20 % avec une substitution totale des granulats naturels par des granulats recyclés provenant du concassage de béton [11].

Toutefois, la résistance à la traction des bétons recyclés peut être supérieure ou très proche de celle du béton de référence, les études montrent que les bétons contenant des granulats recyclés, même avec des taux de substitution de plus de 30 %, présentent après un an une résistance à la traction supérieure ou très proche de celle du béton de référence. Cette amélioration des performances est attribuée à la capacité des granulats recyclés à absorber la nouvelle pâte de ciment en raison de leur porosité superficielle [11].

I.4.5 Module d'élasticité

Lorsqu'on remplace les granulats naturels par des granulats recyclés, le module d'élasticité du béton diminue, tout comme d'autres propriétés mécaniques. Selon les études, l'utilisation de 100% de granulats recyclés entraîne une baisse du module d'élasticité de 30 à 50%. Cette baisse est encore

plus prononcée pour les bétons avec un rapport E/C plus élevé (égal à 0,55). D'autres études ont également montré une diminution du module d'élasticité de 15% à 26% lorsque le taux de substitution varie de 30% à 100%. Cette baisse peut être attribuée au fait que les granulats recyclés sont partiellement constitués de l'ancienne pâte, qui a un module d'élasticité plus faible que celui des granulats [11].

Tableau I.1 Caractéristiques des bétons à l'âge de 28 jours [12]

	f_{cm} (MPa)	f_t (MPa)	E (GPa)	Γ (taux de substitution)
C25-0R-0R	33,8±1,4	3,1±0,9	36,9±2,2	0,0
C25-30R-30R	33,5±0,9	3,3±0,2	29,5±0,4	0,3
C25-0R-100R	32,5±1,0	3,4±0,2	28,1±1,0	0,5
C25-100R-100R	28,6±0,7	2,8±0,3	25,5±0,2	1,0

a. Déformations au pic et déformations ultimes

La déformation au pic représente la déformation correspondant à la contrainte maximale en compression. La figure 1.a illustre l'évolution de cette déformation pour les bétons étudiés dans le cadre de cette recherche. Il est observé que cette déformation augmente avec l'augmentation du taux de substitution des granulats naturels par les granulats recyclés, ce qui est en accord avec les résultats rapportés dans la littérature. Cette augmentation de la déformation est due à l'utilisation de granulats recyclés qui ont un module d'élasticité réduit par rapport aux granulats naturels. [12] Le taux de substitution massique, noté r , est ensuite défini par l'expression. [1] (Tableau 1):

$$r = \frac{\sum M_{RA}}{\sum M_{(NA+RA)}} \quad [1]$$

Où:

M_{RA} et $M_{(NA+RA)}$ sont la masse des granulats recyclés et la masse totale des granulats naturels et recyclés dans la formulation. Ainsi $r=1$ lorsque le sable et les graviers sont recyclés.

L'impact du taux de substitution sur la déformation ultime a été également étudié. La mesure de cette déformation a été effectuée sur la partie descendante de la courbe contrainte-déformation, à une contrainte égale à $0,6f_{cm}$. Les résultats sont illustrés sur la figure 4.2.b et indiquent une augmentation de cette déformation avec une augmentation du taux de substitution en granulats recyclés. [12]

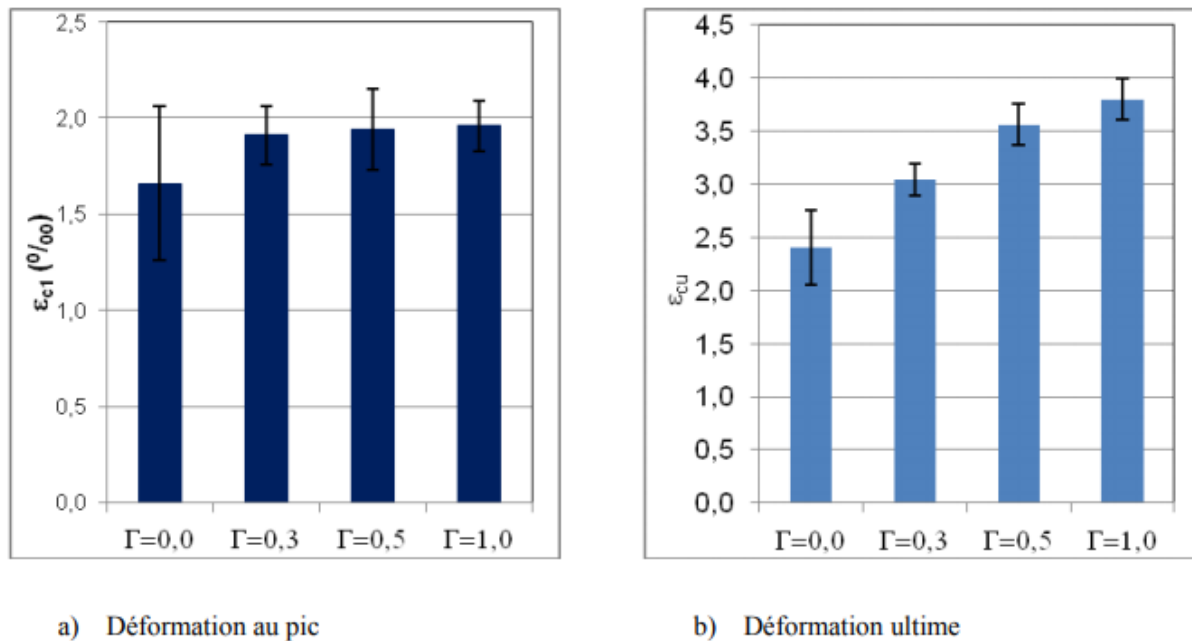


Figure I.4.3 : Déformations au pic et ultime pour les bétons étudiés. [12]

La figure 4.3 présente le rapport entre la déformation ultime et la déformation au pic pour chaque formulation. On observe que ce rapport augmente proportionnellement au taux de substitution des granulats. Cette augmentation traduit une plus grande capacité de déformation des bétons à granulats recyclés par rapport aux bétons à granulats naturels, ce qui se traduit par une plus grande ductilité des bétons à granulats recyclés dans des conditions de chargement similaires. [12]

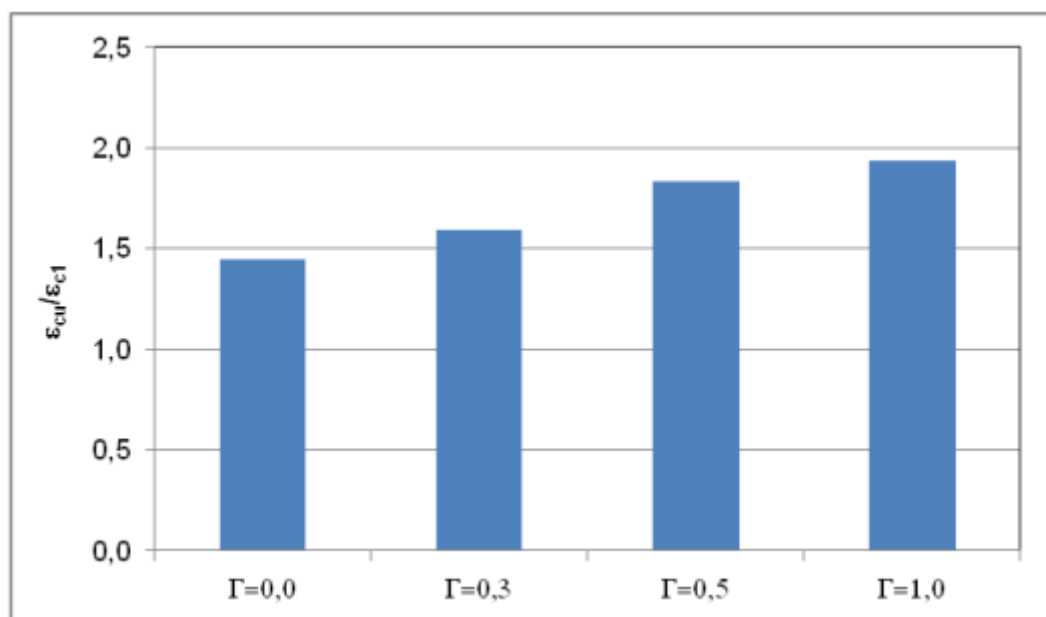


Figure I.4.4 : Rapport entre les déformations ultimes et les déformations au pic. [12]

a) Modélisation des propriétés mécaniques et de la courbe contrainte-déformation

Les normes de conception incluent des formules empiriques qui permettent de lier le module d'élasticité et la résistance à la traction à la résistance à la compression. De plus, elles proposent des modèles simplifiés pour la relation contrainte-déformation, dont les principaux paramètres sont le module d'élasticité, la déformation correspondant à la contrainte maximale, et la forme de la phase post-pic. Après avoir testé plusieurs expressions, les expressions suivantes ont été retenues. [12]

Afin de prédire le module d'élasticité des bétons de granulats recyclés, la relation proposée par l'EC2 a été modifiée comme suit :

$$E_{cm} = \frac{22000}{1+\alpha r} \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \quad [2]$$

Avec $\alpha=0,6$ cette expression permet de prédire les résultats expérimentaux avec un coefficient de corrélation $R^2=0,69$

I.5. Conclusion

Les résultats exposés dans ce chapitre ont démontré que, bien que les propriétés du béton à base de granulats recyclés soient faibles par rapport à celles d'un béton classique, elles restent satisfaisantes et peuvent être employées dans des bétons.



Chapitre II

Matériaux et essais



Chapitre II : Matériaux et essais**II.1.Introduction**

Dans ce chapitre, nous allons exposer les propriétés des matériaux employés, décrire les tests effectués en laboratoire et expliquer la démarche expérimentale adoptée.

II.2.La formulation de béton naturel

Tableau II.1 Récapitulatif de composition d'un mètre cube de béton naturel

Ciment (Kg)	Eau (L)	Sable 0/5 (Kg)	Gravier 5/20 (Kg)	Gravier 20/50 (Kg)	Superplastifiant (%)
376	197	632	455	747	1.5



Figure II.1 : Les éprouvettes cubiques du béton naturel.



Figure II.2 : l'écrasement des éprouvettes.



Figure II.3 : Les résultats de l'écrasement des éprouvettes.

II.3. Matériaux utilisés

a) Le ciment

Le type de ciment utilisé est un ciment du type CEM IIA 42.5, « une résistance minimale à la compression à 28 jours de 42,5 MPa » fabriqué par LAFARGE, a une masse volumique de 3040 kg/m³. Les caractéristiques mécaniques et chimiques du ciment sont présentées dans le Tableau II.1 et le Tableau II.2.

Tableau II.2 Caractéristiques mécaniques du ciment

Masse volumique apparente (kg/m ³)	Masse volumique absolue (kg/m ³)	Classe vrais (Mpa)	Temps de prise
1170	3040	45,55	4h36mn

Tableau II.3 Caractéristiques chimiques du ciment

Clinker (%)	Calcaire (%)	Teneur en Chlorure (Cl) (%)	Teneur en Sulfates (SO₃)(%)	Constituant ssecondaires (%)
80-94	6-20	≤ 0,10	≤ 4,5	0-5

b) Granulats recyclés

Les granulats recyclés (gravier et sable) ont été obtenus par un concassage et criblage des éprouvettes de 15x15x15cm³ en béton à base de 100% de gros et fines granulats naturels (Figure II.1). Des éprouvettes fabriquées par le laboratoire SARL ENTEST - Khemis Miliana qui ont été preuves d'examen des essais d'une formulation de béton fabriqué ultérieurement, qui ont rencontré une bonne résistance (Figure II.3).

Nous avons pris ces éprouvettes au Laboratoire National des Travaux Publics de Chlef pour les broyer à l'aide d'un concasseur mécanique (Figure II.4), après avoir passé par un concassage préliminaire manuel. Le matériau concassé est passé à travers des tamis (Figure II.5) pour obtenir les différentes classes granulaires recyclés (Figure II.6, II.7 et II.8).

La caractérisation des granulats recyclés sont représentés dans le tableau II.4.



Figure II.4 : Concasseur mécanique.

Tableau II.4 Caractéristiques des granulats recyclés

	Masse volumique apparente (kg/m³)	Masse Volumique absolue (kg/m³)	Coefficient d'absorption (Ab) (%)	Humidité (%)	Module de finesse du sable
Sable	1258	2266	8.87	6.30	2,06
Gravier 3/8	1172	2387	7.39	3.73	/
Gravier 8/15	1154	2400	3.21	2.64	/



Figure II.5: Tamisage de matériau concassé pour l'obtention de différentes classes granulaires recyclées.



Figure II.6: Sable recyclé de classe 0/5.



Figure II.7: Gravier recyclé de classe 3/8.



Figure II.8: Gravier recyclé de classe 8/15.

c) Superplastifiant (MasterEase 3500)

✓ **Mode d'emploi**

L'effet optimal est généralement obtenu par incorporation du MasterEase 3500 dans le béton en différé, c'est-à-dire après l'addition de 70 % de l'eau de gâchage dans le malaxeur. Toutefois, il est possible d'incorporer le MasterEase 3500 dans l'eau de gâchage. Eviter d'ajouter le MasterEase 3500 directement sur les granulats.

✓ **Dosage**

Plage normale d'utilisation :

0,2 à 3,0 % du poids du ciment soit 0,19 à 2,80 L pour 100 kg de ciment.

d) Eau de gâchage

L'eau utilisée est l'eau du robinet de laboratoire.

II.4.Méthode de Dreux Gorisse

Cet essai a pour but la détermination en fonction des critères de maniabilité et de résistance définis par le cahier des charges, la nature et les quantités de matériaux nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton (eau E, ciment C, sable S, gravier 3/8 et gravier 8/15 en kg/m³).

a) Critère de maniabilité

La maniabilité est caractérisée, entre autre, par la valeur de l'affaissement au cône d'Abrams (Aff.). Elle est choisie en fonction du type d'ouvrage à réaliser, du mode de réalisation et des moyens de vibration disponibles sur chantier (Tableau II.5).

Tableau II.5 Affaissement au cône conseillé en fonction du type d'ouvrage à réaliser

Affaissement en cm	Plasticité	Désignation	Vibration conseillée	Usages fréquents
0 à 4	Ferme	F	Puissante	Bétons extrudés Bétons de VRD
5 à 9	Plastique	P	Normale	Génie civil Ouvrages d'art Bétons de masse
10 à 15	Très plastique	TP	Faible	Ouvrages courants
> 16	Fluide	Fl	Léger piquage	Fondations profondes Dalles et voiles minces

b) Critère de résistance

Le béton doit être formulé pour qu'à 28 jours sa résistance moyenne en compression atteigne la valeur caractéristique σ'_{28} .

Cette valeur doit, par mesure de sécurité, être supérieure de 15 % à la résistance minimale en compression f_{c28} nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

$$\sigma'_{28} = 1,15 \times f_{c28}$$

c) Choix du ciment

Le choix du type de ciment est fonction de la valeur de sa classe vraie σ'_c et des critères de mise en œuvre (vitesse de prise et de durcissement, chaleur d'hydratation, etc...).

La classe vraie du ciment est la résistance moyenne en compression obtenue à 28 jours sur des éprouvettes de mortier normalisé. Le cimentier garantit une valeur minimale atteinte par au moins 95 % des échantillons (dénomination normalisée spécifiée sur le sac de ciment).

La correspondance entre classe vraie du liant et valeur minimale garantie par le fabricant est donnée dans le tableau II.5

Tableau II.6 Correspondance entre classe vraie et dénomination

Dénomination normalisée	32,5 MPa	42,5 MPa	52,5 MPa
Classe vraie σ'_c	35 à 45 MPa	45 à 55 MPa	> 55 MPa

II.5.Etablissement de formulation**a) Détermination du rapport C/E**

Le rapport C / E est calculé grâce à la formule de Bolomey :

$$\sigma'_{28} = G' \sigma'_c (C/E - 0,5)$$

Avec :

σ'_{28} : Résistance moyenne en compression du béton à 28 jours en MPa ;

σ'_c : Classe vraie du ciment à 28 jours en

MPa ; C : Dosage en ciment en kg par m³

de béton ;

E : Dosage en eau total sur matériau sec en litre par m³ de béton ;

G' : Coefficient granulaire (Tableau II.7) fonction de la qualité et de la dimension maximale des granulats.

Tableau II.7 Coefficient granulaire G' en fonction de la qualité et de la taille maximale des granulats Dmax

Qualité des granulats	Dimension Dmax des granulats		
	Fins Dmax < 12,5 mm	Moyens 20 < Dmax < 31,5	Gros Dmax > 50 mm
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Ces valeurs supposent que le serrage du béton sera effectué dans de bonnes conditions (par vibration en principe).

b) Détermination de C

La valeur de C est déterminée grâce à l'abaque de la figure II.10 en fonction des valeurs de C/E et de l'affaissement au cône d'Abrams.

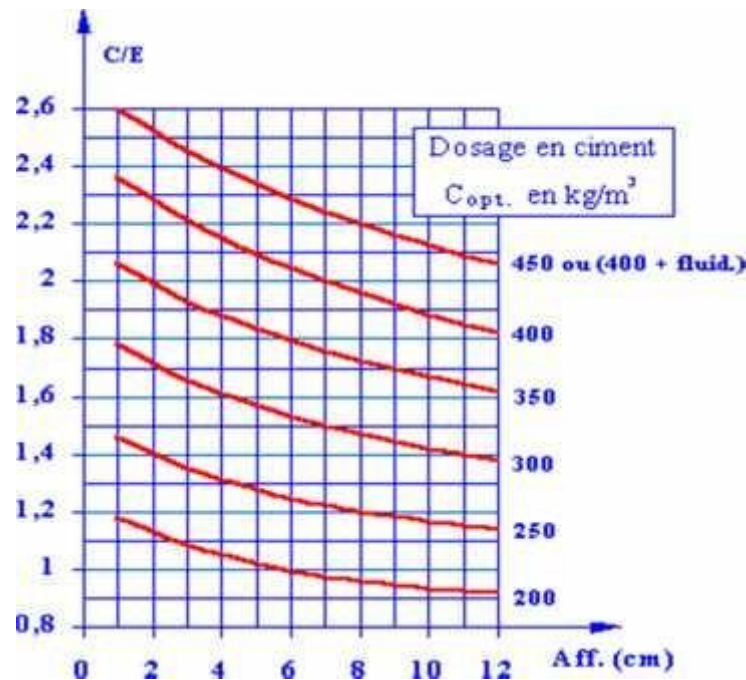


Figure II.9: Abaque permettant la détermination de C_{opt} .

Pour cela il suffit de positionner sur l'abaque les valeurs de C/E et de l'affaissement au cône recherchées. Le point ainsi obtenu doit être ramené parallèlement aux courbes de l'abaque pour déterminer la valeur optimale de C_{opt} . Au-delà de 400 kg de ciment par m^3 de béton, on préférera à un surdosage en ciment l'usage d'un fluidifiant (Fluide).

c) Détermination de E

La quantité d'eau E nécessaire à la confection du béton se calcule grâce aux valeurs de C/E et de C .

➤ **Corrections sur le dosage en ciment C et le dosage en eau E**

Lorsque la dimension maximale des granulats D_{max} est différente de 20 mm, une correction sur la quantité de pâte est nécessaire à l'obtention de la maniabilité souhaitée. Les corrections (Tableau II.8) sont à apporter sur les quantités d'eau et de ciment (le rapport C/E reste inchangé).

Tableau II.8 Correction sur le dosage de pâte en fonction de $D_{\max}$

Dimension maximale des granulats ($D_{\max}$ en mm)	5	8	12,5	20	31,5	50	80
Correction sur le dosage de pâte (en %)	+ 15	+ 9	+ 4	0	- 4	- 8	- 12

d) Détermination du mélange optimal à minimum de vides

Il s'agit de déterminer les pourcentages de sable, de gravillons et de cailloux qui vont permettre la réalisation d'un squelette granulaire à minimum de vides. Les quantités des matériaux de chaque classe granulaire doivent être judicieuses pour que les plus petits éléments viennent combler les vides laissés par les plus gros. La courbe granulométrique théorique d'un matériau à minimum de vides peut être schématisée par une droite brisée. La démarche proposée par Dreux pour déterminer le mélange optimum à minimum de vides est la suivante :

- Tracé de la droite brisée de référence ;
- Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériaux.

➤ Tracé de la droite de référence de Dreux :

La droite de référence de Dreux représente la courbe idéale d'un matériau à minimum de vides. C'est une droite brisée dont le point de brisure est défini par son abscisse X et son ordonnée Y :

- En abscisse :

$$\text{Si } D_{\max} \leq 20 \text{ mm} \quad X = D_{\max}/2$$

$$\text{Si } D_{\max} > 20 \text{ mm} \quad \text{Module } (X) = (\text{Module}(D_{\max}) + 38)/2$$

En ordonnée :

$$Y = 50 - \sqrt{1.25(D_{\max})} + K'$$

$$\text{Avec : } K' = K + K_p + K_s$$

Y : est donné en pourcentage de passants cumulés ;

K : est un coefficient donné par le tableau II.8 ;

K_s et K_p : étant des coefficients correctifs définis par :

- K_s : correction supplémentaire fonction de la granularité du sable : $K_s = (6 M_{fs} - 15)$ avec M_{fs} le module de finesse du sable.
- K_p : correction supplémentaire si le béton est pompable :
 $K_p = +5$ à $+10$ selon le degré de plasticité désiré.

Tableau II.9 K , fonction de la forme des granulats, du mode de vibration et du dosage en ciment

Vibration		Faible		Normale		Puissante	
Forme des granulats (du sable en particulier)		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en Ciment	400 + Fluid	- 2	0	- 4	- 2	- 6	- 4
	400	0	+ 2	- 2	0	- 4	- 2
	350	+ 2	+ 4	0	+ 2	- 2	0
	300	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4	0	+ 2
	250	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6	+ 2	+ 4
	200	+ 8	+ 10	+ 6	+ 8	+ 4	+ 6

La droite de Dreux a pour origine les point 0 origines du graphe et pour extrémité le point D_{max} caractéristique des plus gros granulats.

e) Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériaux

Pour déterminer les pourcentages en volumes absolus de granulats permettant la confection d'un mélange à minimum de vide il est nécessaire de tracer comme indiqué sur la figure II.10 3 des droites reliant deux à deux les courbes granulométriques des matériaux du mélange

Ces droites sont définies par 5 % de refus pour le matériau à faible granularité et par 5 % de passant pour le matériau à forte granularité. L'intersection des droites ainsi tracées avec la droite brisée de Dreux permet, par prolongement sur l'axe des ordonnées, de déterminer les pourcentages en volumes absolus de chaque matériau. Ces pourcentages doivent permettre l'obtention d'un mélange dont la courbe granulométrique est proche de la droite brisée de Dreux. Si la courbe du mélange obtenue est trop éloignée de la courbe de Dreux, un ajustement de ces pourcentages peut s'avérer nécessaire.

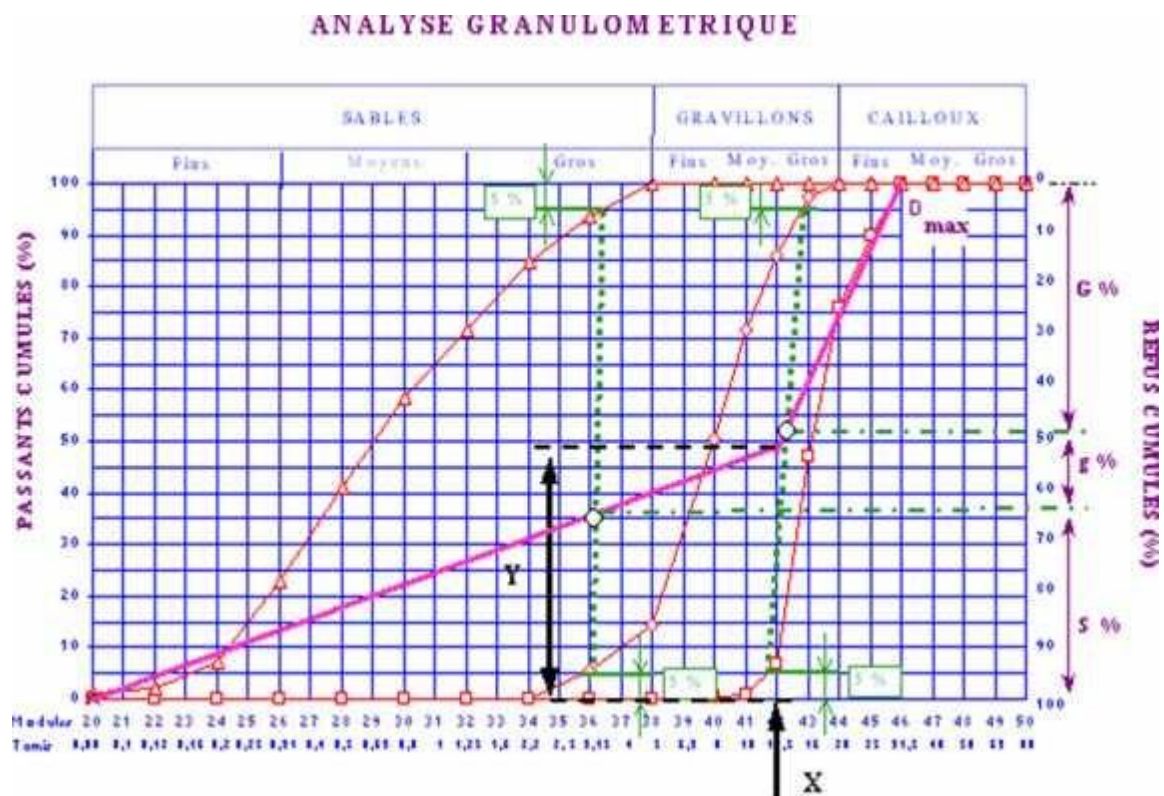


Figure II.10 : Détermination des pourcentages en volumes absolus de matériau.

f) Détermination de la compacité du béton

Pour déterminer les masses de granulats entrant dans la composition de béton, il est nécessaire de déterminer la compacité du béton qui correspond au volume absolu en m^3 de solide contenu dans un mètre cube de béton (volumes absolus de ciment, de sable, de gravette et de gravier). Sa valeur de base c_0 est en fonction de la taille des granulats, de la consistance du mélange et des moyens de vibration mis en œuvre (Tableau II.10).

Tableau II.10 Compacité du béton en fonction de D_{max} , de la consistance et du serrage

Consistance	Serrage	Compacité (c_0)						
		$D_{max}=5$	$D_{max}=8$	$D_{max}=12,5$	$D_{max}=20$	$D_{max}=31,5$	$D_{max}=50$	$D_{max}=80$
Molle (TP-FI)	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique (P)	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme (F)	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

g) Détermination des masses de granulats

Connaissant le volume total absolu des granulats (V) et les pourcentages en volume absolue de sable ($S\%$), de gravier 3/8 ($G_{3/8}\%$) et de gravier 8/15 ($G_{8/15}\%$), il est alors possible de déterminer les volumes de sable (V_s) de gravier ($V_{G_{3/8}}$) et de gravier ($V_{G_{8/15}}$) ainsi que leurs masses respectives (S , $G_{3/8}$ et $G_{8/15}$) :

$$V_s = V \times S \%$$

$$S = V \times S \% \times \rho_s(S)$$

$$V_{G_{3/8}} = V \times G_{3/8} \%$$

$$G_{3/8} = V \times g \% \times \rho_s(G_{3/8})$$

$$V_{G_{8/15}} = V \times G_{8/15} \%$$

$$G_{8/15} = V \times G \% \times \rho_s(G_{8/15})$$

h) Obtention de la formulation théorique de béton

La formulation théorique de béton recherchée est définie par les quantités d'eau E , de sable S et de gravier ($G_{3/8}, G_{8/15}$). La masse totale d'un mètre cube de béton $\Delta_0 = (E + C + S + G_{3/8} + G_{8/15})$ est pour un béton courant comprise entre $2,3 \text{ t/m}^3$ et $2,5 \text{ t/m}^3$. La formulation obtenue reste théorique et il convient de la tester et de la corriger par des essais de laboratoire avant d'être utilisée.

II.6.Application

a) Objectif

L'objectif est de déterminer en fonction des critères de maniabilité et de résistance définis par le cahier des charges, la nature et les quantités de matériaux nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton (eau E, ciment C, sable S, gravier 3/8 et gravier 8/15 en kg/m^3).



Figure II.11 : Matériel utilisé pour la formulation d'un mètre cube de béton recyclé.

❖ On souhaite obtenir un béton ayant comme caractéristiques :

- $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- $A = 8 \text{ cm}$

b) Données des granulats recyclés

- Ciment utilisé (CEM II 42.5).
- Diamètre moyen des granulats et leurs qualités ($D_{\text{max}} = 15 \text{ mm}$, avec une qualité courante).
- Mode de vibration (courante).
- Courbes granulométriques de sable 0/3, de gravier 3/8, 8/15.

- Compacité 0,815.
- Masse volumique absolue de ciment 3040 Kg/m³
- Masse volumique absolue de sable recyclé 2266 Kg/m³
- Masse volumique absolue de gravier recyclé 3/8 2387 Kg/m³
- Masse volumique absolue de gravier recyclé 8/15 2400 Kg/m³

➤ **Détermination de la formulation de béton**

$$\sigma'_{28} = G' \sigma'_c (C/E - 0,5)$$

$$\sigma'_{28} = 1.15 \times 30 = 34.5 \text{ Mpa}$$

On a :

$$\sigma'_{28} = 34.5 \text{ MPa} ; \quad G' = 0,5 \text{ (Dmax=15 mm ; qualité des granulats courante)}$$

$$\sigma'_c = 45 \text{ MPa}$$

$$\frac{C}{E} = \frac{\sigma'_{28}}{G' \times \sigma'_c} + 0.5$$

$$\frac{C}{E} = \frac{34.5}{0.45 \times 45} + 0.5$$

$$\frac{C}{E} = 2.2$$

D'après l'Abaque (Figure II.11) on trouve que pour une plasticité de 8cm et un C/E=1.91 :

Un dosage de ciment de 400kg /m³

Le dosage en eau : 400/1.91~210 litres avec la correction 216litres

Dosage en ciment : 216 × 2.2 = 475kg/m³

V (granulats) +V(ciment) = Compacité = 0,815 m³

On a :

- En abscisse :
Dmax =15mm<20mm X=15/2

$$X=7.5\text{mm}$$

- En ordonnées :

$$Y=50-\sqrt{D_{max}}+K+K_s$$

$$K=+2$$

$$K_s=(6 \times M_f)-15=(6 \times 2.06)-15= -2.64$$

$$Y=50-\sqrt{15}+2-2.64=45.48\%$$

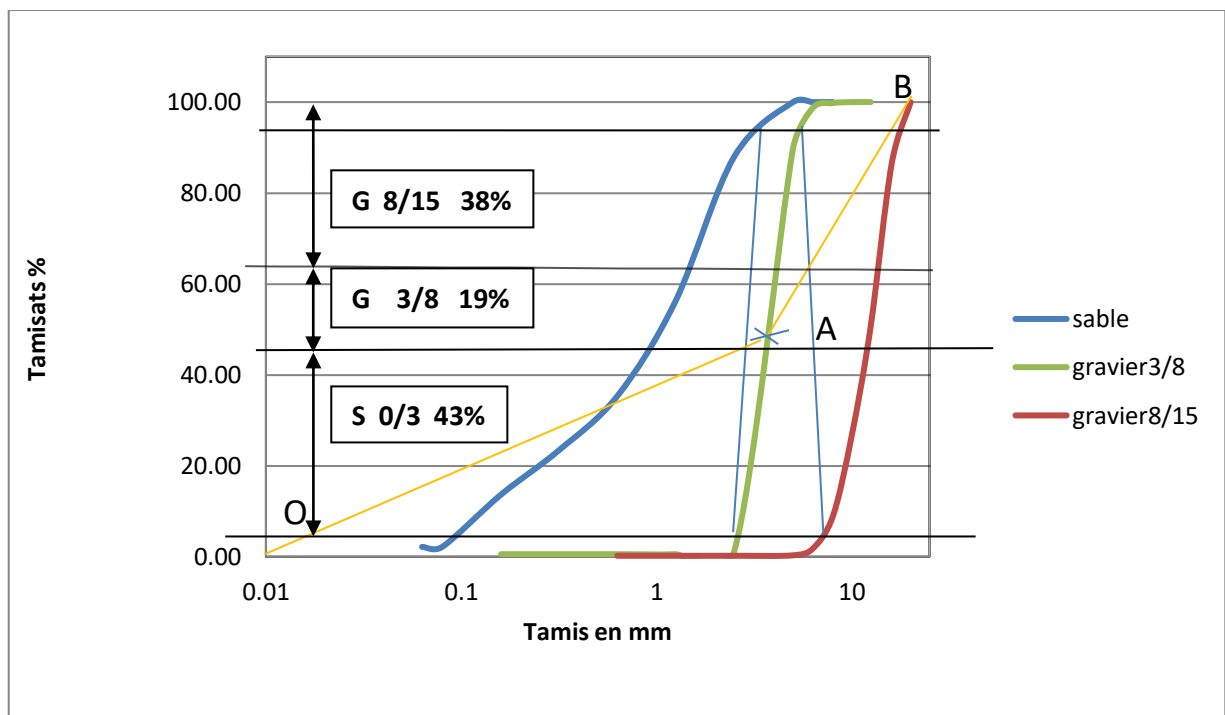


Figure II.12 : Courbe granulométrique du béton recyclé.

$$V(\text{ciment}) = 475/3.04 = 156.25\text{Litres}$$

Dosage en ciment

$$V_g = 815 - 156.25 = 658\text{Litres}$$

D'après la courbe granulométrique (Figure II.14) :

$$P(\text{sable}) = 43\% \times V(\text{granulats}) \times \rho(S) = 639\text{kg}$$

$$P(\text{gravier } 3/8) = 19\% \times V(\text{granulats}) \times \rho(G3/8) = 297\text{kg}$$

$$P(\text{gravier } 8/15) = 38\% \times V(\text{granulats}) \times \rho(G8/15) = 600\text{kg}$$

Poids de ciment = 475 kg/m^3

Tableau II.11 Récapitulatif de composition d'un mètre cube de béton recyclé

Ciment (Kg)	Eau (L)	Sable 0/5 (Kg)	Gravier 3/8 (Kg)	Gravier 8/15 (Kg)	Superplastifiant (%)
475	216	639	297	600	1.5

✓ **Affaissement au cône d'Abrams :**

Un essai d'Affaissement est réalisé à l'aide d'un cône d'Abrams (figure II.14) sur la formulation qu'on a déjà fait afin de déterminer l'ouvrabilité de notre béton.

L'appareillage est schématisé sur la figure II.13. Il se compose de 4 éléments: un moule tronconique sans fond de 30 cm de haut, de 20 cm de diamètre en sa partie inférieure et de 10 cm de diamètre en sa partie supérieure; une plaque d'appui; une tige de piquage; une règle de mesure.

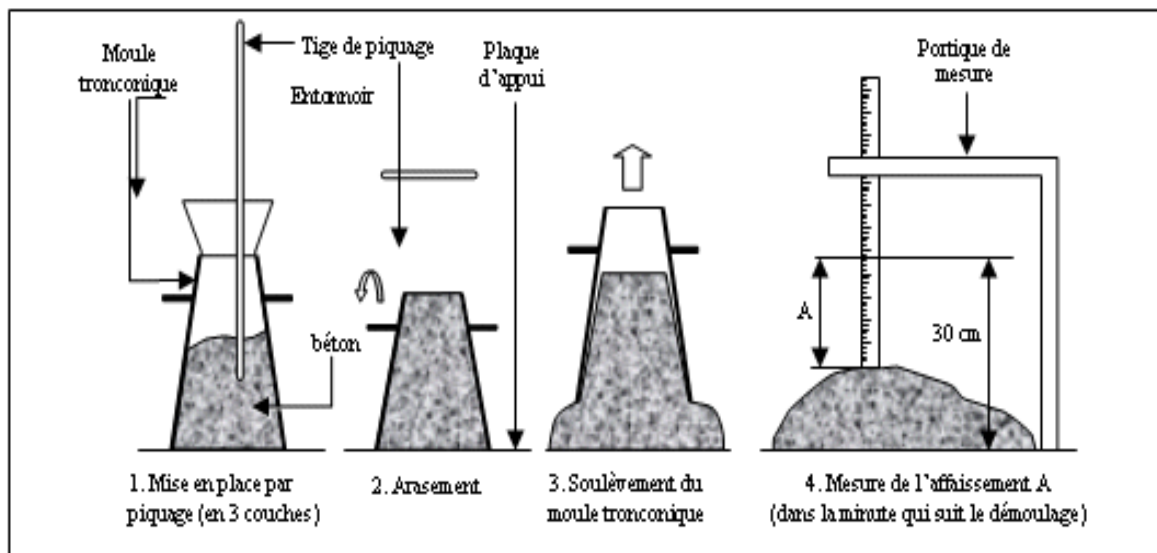


Figure II.13: Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams



Figure II.14: Cône d'Abrams



Figure II.15: Réalisation de l'essai de l'ouvrabilité

Résultats :

D'après l'essai de cône d'Abrams on a trouvé **A=9cm** Autant que l'affaissement que nous avons mesuré se situe entre 5 et 9, notre béton est considéré comme plastique.

✓ Essai de compression (f_{c28})

Un essai de compression est réalisé à l'aide d'une presse d'écrasement (figure II.16) sur trois éprouvettes cubique (figure II.17) afin de déterminer la résistance en compression à 28 jours du matériau.



Figure II.16 : La presse d'écrasement.



Figure II.17 : Eprouvettes cubiques du béton recyclé.

a) Principe de l'essai

Cet essai consiste à appliquer une contrainte de compression sur les éprouvettes cubiques posées verticalement. Les éprouvettes sont au préalable surfacées afin que le

contact avec les plateaux de la presse engendre le moins de frottements possible. L'objectif est d'appliquer une contrainte homogène dans toute la section durant l'essai.



Figure II.18 : Installation des éprouvettes sur la machine.



Figure II.19 : Rupture des éprouvettes.

b) Résultats

D'après l'essai de compression on a trouvé $f_{c28} = 30\text{Mpa}$ alors notre béton présente une bonne résistance à la compression.

II.7. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu déterminer la formulation d'un mètre cube du béton recyclé avec la méthode de Dreux Gorisse, suivi d'un essai de cône d'Abrams pour avoir l'ouvrabilité, suivi d'un essai d'écrasement des échantillons préparés en utilisant la formulation précédente pour avoir la résistance à 28 jours.

On peut dire qu'on a obtenu une bonne résistance à la compression du béton recyclé.



Chapitre III Présentation de l'ouvrage



Chapitre III : Présentation de l'ouvrage

III.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéresse à la description d'un bâtiment composé d'un rez de chaussée plus six étages plus 2 sous sol (R+6+2S.sol) situé à la wilaya Ain Defla, commune de Ain Defla.

III.2. Présentation de la structure

III.2.1. Caractéristiques géométriques

✓ Dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment 22.65 m

Hauteur du rez-de-chaussée..... 03.15 m

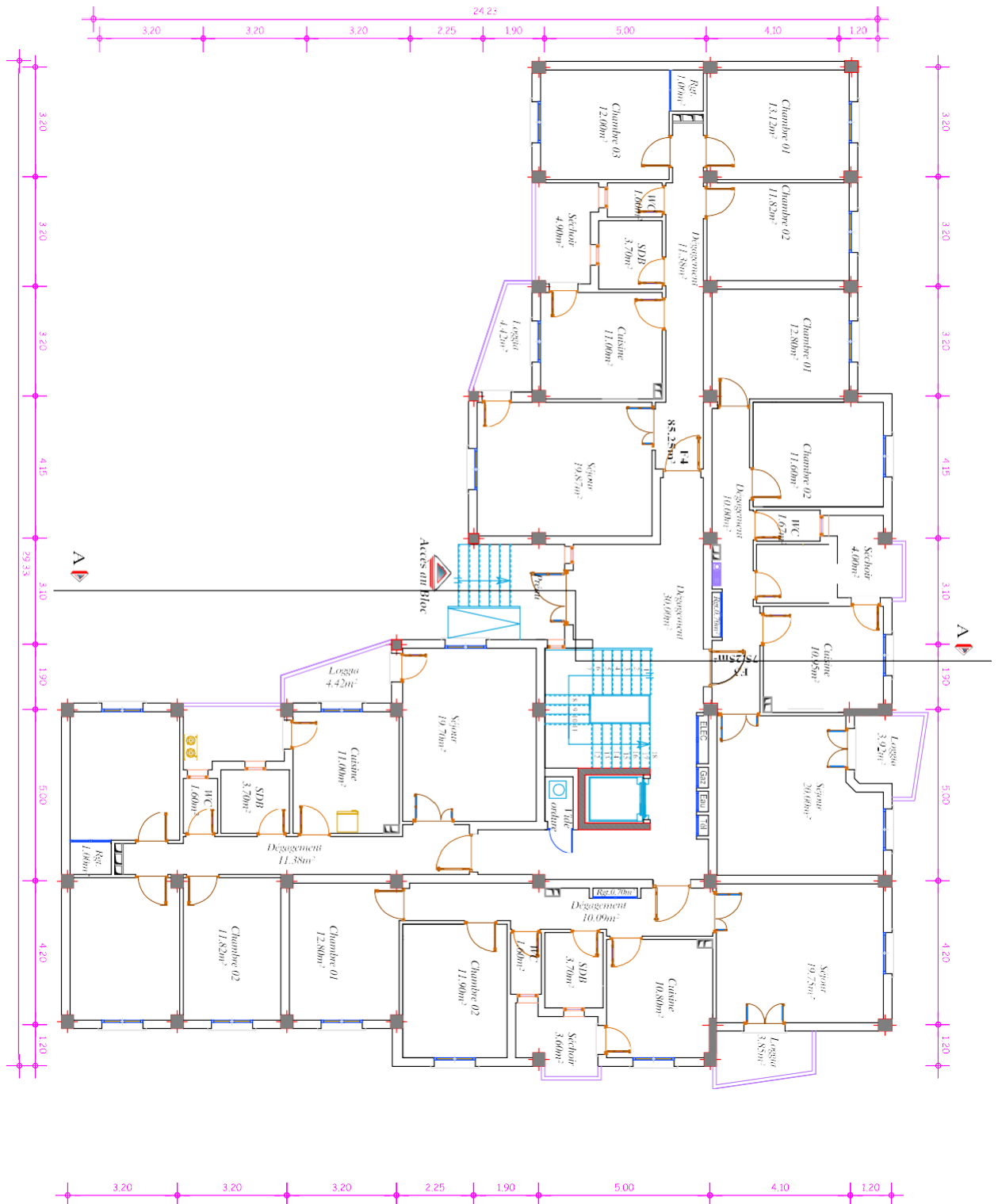
Hauteur de l'étage courant 03.15 m

✓ Dimensions en plan

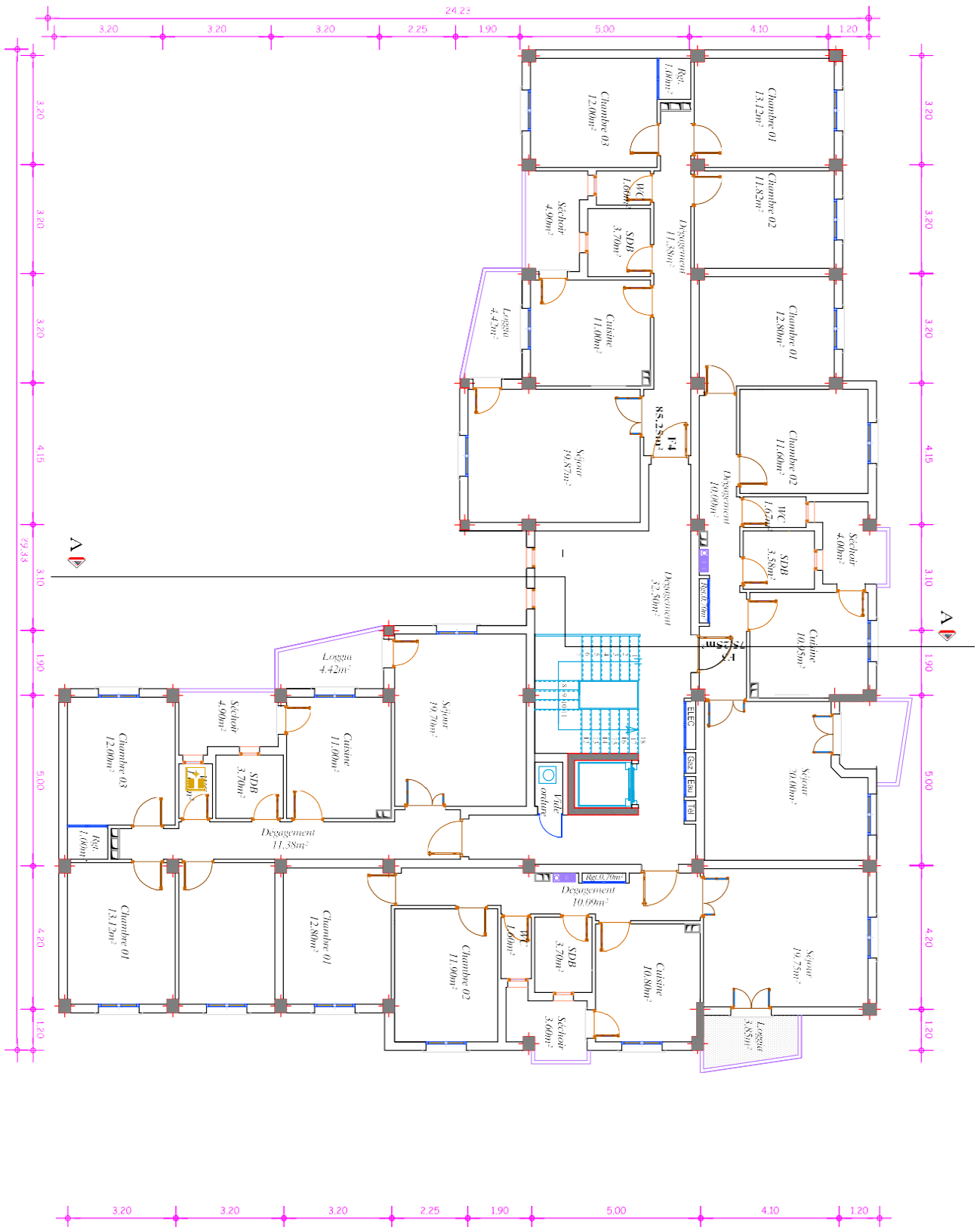
Longueur totale en plan (suivant Y-Y') 29.15 m

Largueur totale en plan (suivant X-X') 24.05 m

Plan du Rez de Chaussée



Plan d'étage courant



III.2.2. Plancher

Nous avons deux types de planchers:

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons.

III.2.3. La maçonnerie

La maçonnerie est réalisée par la brique creuse selon deux types :

- Murs extérieurs : constitués d'une double paroi en briques 10 cm et 15 cm d'épaisseur, séparées par un vide de 5 cm.
- Murs intérieurs : constitués d'une paroi en brique creuse de 10 cm.

III.2.4. Revêtement

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.

Le plancher terrasse sera recouvert par une toiture évitant la pénétration des eaux pluviales (terrasse inaccessible).

III.2.5. Escaliers

Le bâtiment comporte une cage d'escalier, construite en béton armé avec une pailasse porteuse et un palier de repos.

III.2.6. L'acrotère

C'est un élément de béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.

III.2.7. Les éléments structuraux

- a). Les poteaux : Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

b). Les poutres : L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

c). Les voiles

III.2.8 Données du site

L'ouvrage étudié est un bâtiment, constitué d'un Rez-de-chaussée (RDC) plus six étages plus 2 s.sol à usage d'habitation. Le bâtiment est implanté à la wilaya d'Ain Defla (commune d'Ain Defla) qui est classée comme une région d'une sismicité moyenne (zone II. b) selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003.

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 2.0$ bars.

III.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

III.3.1. Béton

Le béton est un matériau composé par le mélange, de ciment, de granulat (sable et gravier), l'eau et par fois des adjuvants.

III.3.1.1 Propriétés mécaniques du béton

Les propriétés mécaniques du béton sont résumées dans le Tableau III.1

Tableau III.1 Propriétés mécaniques de béton

Résistance A la compression	Résistance à la traction	Module d'élasticité		Coefficient De Poisson
J < 28 jours → $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ j = 28 jours → $f_{cj} = f_{c28}$ j > 28 jours → $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	instantané	différé	A l'ELU
		$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$	V = 0
		$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$	$E_{vj} = 10721,4 \text{ MPa}$	A l'ELS
				V = 0,2

III.3.1.2. Les contraintes limites de calcul

a. contraintes limites a l'état limite ultime (E.L.U)

"La notion d'état limite ultime désigne habituellement la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle l'ouvrage subit une rupture (telle qu'une fissure dans le béton)."

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_b = 1,5$: situations durables $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1,15$: situations accidentelles $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$.

✓ Diagramme contraintes-déformations du béton

Le comportement mécanique du béton est représenté par une courbe contrainte-déformation appelée «parabole-rectangle ».

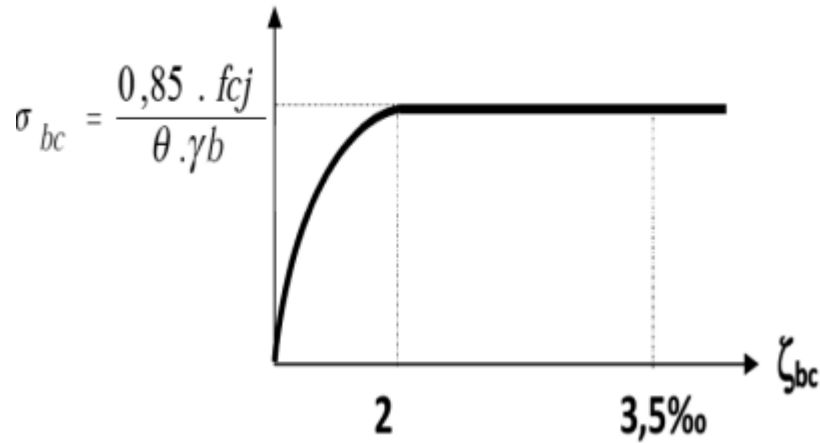


Figure III.1 : Diagramme contrainte -déformations à l'ELU.

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état limite de service correspond à une situation de chargement au-delà de laquelle la construction n'est plus en mesure d'assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue (dans le cas d'un béton non fissuré). On distingue différents états limites de service :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation

La contrainte limite de service :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

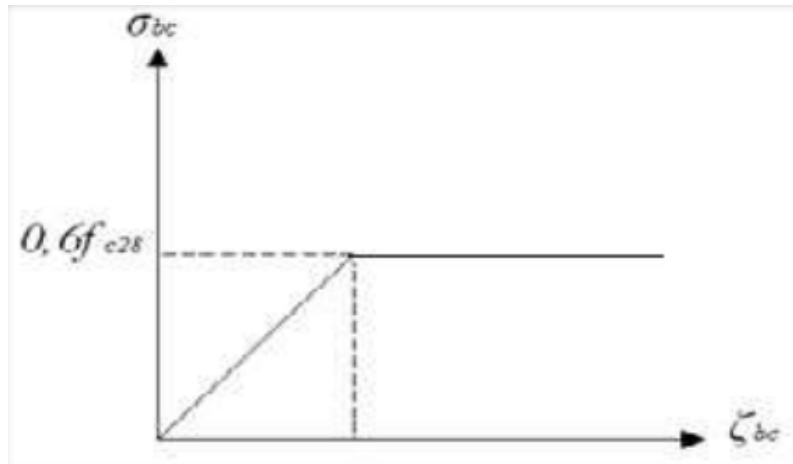


Figure III.2 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS

III.3.2. Aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction

Tableau III.2 Propriétés mécaniques de l'acier

Type d'acier	Désignations (nuance)	Limites élastiques (MPa)	Utilisation
Barres à hautes adhérences	Fe E40/50	400/500	Armatures longitudinales et transversales
Treillis soudés	TLE520	520	Emplois courants pour : plancher et dallage

III.3.2.1 Les contraintes limite de calcul

Les propriétés mécaniques des aciers d'armature sont généralement obtenues de manière empirique par des essais de traction qui permettent d'établir la corrélation entre la contrainte σ et la déformation relative ϵ .

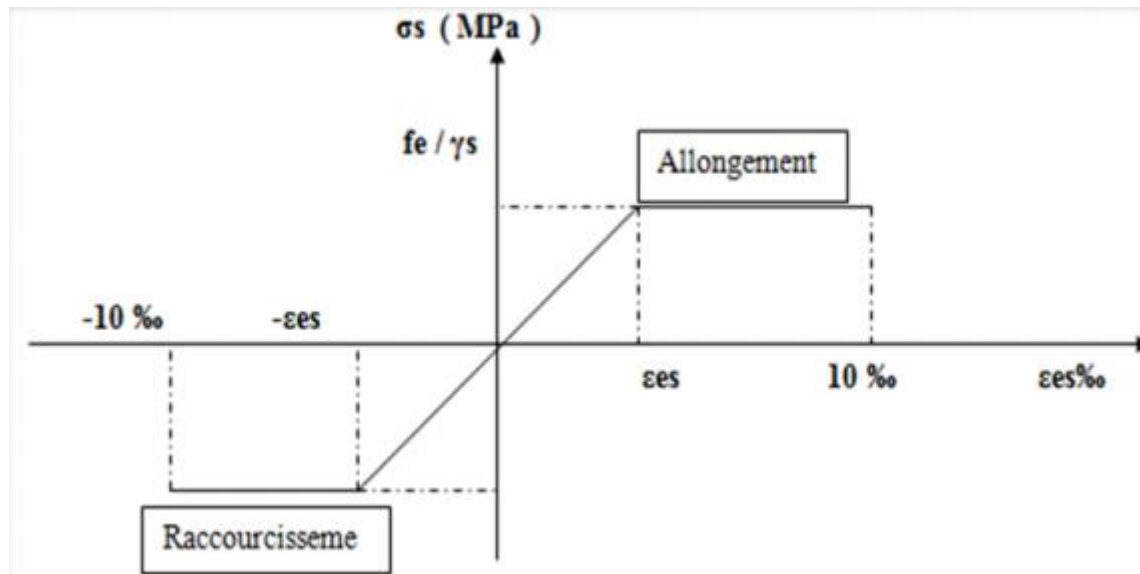


Figure. III.3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)

La contrainte ultime de l'acier:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Contrainte limite élastique.

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1,15$ situations durables.

$\gamma_s = 1$ situations accidentelles.

ϵ_{es} : Déformation relative de l'acier. $\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

Pour les aciers FeE40 on a : $\epsilon_{es} = \frac{400}{1.15 \cdot 2.10^5} = 1.74\%$

b. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S)

L'état consiste à vérifier les contraintes en fonction des cas appropriés.

Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right) \quad (MPa)$

Fissuration très préjudiciable : $\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right) \quad (MPa)$

$\overline{\sigma}_s$: Contraintes admissibles

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1,00$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$ pour les aciers à haute adhérence.

c. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec:

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

III.4. Hypothèses de calcul

Les hypothèses sur lesquelles repose le calcul en béton armé. Ces hypothèses sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

La contrainte de calcul σ_s : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

-Acier rond lisse :

$\sigma_s = 204.34 \text{ MPa}$ situation durable

$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$ situation accidentelle

-Acier à haute adhérence :

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ situation durable

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ situation accidentelle



Chapitre IV pré dimensionnement



Chapitre IV : pré dimensionnement

IV.1. Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure, ces dimensions ont été choisies selon les recommandations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 Amendement 99 et CBA93 (Règles de conception et de calcul des structures en béton Armé CBA93). Cette phase représente le point de départ et la base pour démontrer la résistance et la durabilité de la structure.

IV.2. Les planchers

Les planchers sont les niveaux ou les étages d'un bâtiment qui transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux, poutres), on distingue deux types de planchers :

- Les planchers à corps creux,
- Les planchers en dalle pleine.

IV.2.1. Plancher à corps creux

La hauteur totale du plancher ht [13]: $\frac{L}{25} \leq ht \leq \frac{L}{20}$

L : la portée max entre nus d'appuis. $L_{\max} = 4.70 \text{ m}$

ht : hauteur de la dalle de compression + corps creux.

$$L_{\max} = 4.70 \text{ m} \Rightarrow 18.8 \text{ cm} \leq h \leq 23.5 \text{ cm}$$

$$ht = 20 \text{ cm}$$

Dalle de compression : 4 cm

Corps creux : 16 cm

On prend : (16+4) cm

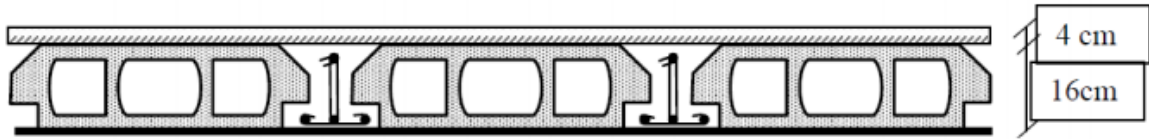


Figure IV.1 : Plancher à corps creux.

IV.3.Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments de structure horizontale qui supportent des charges verticales, lesquelles tendent à les fléchir. Leur rôle est de transférer ces charges vers les "poteaux" verticaux.

❖ Selon le BAEL 91 /modifié 99

- La hauteur h de la poutre doit être :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

- La largeur b de la poutre doit être :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée de la poutre entre nus d'appuis.

Soit : **$L_{max} = 4.80 \text{ m}$** pour poutre porteuse et 4.7 pour non porteuse

❖ Selon le R.P.A 99 (version2003):

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur /largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

IV.3.1.Poutres porteuse

On a : $L = 4.80 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32 \leq h \leq 48$$

On prend **h=45cm**

$$h = 40 \text{ cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

On prend **b=30cm**

On adopte une section de **(30 x 45) cm²**

Vérification selon le RPA 99 /Version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b}=1.5 \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

IV.3.2.Poutres non porteuse

On a : L = 4.70 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 31.33 \leq h \leq 47$$

On prend **h=35cm**

$$h = 35 \text{ cm} : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend **b=30cm**

On adopte une section de **(30 x 35) cm²**

Vérification selon le RPA 99 /Version 2003:

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b}=1.16 \leq 4 \dots\dots\dots\text{vérifié}$$

Remarque : Après le calcul de la flèche on a trouvé qu'elle n'a pas vérifiée alors on a augmenté les sections des poutres : **(35 x 50) cm²** pour les poutres porteuses et **(30 x 35) cm²** pour les poutres non porteuses

IV.4.Évaluation des charges

Les différentes charges existantes sont :

Les charges permanentes (G).

Les surcharges d'exploitation (Q).

IV.4.1.Charges permanentes

La charge permanente englobe à la fois le poids des éléments porteurs et celui des éléments intégrés à ces derniers tels que le plafond, le sol, les enduits et les revêtements, ainsi que le poids des éléments de construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que les cloisons fixes, les conduits de fumée et les gaines de ventilation.

IV.4.1.1.Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau IV.1Évaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Protection en gravillon	0.05	17	0.85
2-Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3-Forme de pente	0.12	22	2.64
4-Isolation thermique	0.04	4	0.16
5-Dalle en corps creux	0.16+0.04	/	2.85
6-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
G t =6.82KN /m ²			

IV.4.1.2. Plancher étages courant**Tableau IV.2** Evaluation des charges permanentes de mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	0.02	20	0.4
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lite de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en corps creux	/	/	2.85
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-Cloison de séparation	/	/	1
Gt=5.21 KN /m ²			

IV.4.1.3 Mur extérieur (double cloison)

Tableau. IV.3 Evaluation des charges permanentes de mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1-Brique creuse	0.1	9	0.9
2-Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
3-Brique creuse	0.1	9	0.9
4-Lame d'air	0.05	/	/
5- Enduit en plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Gt=2.36 KN /m ²			

IV.3.1.4.Murs intérieurs (seul cloison)**Tableau IV.4** Evaluation des charges permanentes de mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1-Brique creuses	0.1	9	0.9
2-Enduit en plâtre	0.04	10	0.4
Gt=1.3 KN /m ²			

IV.4.2 Charges d'exploitation

Les charges d'exploitation désignent les charges qui résultent de l'utilisation des locaux, en opposition au poids des ouvrages constituant ces locaux ou au poids des équipements fixes.

Elles incluent le mobilier, le matériel, les matières en dépôt ainsi que les personnes, pour une occupation normale.

Tableau IV.5 Charges d'exploitation des éléments

Éléments	Charges d'exploitation Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Escalier	2.5

IV.5.Pré dimensionnement des poteaux

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau : [13]

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- Nu : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle

- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- As : Section d'acier comprimée.

- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_0 = 3.15$$

$$l_f = 0.7l_0 = 2.205$$

$$B = a \times b = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.00213}{0.16}} = 0.11$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.205}{0.11} = 20.05$$

$$\alpha = 0.79$$

$$Br \geq 0.068Nu$$

$$Br = (a - 0.02) \times (b - 0.02) = 0.144$$

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le règlement Parasismique Algérien 99 version 2003 :

Selon la zone (II. b) les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Avec : (b, h) : dimension de la section et h_e : hauteur d'étage

➤ **Calcul de la surface reprise par poteau central :**

$$S = [(2.3+2.4)(2.3+2.35)] - (1.05 \times 0.75) = 21.06 \text{ m}^2$$

• **Évaluation de l'effort normale ultime de la compression à chaque niveau :**

Charges permanente

Niveau1

Poids plancher terrasse = $21.06 \times 6.82 = 143,62 \text{ KN}$

Poutres principales : $= 0.35 \times 0.50 \times 5.1 \times 25 = 22,31 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $= 0.30 \times 0.45 \times 4.7 \times 25 = 15,86 \text{ KN}$

Poids du poteau = $0.40 \times 0.40 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11 \text{ KN}$

$G_t = 192,79 \text{ KN}$

Niveau2

Poids revenant 1^{ère} étage : $G_t = 192,79 \text{ KN}$

Poids plancher courant = $21.06 \times 5.21 = 109.72 \text{ KN}$

Poutres principales : $= 0.35 \times 0.50 \times 5.1 \times 25 = 22,31 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $= 0.30 \times 0.45 \times 4.7 \times 25 = 15,86 \text{ KN}$

Poids propre du poteau = $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11 \text{ KN}$

D'où : $G_2 = 351.68 \text{ KN}$

Niveau3

Poids revenant 2^{ème} étage : $G_2 = 351.68 \text{ KN}$

Poids plancher courant = $21.06 \times 5.21 = 109.72 \text{ KN}$

Poutres principales : $= 0.35 \times 0.50 \times 5.1 \times 25 = 22.31 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $= 0.30 \times 0.45 \times 4.7 \times 25 = 15.86 \text{ KN}$

Poids propre du poteau = $0.4 \times 0.4 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11 \text{ KN}$

D'où : $G_3 = 510.57 \text{ KN}$

Niveau4

Poids revenant 3^{ème} étage : $G_3 = 510.57 \text{ KN}$

Poids plancher courant = $21.06 \times 5.21 = 109.72 \text{ KN}$

Poutres principales : $= 0.35 \times 0.50 \times 5.1 \times 25 = 22.31 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $= 0.30 \times 0.45 \times 4.7 \times 25 = 15.86 \text{ KN}$

Poids propre du poteau = $0.4 \times 0.4 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11 \text{ KN}$

D'où : $G_4 = 669.46 \text{ KN}$

Niveau5

Poids revenant 4^{ème} étage : $G_4 = 669.46 \text{ KN}$

Poids plancher courant = $21.06 \times 5.21 = 109.72 \text{ KN}$

Poutres principales : $= 0.35 \times 0.50 \times 5.1 \times 25 = 22.31 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $= 0.30 \times 0.45 \times 4.7 \times 25 = 15.86 \text{ KN}$

Poids propre du poteau = $0.4 \times 0.4 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11 \text{ KN}$

D'où : $G_5=828.35\text{KN}$

Niveau6

Poids revenant 5^{eme} étage : $G_5=828.35\text{KN}$

Poids plancher courant = $21.06 \times 5.21 = 109.72\text{KN}$

Poutres principales : = $0.35 \times 0.50 \times 5.1 \times 25 = 22,31 \text{ KN}$

Poutres secondaires : = $0.30 \times 0.45 \times 4.7 \times 25 = 15,86\text{KN}$

Poids propre du poteau = $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11\text{KN}$

D'où : $G_6=987.24\text{KN}$

Niveau7

Poids revenant 6^{eme} étage : $G_6=987.24\text{KN}$

Poids plancher courant = $21.06 \times 5.21 = 109.72\text{KN}$

Poutres principales : = $0.35 \times 0.50 \times 5.1 \times 25 = 22,31 \text{ KN}$

Poutres secondaires : = $0.30 \times 0.45 \times 4.7 \times 25 = 15,86\text{KN}$

Poids propre du poteau = $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11\text{KN}$

D'où : $G_7 = 1146.13\text{KN}$

Niveau8

Poids revenant 7^{eme} étage : $G_7 = 1146.13\text{KN}$

Poids plancher courant = $21.06 \times 5.21 = 109.72\text{KN}$

Poids des poutres principales = $0.30 \times 0.40 \times 5.1 \times 25 = 15.3\text{KN}$

Poids des poutres secondaires = $0,30 \times 0,35 \times 4.75 \times 25 = 12.46\text{KN}$

Poids propre du poteau= $0,4 \times 0,4 \times 25 \times (3.15 - 0.40) = 11\text{KN}$

D'où: $G_8=1294.61\text{KN}$

Charge 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 : Charge d'exploitation.

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Donnée par « DTR BC.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3 »

Avec :

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La surcharge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau IV.6 Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
PT	Q ₀	$\Sigma 0 = Q_0$	1
P6	Q ₁	$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$	2.5
P5	Q ₂	$\Sigma 2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85
P4	Q ₃	$\Sigma 3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
P3	Q ₄	$\Sigma 4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
P2	Q ₅	$\Sigma 5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
P1	Q ₆	$\Sigma 6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
P RDC	Q RDC	$\Sigma 7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	8.45
P S.SOL	QS.SOL	$\Sigma 8 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9.28

- La descente des charges verticales et choix des sections des poteaux

Tableau IV.7 Dimensions de poteau central

Niveau	NG(KN)	NQ (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm)	RPA	Le choix (cm)
6 ^{eme} étage	351,68	21,06	506,35	344,32	18,55	≥ 30	35
5 ^{eme} étage	544,47	52,65	814	553,52	23,52	≥ 30	35
4 ^{eme} étage	510,57	81,081	810,89	551,40	23,48	≥ 30	35
3 ^{eme} étage	669,46	106,353	1063,3	723,04	26,88	≥ 30	35
2 ^{eme} étage	828,35	128,466	1310,97	891,46	29,85	≥ 30	40
1 ^{ere} étage	987,24	147,42	1553,9	1056,65	32,50	≥ 30	40
RDC	1146,13	163,215	1792,09	1218,62	34,90	≥ 30	45
S sol	1294,61	177,957	2014,65	1369,96	37,01	≥ 30	45

IV.6.Pré dimensionnement des voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). Les voiles ont deux fonctions principales : contreventer le bâtiment et résister aux forces horizontales causées par les séismes et/ou le vent, et soutenir les charges verticales et les transférer aux fondations.

Leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

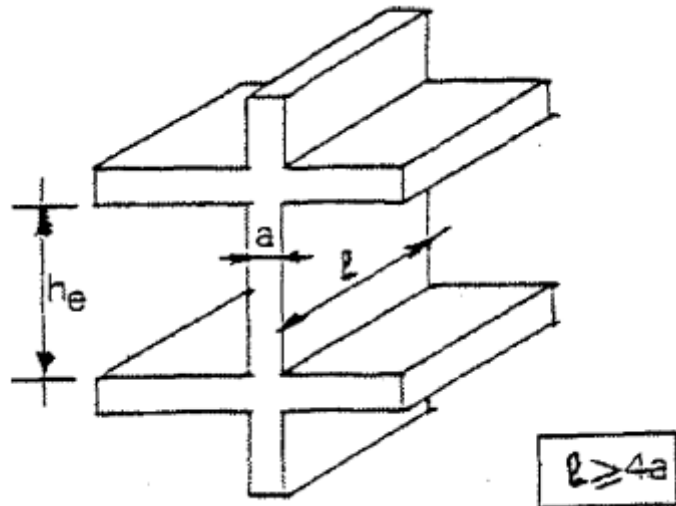


Figure IV.2: Coupe de voile en élévation.

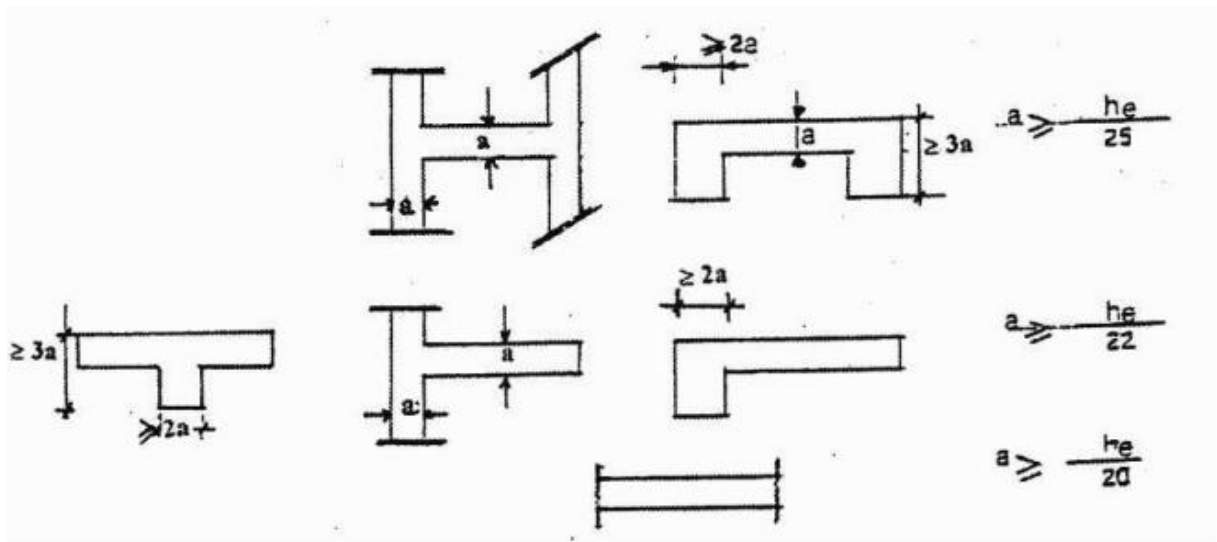


Figure IV.3 : Coupe des voiles en plan.

On a :

Cas3 : $a \geq h_e/20$

$h_e = 3.15 - 0.50 = 2.65\text{m}$ $a \geq h_e/20 = 2.65/20 = 0.132$ pour RDC et étages courants

On prend : $e = 15\text{cm}$.



Chapitre V Etude dynamique



Chapitre V : Etude dynamique

V.1 Introduction

Le calcul parasismique a pour objectif d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et de dimensionner les éléments de résistance pour garantir une sécurité satisfaisante de la structure. Toute structure située en zone sismique peut subir des vibrations sismiques au cours de sa durée de vie. C'est pourquoi, il est essentiel d'analyser et de concevoir la réponse sismique de la structure pour sa conception parasismique. Le calcul des charges susceptibles d'être générées dans le système structurel lors d'un séisme est donc crucial pour évaluer la résistance d'un bâtiment.

V.2 Présentation de L'ETABS

L'Etabs (Extended Three dimension Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul de conception des structures d'ingénieries, spécialement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque des éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre les possibilités d'analyser les effets statiques et dynamiques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes.

V.3 Etude sismique

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

V.4 Modélisation de la rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée
Comme suite :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire.
- type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Wall quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type « Slab » à quatre nœuds.

- A tous les planchers nous avons attribués une contrainte type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.5 Choix de la méthode de calcul

Le calcul des efforts horizontaux peut être mené suivant trois méthodes et cela en fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

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

V.5.1 La méthode statique équivalente

a) Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b) Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II. a et à 30m en zones II. b et III Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

V.5.2 La méthode modale spectrale

a) Principe :

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 calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad [11]$$

Où :

N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K .

V.5.3. Analyse modale spectrale :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérographes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad (\text{RPA. Article 4.3.3})$$

a) Représentation graphique du spectre de réponse :

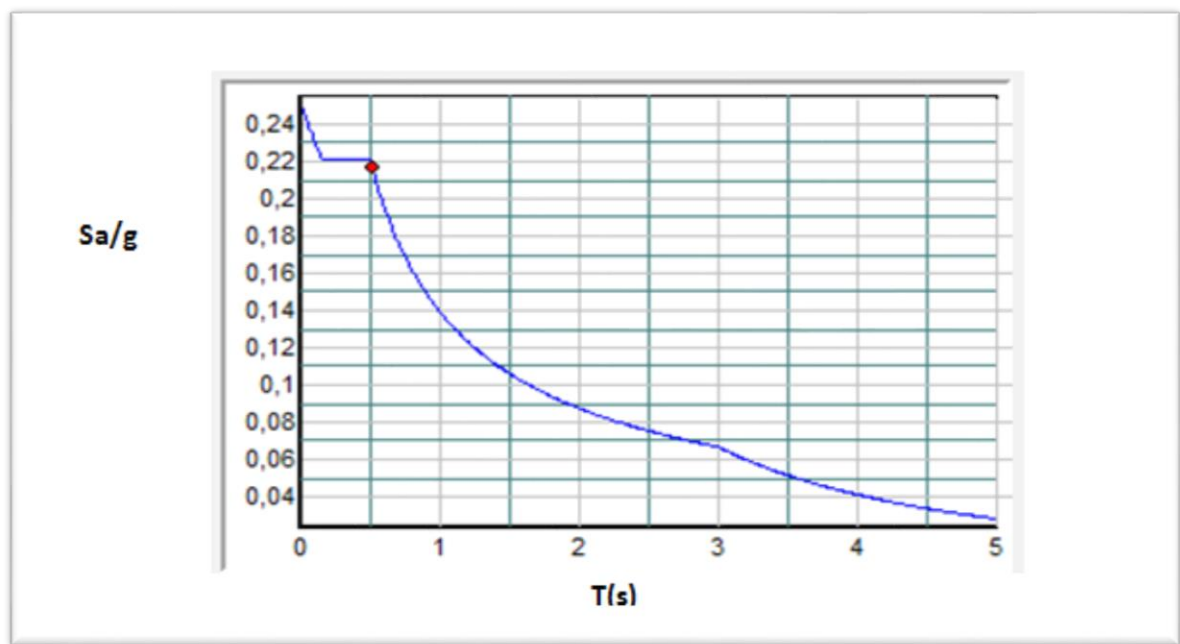


Figure V.1 : Spectre de réponse.

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale

A : coefficient d'accélération de zone

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité de la structure

b) Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA. Article 4.2.3})$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone [14]

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage: 2} \\ \text{zone sismique: IIb} \end{array} \right\} \rightarrow A = 0.20$$

D : facteur d'amplification dynamique

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

T : Période fondamentale de la structure.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. [14]

c) Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules. Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

- Empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la structure jusqu'au dernier niveau. ($h_N = 22.05m$)

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 29.33 \text{ m} \\ D_y = 24.23 \text{ m} \end{cases}$$

Sens X-X : $T_x = \min(0.36 ; 0.50) \text{ s}$

Sens Y-Y : $T_y = \min(0.40 ; 0.50) \text{ s}$

Donc on prend :

$$T_x = 0.36 \text{ s}$$

$$T_y = 0.40 \text{ s}$$

$$\text{Sol meuble} \rightarrow \text{site 3} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.50\text{s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages[14].

Pour notre cas on prend $\xi = 10\%$

Donc :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.76$$

$$\text{Alors : } \begin{cases} Dx = 2.5 \times 0.76 = 1.9 \\ Dy = 2.5 \times 0.76 = 1.9 \end{cases}$$

d) Coefficient de comportement

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le [14] en fonction du système de contreventement. Nous avons un système de contreventement voiles porteurs.

$$\text{Donc : } R = 3.5$$

e) Facteur de qualité La qualité de contrôle de la construction.

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q déterminée par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau V.1 [14]

Tableau V.1 Facteur de qualité Q

Critère q	Observée (o/n)	$P_q/_{xx}$	Observée (o/n)	$P_q/_{yy}$
Conditions minimales sur les sites de contreventement	Oui	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	00	Oui	00
Régularité en plan	Oui	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	00	Oui	00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.1	Non	0.1

Donc:

$$\begin{cases} Q_{xx} = 1.2 \\ Q_{yy} = 1.2 \end{cases}$$

f) Poids de la structure W

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

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

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i » .

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). [14]

g) Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières étapes recommandées par la norme "RPA99 version 2003" pour vérifier la conformité sismique d'un bâtiment ou d'une structure consiste à évaluer la résultante des forces sismiques. Cette évaluation implique la combinaison des valeurs modales pour obtenir la résultante des forces sismiques à la base " V_t ". Il est essentiel de s'assurer que cette résultante n'est pas inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques obtenue par la méthode statique équivalente " V ", pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.....) dans le rapport $0.8V/V_t$.

V.6. Interprétation des résultats de l'analyse sismique

V.6.1. Structure réalisée par un béton avec des granulats naturels

$f_{c28} = 25$ MPA

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPA}$$

Après le **prédimensionnement** de la structure et le calcul de la **flèche** et pour que les conditions de ce système soient **vérifiées**, on a adopté les sections des éléments structuraux suivantes :

Poteaux 45×45 pour RDC

Poteaux 40×40 cm² pour le 1^{er} et 2^{ème} étages

Poteaux 35×35 cm² pour le 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages

Poutres porteuse d'une section de 35×50 cm²

Poutres non porteuse d'une section de 30×45 cm²

Pour les voiles on a adopté une épaisseur de 20 cm²

On a gardé les mêmes caractéristiques et on a modifié la disposition des voiles pour chaque modèle.

Il est bien recommandé de disposer les voiles de manière symétrique afin d'éviter la torsion dans le premier mode.

1) Modèle initial:

Le modèle initial est donné sur la figure IV.2:

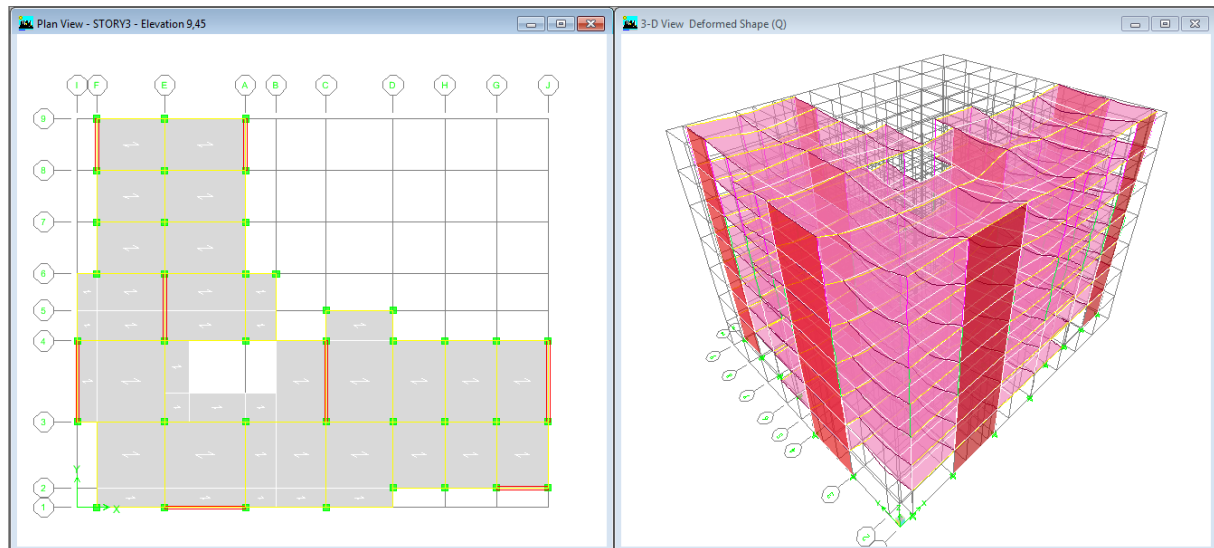


Figure V.2 : Modèle initial.

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial:

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau IV.2:

Tableau V.2 Périodes et facteurs de participation massique du modèle 1

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,763245	63,4586	0,0015	0	63,4586	0,0015
2	0,479026	0,0212	66,5991	0	63,4798	66,6006
3	0,431453	4,7867	0,1303	0	68,2665	66,7309
4	0,191419	18,1578	0,0003	0	86,4243	66,7312
5	0,10479	0,005	21,2082	0	86,4293	87,9394
6	0,094491	1,1482	0,1359	0	87,5775	88,0753
7	0,087008	6,8932	0,0025	0	94,4707	88,0778
8	0,05446	2,6653	0,0095	0	97,1359	88,0873
9	0,046148	0,0485	6,9585	0	97,1844	95,0459

On constate que le modèle présente:

- Une période fondamentale : $T=0,763s$;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9ème mode ;
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X ;
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y ;
- Le 3ème mode est un mode de torsion.

On a:

$$T_{ETABS} < 1,3 T_{empirique}$$

Sens X-X :

$$0,763s > 1,3 \times 0,366 = 0,47s \text{ C.N.V}$$

Sens Y-Y:

$$0,763s > 1,3 \times 0,4 = 0,52s \text{ C.N.V}$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a:

Tableau V.3 Sollicitations dues aux charges verticales pour model1

Element	combinaison	F	Percentage F voile/F structure
Structures	G+BQ	28438,02	25.8%
Voiles	G+BQ	9895,03	

$$25.8\% > 20\% \text{ alors } R=3.5$$

b) Vérification des efforts Sismiques à la base

Les données de la structure :

A	0,2
D	1,9
R	3,5
Q	1,2
W	38021,16 kN

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \cdot (1,9) \cdot (1,2)}{3,5} \cdot 38021,16$$

$$V_x = V_y = 4953,61 \text{ kN}$$

$$V_{dyx} = 2372,98 \text{ kN} < 0,8 \times V_{st} = 3962,89$$

$$V_{dyy} = 3276,26 \text{ kN} < 0,8 \times V_{st} = 3962,89$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,6 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,6 \\ r_y = 1,2 \end{cases}$$

Remarque :

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « i » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta k = R \times \delta ek$$

Avec :

R : Coefficient de comportement

δek : Déplacements dus aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k \leq 1\% h_t$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents n doivent pas dépasser 1 de la hauteur d'étage :

Tableau V.4 Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (sens X-X)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R×U _x	Δ_k	h/100	Observation
7	D7	EX	0,0166	0,0581	0,01568	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
6	D6	EX	0,0138	0,0483	0,01736	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ Vérifié
5	D5	EX	0,0107	0,03745	0,01624	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
4	D4	EX	0,0078	0,0273	0,01568	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
3	D3	EX	0,005	0,0175	0,01344	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
2	D2	EX	0,0026	0,0091	0,01008	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
1	D1	EX	0,0008	0,0028	0,00448	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié

Tableau V.5 Vérification des déplacements inter étages du modèle initial (sens Y-Y)

Etage	Diaphragme	Load	UY	R×U _y	Δ_k	h/100	Observation
7	D7	EY	0,0095	0,03325	0,00756	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
6	D6	EY	0,0077	0,02695	0,00756	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ Vérifié
5	D5	EY	0,0059	0,02065	0,00714	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
4	D4	EY	0,0042	0,0147	0,00672	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
3	D3	EY	0,0026	0,0091	0,00546	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
2	D2	EY	0,0013	0,00455	0,00378	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
1	D1	EY	0,0004	0,0014	0,00168	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié

La période n'est pas vérifiée, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

2) Modèle 2:

Le modèle 2 est donné sur la figure IV.3:

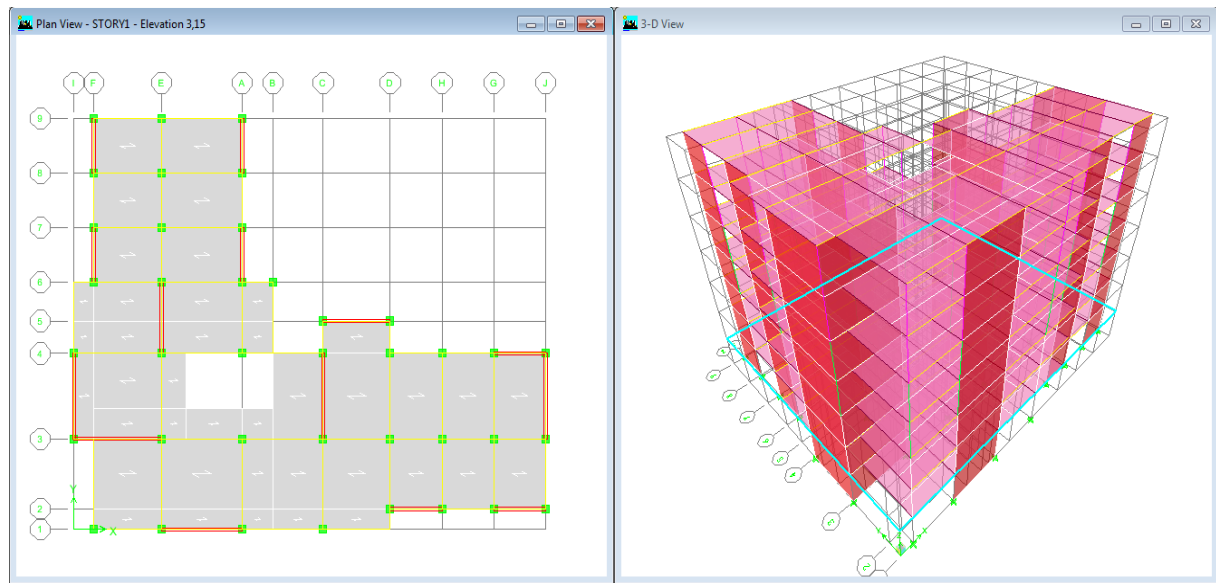


Figure V.3 : Modèle 2.

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle 2:

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau IV.6:

Tableau V.6 Périodes et facteurs de participation massique du modèle 2

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,519887	52,7869	7,2811	0	52,7869	7,2811
2	0,418987	2,5593	55,2659	0	55,3462	62,547
3	0,338083	12,6177	5,3612	0	67,9638	67,9083
4	0,117654	16,7275	0,7291	0	84,6914	68,6374
5	0,096608	0,0545	18,1905	0	84,7459	86,828
6	0,078043	4,0146	1,9126	0	88,7604	88,7405
7	0,05311	5,3877	0,0365	0	94,1481	88,777
8	0,043783	0,1379	5,9789	0	94,2861	94,756

On constate que le modèle présente:

- Une période fondamentale : $T=0,51s$;
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode ;

- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X ;
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y ;
- Le 3ème mode est un mode de torsion.

On a:

$$T_{ETABS} < 1,3 T_{empirique}$$

Sens X-X :

$$0,51s > 1,3 \times 0,366 = 0,47s \text{ C.N.V}$$

Sens Y-Y:

$$0,51s < 1,3 \times 0,4 = 0,52s \text{ C.V}$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a:

Tableau V.7 Sollicitations dues aux charges verticales pour model 2

Element	combinaison	F	Percentage F voile/F structure
Structures	G+BQ	129.76	58.86%
Voiles	G+BQ	185.7	

$$58.86 > 20\% \text{ alors } R=3.5$$

b) Vérification des efforts Sismiques à la base

Les données de la structure :

A	0,2
D	1,9
R	3,5
Q	1,2
W	27661,39KN

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \cdot (1,9) \cdot (1,2)}{3,5} \cdot 27661,39$$

$$V_x = V_y = 2522,71 \text{ kN}$$

$$V_{dy_x} = 2231,44 \text{ kN} > 0.8 \times V_{st} = 2018,17 \text{ cv}$$

$$V_{dy_y} = 2031,60 \text{ kN} > 0.8 \times V_{st} = 2018,17 \text{ cv}$$

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Tableau V.8 Vérification des déplacements inter étages du modèle 2(sens X-X)

Etage	Diaphragme	Load	UX	R × U _x	Δ _k	h/100	Observation
7	D7	EX	0,0113	0,0565	0,01	0,0315	Δ _k < 1% _{het} vérifié
6	D6	EX	0,0093	0,0465	0,0105	0,0315	Δ _k < 1% _{het} Vérifié
5	D5	EX	0,0072	0,036	0,0105	0,0315	Δ _k < 1% _{het} vérifié
4	D4	EX	0,0051	0,0255	0,009	0,0315	Δ _k < 1% _{het} vérifié
3	D3	EX	0,0033	0,0165	0,008	0,0315	Δ _k < 1% _{het} vérifié
2	D2	EX	0,0017	0,0085	0,006	0,0315	Δ _k < 1% _{het} vérifié
1	D1	EX	0,0005	0,0025	0,0025	0,0315	Δ _k < 1% _{het} vérifié

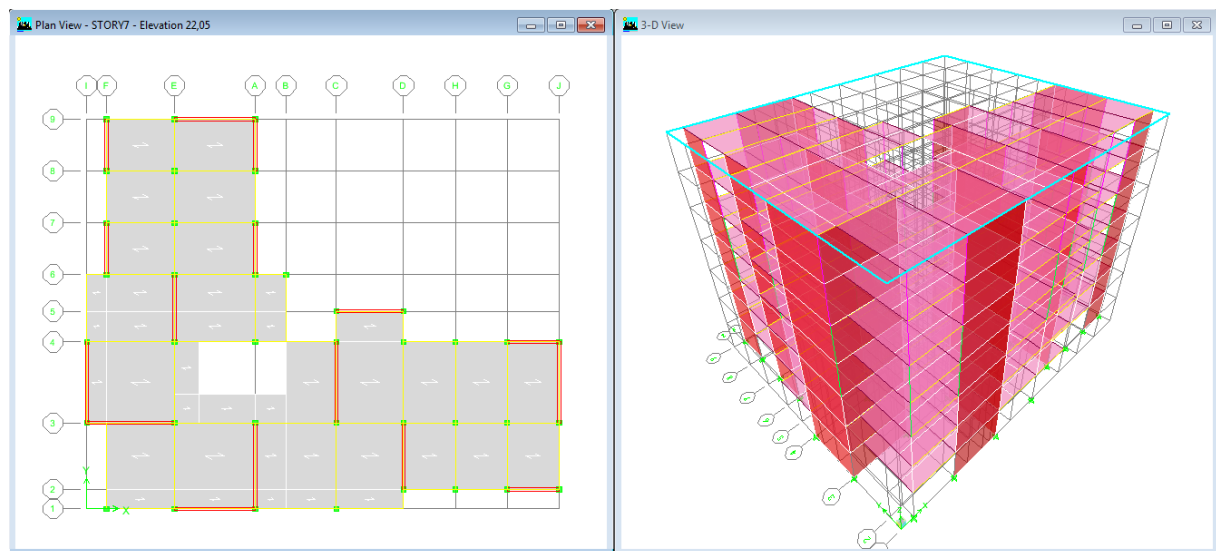
Tableau V.9 Vérification des déplacements inter étages du modèle 2 (sens Y-Y)

Etage	Diaphragme	Load	UY	R× Uy	Δ_k	h/100	Observation
7	D7	EY	0,0058	0,029	0,0055	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
6	D6	EY	0,0047	0,0235	0,0055	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het Vérifié
5	D5	EY	0,0036	0,018	0,005	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
4	D4	EY	0,0026	0,013	0,005	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
3	D3	EY	0,0016	0,008	0,004	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
2	D2	EY	0,0008	0,004	0,003	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
1	D1	EY	0,0002	0,001	0,001	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié

La période n'est pas vérifiée dans le sens X, X, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure on rajoutant des voiles.

3) Modèle final

La disposition des voiles représentée sur la figure IV.4 sera étudiée vis-à-vis de l'amélioration de la réponse dynamique et sismique de la structure :

**Figure V.4** : Modèle final.

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle final :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau V.10 Périodes et facteurs de participation massique du modèle final

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,417821	65,0674	2,8054	0	65,0674	2,8054
2	0,355675	3,1631	65,5038	0	68,2305	68,3092
3	0,321358	0,9915	0,5409	0	69,222	68,8501
4	0,100826	19,62	0,3705	0	88,842	69,2206
5	0,0844	0,3914	19,9251	0	89,2334	89,1458
6	0,077907	0,2708	0	0	89,5041	89,1458
7	0,046779	6,3109	0,0617	0	95,815	89,2075
8	0,038863	0,0253	6,1905	0	95,8403	95,3979

On constate que le modèle présente:

Une période fondamentale : $T = 0,417s$;

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode ;
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X ;
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y ;
- Le 3ème mode est un mode de torsion.

On a:

$$T_{ETABS} < 1,3 T_{Empirique}$$

Sens X-X :

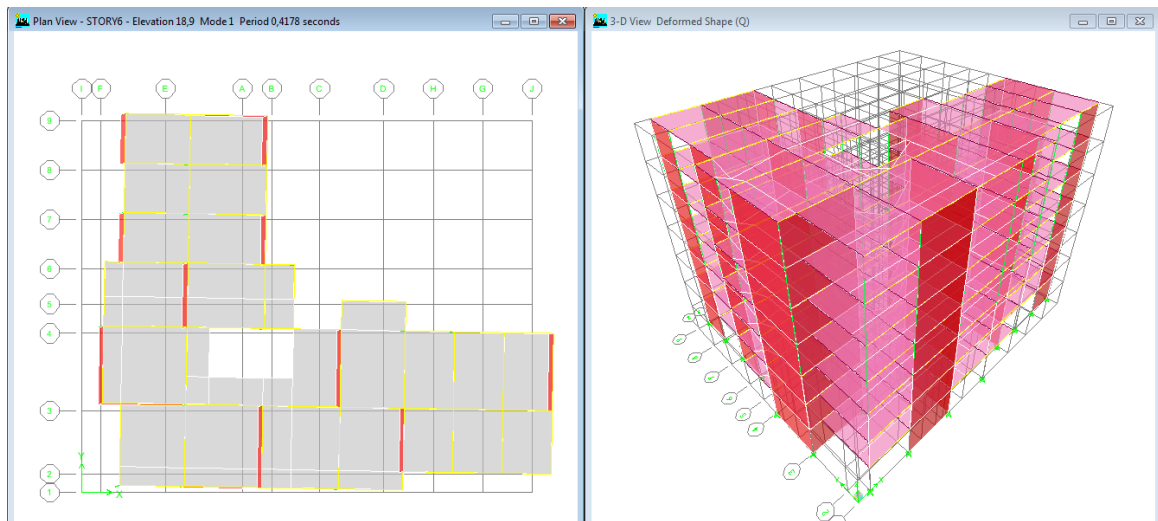
$$0,417s < 1,3 \times 0,366 = 0,47s \text{ C.V}$$

Sens Y-Y:

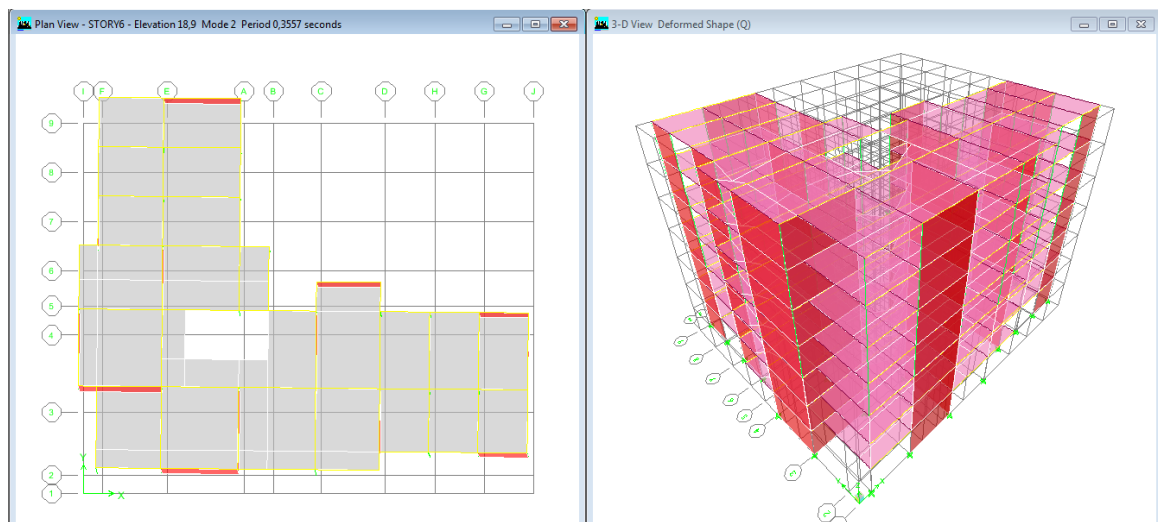
$$0,417s < 1,3 \times 0,4 = 0,52s \text{ C.V}$$

Nous avons constaté que la période fondamentale ainsi que la participation massique pour les deux sens sont vérifiées par rapport aux exigences normatives.

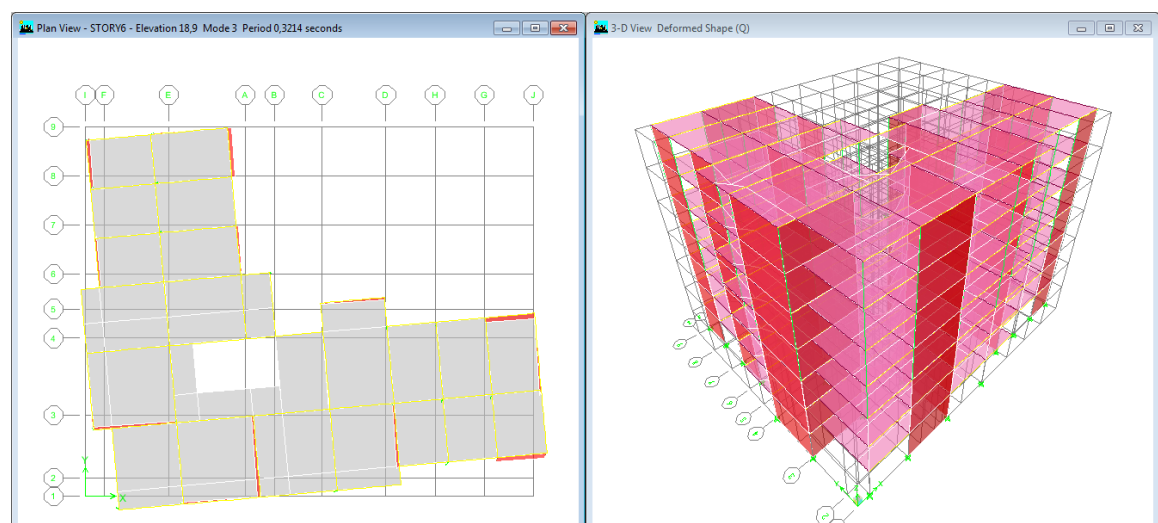
le mouvement des trois premiers modes représente Figure V.5



Mode 1. Translation selon l'axe X



Mode 2. Translation selon l'axe Y



Mode 3. Torsion

Figure V.5 : Comportement des trois premiers modes pour le model du béton ordinaire.

Tableau V.11 Sollicitations dues aux charges verticales pour le model final avec un béton ordinaire

Element	combinaison	F	Percentage F voile/F structure
Structures	G+BQ	34046,16	36.74%
Voiles	G+BQ	19780,5	

36.74% > 20% alors R=3.5

b) Vérification des efforts Sismiques à la base

Les données de la structure :

A	0,2
D	1,9
R	3,5
Q	1,2
w	48231,44 KN

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \cdot (1,9) \cdot (1,2)}{3,5} \cdot 48231,44$$

$$V_x = V_y = 6283,86 \text{ kN}$$

$$V_{dyx} = 4184,91 \text{ kN} < 0,8 \times V_{st} = 5027,094893$$

$$V_{dyy} = 4273,83 \text{ kN} < 0,8 \times V_{st} = 5027,094893$$

Alors :

$$\begin{cases} r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,2 \\ r_y = \frac{0,8V_y}{V_{ty}} = 1,17 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,2 \\ r_y = 1,17 \end{cases}$$

Remarque :

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages :**Tableau V.12** Vérification des déplacements inter étages du modèle final (sens X-X)

Etage	Diaphragm	Load	UX	R×Ux	Δ_k	h/100	Observation
7	D7	EX	0,0068	0,0238	0,00385	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
6	D6	EX	0,0057	0,01995	0,00455	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ Vérifié
5	D5	EX	0,0044	0,0154	0,0042	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
4	D4	EX	0,0032	0,0112	0,00385	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
3	D3	EX	0,0021	0,00735	0,0035	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
2	D2	EX	0,0011	0,00385	0,00245	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié
1	D1	EX	0,0004	0,0014	0,0014	0,0315	$\Delta_k < 1\%_{het}$ vérifié

Tableau V.13 Vérification des déplacements inter étages du modèle final (sens Y-Y)

Story	Diaphragm	Load	UY	R×U	Δ_k	h/100	Observation
STORY7	D7	EY	0,0051	0,01785	0,00315	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
STORY6	D6	EY	0,0042	0,0147	0,00315	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het Vérifié
STORY5	D5	EY	0,0033	0,01155	0,00315	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
STORY4	D4	EY	0,0024	0,0084	0,00315	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
STORY3	D3	EY	0,0015	0,00525	0,00245	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
STORY2	D2	EY	0,0008	0,0028	0,00175	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
STORY1	D1	EY	0,0003	0,00105	0,00105	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».

d) Vérification de l'effet P- Δ

Les tableaux IV.14 et IV.15 représentent les vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ

Tableau V.14 Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens X-X

Etage	delta k	pk $\times$ delta k	vex	h etage	V.h	θ_x	Observation
1	0,00048	3,476	4184,918	3,15	13182,4931	0,000263	<0.1 vérifié
2	0,00132	9,418	3982,436	3,15	12544,6735	0,000750	<0.1 Vérifié
3	0,00252	17,692	3665,295	3,15	11545,6815	0,001532	<0.1 vérifié
4	0,00384	26,607	3254,399	3,15	10251,359	0,002595	<0.1 vérifié
5	0,00528	36,585	2751,234	3,15	8666,38791	0,004221	<0.1 vérifié
6	0,00684	47,394	2112,373	3,15	6653,97528	0,007122	<0.1 vérifié
7	0,00816	49,742	1241,47	3,15	3910,63287	0,012719	<0.1 vérifié

Tableau V.15 Vérification l'effet P- Δ inter étages Sens Y-Y

Etage	delta k	pk $\times$ deltak	Vey	h etage	V.h	θ_y	Observation
1	0,00047	3,403	4273,83	3,15	13462,56	0,00025285	<0.1 vérifié
2	0,00129	9,222	4055,19	3,15	12773,86	0,00072198	<0.1 Vérifié
3	0,00247	17,324	3710,42	3,15	11687,83	0,00148228	<0.1 vérifié
4	0,00376	26,053	3283,21	3,15	10342,11	0,0025192	<0.1 vérifié
5	0,00517	35,824	2783,92	3,15	8769,37	0,00408513	<0.1 vérifié
6	0,00670	46,408	2160,82	3,15	6806,60	0,00681814	<0.1 vérifié
7	0,00799	48,707	1286,80	3,15	4053,44	0,0120164	<0.1 vérifié

V.6.2. Structure réalisée par un béton avec des granulats recyclés

On a gardé toutes les caractéristiques précédentes, et on a changé le module de Young selon notre recherche qu'on a fait dans le premier chapitre.

$f_{c28}=30 \text{ MPA}$

$$E_{cm} = \frac{22000}{1+\alpha_r} \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = \frac{22000}{1+0.6} \left(\frac{30}{10} \right)^{0.3} = 19117.85 \text{ MPA}$$

3) Modèle final (béton avec des granulats recyclés)

a) Caractéristiques dynamiques propres du modèle final (béton avec des granulats recyclés)

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau V.16 Périodes et facteurs de participation massique du modèle final (béton avec des granulats recyclés)

Mode	Période	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,540464	64,5574	3,2008	0	64,5574	3,2008
2	0,458092	3,6477	64,4849	0	68,2051	67,6857
3	0,414226	0,6637	0,9176	0	68,8688	68,6033
4	0,131159	19,8104	0,4347	0	88,6792	69,038
5	0,109498	0,473	19,9659	0	89,1522	89,0039
6	0,101138	0,2236	0,0084	0	89,3758	89,0122
7	0,060971	6,358	0,0772	0	95,7338	89,0894
8	0,050577	0,0364	6,3024	0	95,7702	95,3918

On constate que le modèle présente:

Une période fondamentale : $T = 0,54 \text{ s}$;

- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode ;
- Le 1er mode est un mode de translation parallèlement à X-X ;
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y ;
- Le 3ème mode est un mode de torsion.

On a:

$$T_{ETABS} < 1,3 T_{Empirique}$$

Sens X-X :

$$0,54 \text{ s} > 1,3 \times 0,366 = 0,47 \text{ s C.N.V}$$

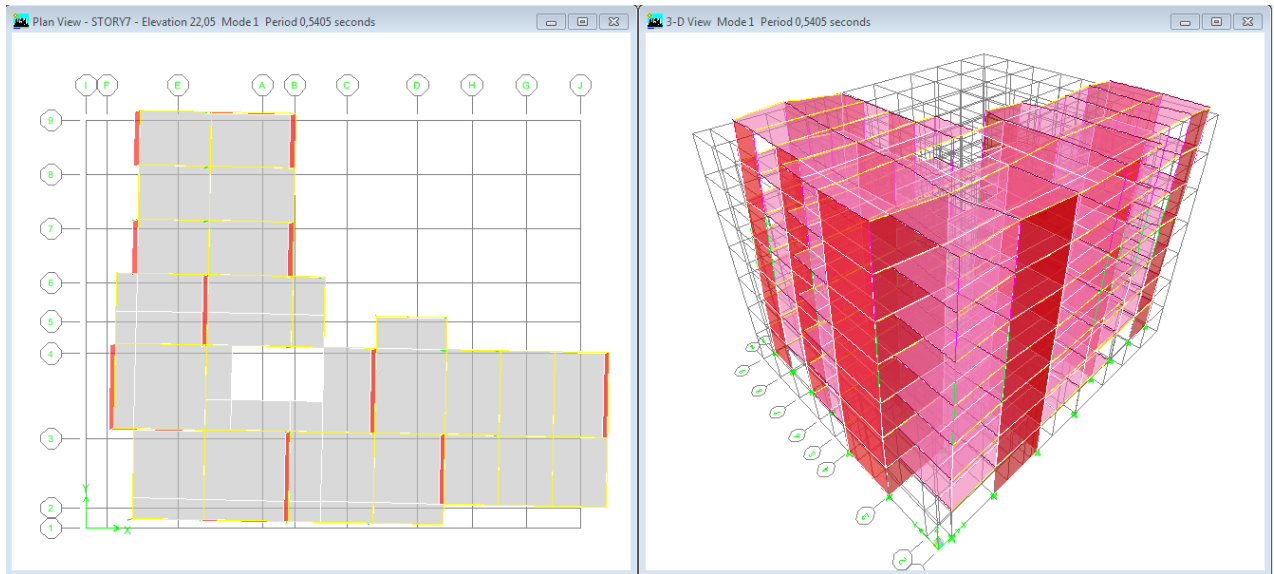
Sens Y-Y:

$$0,417s < 1,3 \times 0,4 = 0,52s \text{ C.V}$$

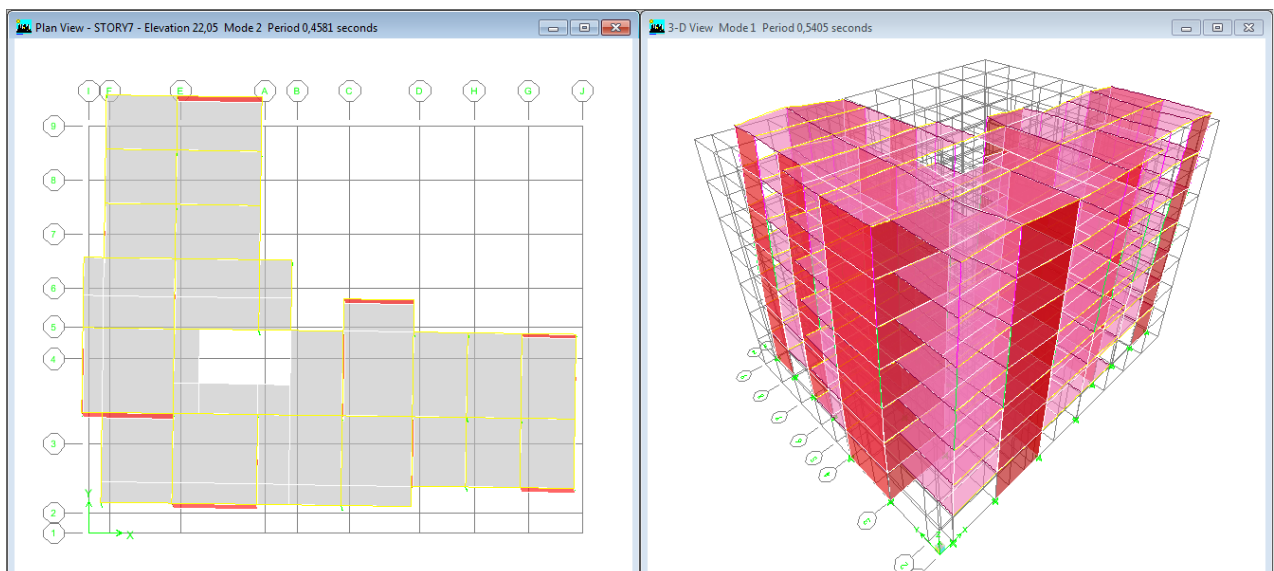
Nous avons constaté que la période fondamentale ainsi que la participation massique pour le sens YY sont vérifiées par rapport aux exigences normatives.

Remarque : on a adopté $e_{voile}=20$ pour assurer la stabilité.

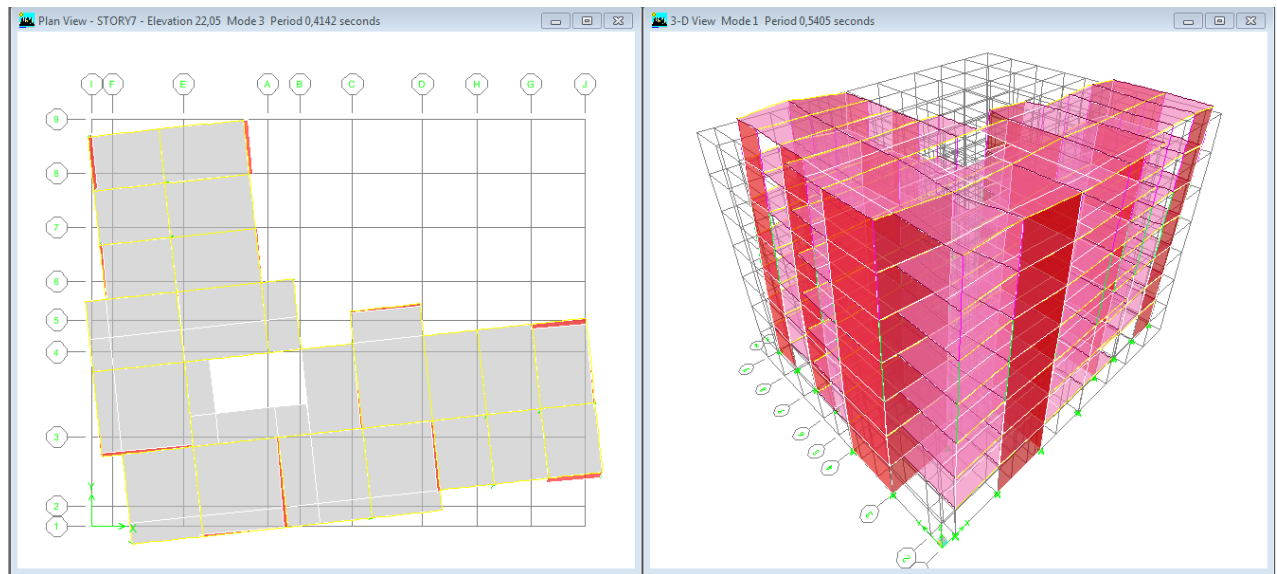
Le mouvement des trois premiers modes représente Figure V.6



Mode 1. Translation selon l'axe X



Mode 2. Translation selon l'axe Y



Mode 3. Torsion.

Figure V.6: Comportement des trois premiers modes pour le model final (béton recyclé).**b) Vérification des efforts Sismiques à la base**

Les données de la structure :

A	0,2
D	1,9
R	3,5
Q	1,2
w	47880,44

$$V_x = V_y = \frac{0,2 \cdot (1,9) \cdot (1,2)}{3,5} \cdot 47880,44$$

$$V_x = V_y = 4990,509 \text{ kN}$$

$$V_{dy_x} = 3881,74 \text{ kN} < 0,8 \times V_{st} = 3992,40789$$

$$V_{dy_y} = 4127,27397 \text{ kN} > 0,8 \times V_{st} = 3992,40789$$

Alors :

$$\left\{ r_x = \frac{0,8V_x}{V_{tx}} = 1,02 \right. \Rightarrow \left\{ r_x = 1,02 \right.$$

Remarque :

D'après l'RPA99 v2003, on doit multiplier les valeurs des déplacements latéraux inter-étages de la structure par le coefficient r_x (ou r_y) selon la direction.

Tableau V.17 Sollicitations dues aux charges verticales pour le model final avec un béton recyclé

Element	combinaison	F	Percentage F voile/F structure
Structures	G+BQ	33846,53	36.76%
Voiles	G+BQ	19675,24	

36.76% > 20% alors R=3.5

c) Vérification des déplacements latéraux inter étages :

Tableau V.18 Vérification des déplacements inter étages du modèle final pour un béton recyclé
(sens X-X)

Etage	Diaphragme	UX	U _x ×R	Δ_k	h/100	Observation
7	D7	0,0108	0,0378	0,0063	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
6	D6	0,009	0,0315	0,007	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het Vérifié
5	D5	0,007	0,0245	0,00665	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
4	D4	0,0051	0,01785	0,0063	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
3	D3	0,0033	0,01155	0,0056	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
2	D2	0,0017	0,00595	0,00385	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
1	D1	0,0006	0,0021	0,0021	0,0315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié

Tableau V.19 Vérification des déplacements inter étages (béton recyclé) sens Y-Y

Story	Diaphragm	UY	R × U _y	Δ_k	h/100	Observation
7	D7	0,0083	0,02905	0,0049	0,000049	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
6	D6	0,0069	0,02415	0,00525	0,0000525	$\Delta_k < 1\%$ het Vérifié
5	D5	0,0054	0,0189	0,00525	0,0000525	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
4	D4	0,0039	0,01365	0,0049	0,000049	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
3	D3	0,0025	0,00875	0,0042	0,000042	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
2	D2	0,0013	0,00455	0,00315	0,0000315	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
1	D1	0,0004	0,0014	0,0014	0,000014	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié

Les déplacements relatifs inter-étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 ».

d) Vérification de l'effet P- Δ

Les tableaux V.18et V.19 représentent les vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ (béton recyclé)

Tableau V.20 Vérification l'effet P- Δ inter étages (béton recyclé) Sens X-X

Etage	pk	delta k	pk $\times$ delta k	Vex	hetage	vh	θ_x	Observation
1	7234,82	0,0021	15,62	3552,43	3,15	11190,16	0,0013	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
2	7127,77	0,0039	28,22	3384,65	3,15	10661,65	0,0026	$\Delta_k < 1\%$ het Vérifié
3	7013,68	0,0057	40,39	3129,65	3,15	9858,39	0,0040	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
4	6921,84	0,0064	44,85	2785,87	3,15	8775,50	0,0051	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
5	6822,96	0,0068	46,66	2345,005	3,15	7386,76	0,0063	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
6	6746,34	0,0071	48,57	1784,65	3,15	5621,66	0,0086	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
7	6012,99	0,0064	38,96	1050,14	3,15	3307,95	0,0117	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié

Tableau V.21 Vérification l'effet P- Δ inter étages (béton recyclé) Sens Y-Y

Story	pk	delta k	pk $\times$ delta k	vey	h etage	vh	θ_y	Observation
1	7234,82	0,0021	15,19	4127,27	3,15	13000,91	0,0011	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
2	7127,77	0,00385	27,44	3934,12	3,15	12392,48	0,0022	$\Delta_k < 1\%$ het Vérifié
3	7013,68	0,0056	39,27	3627,97	3,15	11428,11	0,0034	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
4	6921,84	0,0063	43,60	3223,25	3,15	10153,24	0,0042	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
5	6822,96	0,00665	45,37	2715,46	3,15	8553,71	0,0053	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
6	6746,34	0,007	47,22	2075,80	3,15	6538,77	0,0072	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié
7	6012,99	0,0063	37,88	1224,91	3,15	3858,48	0,0098	$\Delta_k < 1\%$ het vérifié

V.7 Conclusion

Comme ce modèle satisfait à toutes les conditions suivantes :

La période,

Les déplacements inter-étages,

L'effort tranchant à la base et la justification de l'effet $P-\Delta$,

Les éléments de la structure correspondant au modèle final pour la construction seront ferrailés dans les chapitres à venir.



Chapitre VI Ferrailage des éléments structuraux



Chapitre VI : Ferraillage des éléments structuraux**VI.1 Ferraillage des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal et à un moment de flexion dans les deux sens, donc ils sont calculés à la flexion composée, peut être l'un des trois cas suivants:

1. Section entièrement tendue SET ;
2. Section entièrement comprimée SEC ;
3. Section partiellement comprimée SPC.

VI.1.1. Vérification de l'effort normal

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Nd : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : Section brute.

fc28 : Résistance caractéristique du béton (25 MPa) pour la structure réalisée avec un béton ordinaire.

fc28 : Résistance caractéristique du béton (30 MPa) pour la structure réalisée avec un béton recyclé.

Les deux tableaux suivante représente les vérifications de l'effort normal.

Tableau VI.1 Vérification de sollicitation normale pour BGN

Niveau	Section	Nd	ν	condition
RDC	45x45	846,72	0,168	<0.30 vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{es} étages	40x40	705,53	0,177	<0.30 vérifiée
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	455,44	0,150	<0.30 vérifiée

Tableau VI.2. Vérification de sollicitation normale pour BGR

Niveau	Section	Nd	ν	condition
RDC	45x45	851,36	0,141	<0.30 vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{es} étages	40x40	710,35	0,149	<0.30 vérifiée
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	461,26	0,126	<0.30 vérifiée

a) Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone IIb par « RPA99 modifié en 2003 [14] » :

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\% \quad (\text{zone courante})$$

$$0.9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\% \quad (\text{zone de recouvrement})$$

Avec :

- Le diamètre minimal est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $50\Phi_L$;
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm ;

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zone critiques).

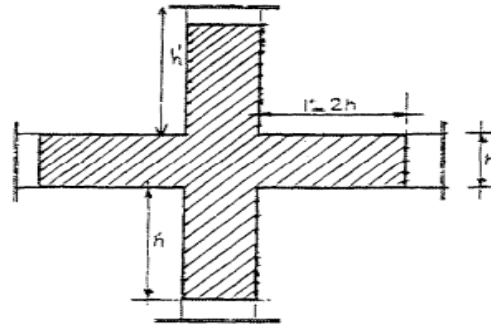


Figure V.1 : Zone nodale.

b) Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

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

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u) ;

b_0 : la largeur de poteau ;

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

c) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon (CBA 93 [15]) :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3.33 \text{MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4.32 \text{MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\overline{\tau}_u = \text{Min} \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau}_u = 2.50\text{MPa} \rightarrow \text{Situation durable} \\ \overline{\tau}_u = 3.26\text{MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon RPA99v2003 [14] :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

d) Élancement λ

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

l_f : Longueur de flambement.

Pour une section rectangulaire de hauteur h , l'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} = 3.46 \frac{l_f}{h}$

e) Armatures transversales

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs ϕ_t est donnée par la relation : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$

ϕ_l : Étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales. Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Situation durable

Tableau V.3 Situation durable

Béton	$\gamma_b=1,5$	$f_{c28} = 25MPa$	$\sigma_{bc} = 14,17MPa$
Acier	$\gamma_s=1,15$	Nuance FeE400	$\sigma_s = 348MPa$

Situation accidentelle**Tableau V.4** Situation accidentelle

Béton	$\gamma_b=1,15$	$f_{c28} = 25MPa$	$\sigma_{bc} = 14,17MPa$
Acier	$\gamma_s=1,00$	Nuance FeE400	$\sigma_s = 400MPa$

f) Combinaison d'action

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

Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :

- E LU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Les combinaisons données par les règles du RPA 99 version 2003:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- 1) N max M corres,
- 2) M max N corres.

VI.1.2. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC

Situation durable

- Combinaison 1,35G+1,5Q : ($N_{\max}$, M_{corr})

Tableau VI.5 Ferrailages des poteaux situation durable ($N_{\max}$, M_{corr}) pour BGN

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)	As rpa (cm ²)
RDC	45x45	-1253,87	-4,562	18,39	18,225
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-1055,36	-9,204	16,02	14,4
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	-691,1	-8,333	10,86	11,025

Tableau VI.6 Ferrailages des poteaux situation durable ($N_{\max}$, M_{corr}) pour BGR

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)	As rpa (cm ²)
RDC	45x45	-1378,51	0,216	19,83	18,225
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-1176,39	0,134	16,92	14,4
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	-781,19	-0,137	11,24	11,025

Tableau V.7 Ferrailages des poteaux situation durable ($M_{\max}$, N_{corr}) pour BGN

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)	As rpa (cm ²)
RDC	45x45	27,505	-1018,7	16,84	18,225
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-36,17	-724,57	13,77	14,4
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	40,802	-112,31	5,78	11,025

Tableau VI.8 Ferrailages des poteaux situation durable ($M_{\max}$, N_{corr}) pour BGR

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)	As rpa (cm ²)
RDC	45x45	21,291	-1085,02	17,3	18,225
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-27,682	-783,11	13,82	14,4
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	35,034	-93,76	4,91	11,025

Situation accidentelle

- Combinaison $G+Q\pm E$ ($M_{\max}$, N_{Corr})
- Combinaison $0.8G\pm E$ ($N_{\max}$, M_{Corr})

Tableau VI.9 Ferrailages des poteaux situation accidentelle $N_{\max}$ M_{corres} $G+Q+E$ pour BGN

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)
RDC	45x45	-1036,55	-32,183	15,19
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-880,06	-25,363	13,05
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	-575,27	-23,825	9,48

Tableau VI.10 Ferrailages des poteaux situation accidentelle N max M corres G+Q+E pour BGR

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)
RDC	45x45	-1004,76	18,003	13,81
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-857,5	5,003	11,12
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	-569,67	2,082	7,32

Tableau VI.11 Ferrailages des poteaux en situation accidentelle M max N corres G+Q+E pour BGN

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)
RDC	45x45	42,5	-427,95	8,3
1 ^{er} et 2 étages	40x40	67,205	-280,42	8,7
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	60,075	-60,07	6

Tableau VI.12. Ferrailages des poteaux situation accidentelle Mmax Ncorres G+Q+E pour BGR

Niveau	Section (cm ²)	Nmax (KN)	M corres (KN.m)	Ast (cm ²)
RDC	45x45	-23,189	-857,25	12,33
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-23,028	-571,65	9
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	26,042	-68,77	3,14

Tableau VI.13. Ferrillages des poteaux situation accidentelle N_{max} M_{corres} 0,8G+E pour BGN

Niveau	Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	A_{st} (cm ²)
RDC	45x45	-749,04	-31,024	11,52
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-638,98	-23,023	9,84
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	-419,75	-21,718	7,34

Tableau VI.14 Ferrillages des poteaux situation accidentelle N_{max} M_{corres} 0,8G+E pour BGR

Niveau	Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	A_{st} (cm ²)
RDC	45x45	-688,22	-12,861	9,5
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-587,69	-4,008	7,67
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	-392,06	-1,618	5,06

Tableau VI.15 Ferrillages des poteaux situation accidentelle M_{max} N_{corres} 0,8G+E pour BGN

Niveau	Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{corres} (KN.m)	A_{st} (cm ²)
RDC	45x45	42,133	-256,25	6,13
1 ^{er} et 2 étages	40x40	65,561	-162,37	6,97
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	57,477	-38,77	5,48

Tableau VI.16 Ferrailages des poteaux situation accidentelle M_{max} N_{corres} $0,8G+E$ pour BGR

Niveau	Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{corres} (KN.m)	A _{st} (cm ²)
RDC	45x45	-21,029	-596	8,91
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-15,385	-251,05	4,38
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	18,774	-50,08	2,27

VI.1.3 Choix des armatures

Les tableaux VI.17 et VI.18 représentent les choix des armatures des poteaux pour les deux types de béton (BGN) et (BGR)

Tableau VI.17 Choix des armatures des poteaux pour BGN

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s max (z-c) (cm ²)	A _s (z-R) (cm ²)	Choix	A _s adop (cm ²)
RDC	45x45	18,39	18,225	60,75	121,5	4T16+4T20	20,62
1 ^{er} et 2 étages	40x40	16,02	14,4	48	96	8T16	16,09
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	10,86	11,025	36,75	73,5	8T14	12,32

Tableau VI.18 Choix des armatures des poteaux pour BGR

Niveau	Section (cm ²)	A _s (cm ²)	A _s min (cm ²)	A _s max (z-c) (cm ²)	A _s (z-R) (cm ²)	Choix	A _s adop (cm ²)
RDC	45x45	19,83	18,225	60,75	121,5	8T20	25,14
1 ^{er} et 2 étages	40x40	16,92	14,4	48	96	4T16+4T20	20,62
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	11,24	11,025	36,75	73,5	4T14+4T16	14,21

VI.1.4. Vérifications**VI.1.4.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service CBA (article A 4.5.3) : [15]**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

-Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ mpa pour GBN}$$

$$\sigma_{bc} = 18 \text{ MPA pour GBR}$$

-Acier :

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_{es}, 110(\eta f_{tj})^{1/2} \right]$
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} f_{es}, 90(\eta f_{tj})^{1/2} \right]$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$ pour BGN et $\bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa}$ pour BGR

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

✓ Combinaison : G+Q

(N_{max} et M_{max} cor)

Tableau VI.19 Vérifications des contraintes pour BGN

Niveau	Section	Nser KN	Mser KN.m	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Obs
RDC	45x45	914.26	0.16	5.92	201,63	0.395	15	Vérifié
1 ^{er} et 2 étages	40x40	769.64	1.153	6.32	201,63	0.42	15	Vérifié
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	504.33	2.919	5.41	201,63	0.36	15	Vérifié

Tableau VI. 20 Vérifications des contraintes pour BGR

Niveau	section	Nser KN	Mser KN.m	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	Obs
RDC	45x45	1004,76	0,068	6.34	215,55	0.422	18	Vérifié
1 ^{er} et 2 étages	40x40	-857,5	-0,089	6.81	215,55	0.454	18	Vérifié
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	-569,67	-0,103	6	215,55	0.4	18	Vérifié

VI.1.4.2. Vérification de l'effort tranchant

a-Vérification de la contrainte de cisaillement : selon CBA93 article A.5.1.1 [15]

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le CBA 93 [15]:**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.13f_{c28}; 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28}; 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable .

*** Selon le RPA 99 version 2003[14]**

$$\bar{\tau}_u = \rho d f_{c28}$$

$\rho d = 0,075$ si l'élancement $\lambda \geq 5$

$\rho d = 0,040$ si l'élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.21 Vérification de la contrainte de cisaillement pour BGN

Niveau	Section	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	Pd	τ_{RPA} (MPa)	τ_{BAEL} (MPa)	Vérificati on
RDC	45x45	17.05	0.0093	16.97	0,075	1.875	2.5	Vérifiée
1 ^{er} et 2 étages	40x40	23.89	0.016	19.10	0,075	1.875	2.5	Vérifiée
3,4,5et6 ème étages	35x35	30.5	0.027	21.83	0,075	1.875	2.5	Vérifiée

Tableau .VI.22 Vérification de la contrainte de cisaillement pour BGR

Niveau	Section	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	Pd	τ_{RPA} (MPa)	τ_{BAEL} (MPa)	Vérificat ion
RDC	45x45	14.41	0.0079	16.97	0,075	2.25	3	Vérifiée
1 ^{er} et 2 étages	40x40	20.76	0.014	19.10	0,075	2.25	3	Vérifiée
3,4,5et6 ^{em} me étages	35x35	28.08	0.025	21.83	0,075	2.25	3	Vérifiée

Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du BAEL91 modifié 99 et celles du RPA99 version 2003 ; elles sont données comme suit :

- Selon BAEL91 modifié 99 [13]

$$\begin{cases} St \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}, \phi_l\right) \\ \frac{Atfe}{bst} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$: Diamètre des armatures longitudinales

*** Selon le RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : Espacement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ Zone nodale (zone IIb).

$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10 \varnothing_l \right)$ Zone courante (zone IIb).

$\varnothing_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_{tb}}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0.3\% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda g \geq 5 \\ 0.8\% & \dots \dots \dots \text{si } \lambda g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 < \lambda g < 5 \end{cases}$$

λg : L'élanement géométrique du poteau ($\lambda g = \frac{L_f}{a}$)

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 400 \text{ MPa}$

Les deux tableaux suivant rassemblent les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau .VI.23 Espacements maximums selon RPA99 pour BGN

Niveaux	Section (cm ²)	Barres (mm)	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45x45	4T16+4T20	16 et 20	10	16
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	40x40	8T16	16	10	16
3, 4, 5 et 6 ^{ème} étages	35x35	8T14	14	10	14

Tableau .VI.24 Espacements maximaux selon RPA99 pour BGR

Niveaux	Section (cm ²)	Barres (mm)	Øl (mm)	St (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	45x45	8T20	20	10	20
1et 2 ^{ème} étages	40x40	4T16+4T20	16 et 20	10	20
3, 4,5et6 ^{ème} étages	35x35	4T14+4T16	14 et 16	10	14

Choix De Diamètre D'armature

- $\phi_t \geq \phi_l/3$ avec ϕ_l : diamètre des armatures longitudinales dans les poteaux.

On aura: $\phi_t \geq \frac{\phi_l \max}{3} = \frac{20}{3} = 6.66$

On adopte $\phi_t = 7$ mm comme armatures transversales

Le choix des armatures transversales est regroupé dans les deux tableaux suivants :

Tableau .VI.25 Choix des armatures transversales pour les poteaux BGN

Niveaux	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g (%)	ρ_a	Tu^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At_{RPA}	Choix	As^{adp} (cm ²)
RDC	45x45	2.205	4.9	3.75	17.05	N	10	0.355	4T8	2.01
						C	16	0.378	4T8	2.01
1 ^{et} 2 ^{ème} étages	40x40	2.205	5.51	2.5	23.89	N	10	0.373	4T8	2.01
						C	16	0.597	4T8	2.01
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	2.205	6.3	2.5	30.5	N	10	0.544	4T8	2.01
						C	14	0.762	4T8	2.01

Tableau .VI.26 Choix des armatures transversales pour les poteaux BGR

Niveau	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g (%)	ρ_a	Tu^{max} (kN)	Zone	St (cm)	At_{RPA}	Choix	As^{adp} (cm ²)
RDC	45x45	2.205	4.9	3.75	14.41	N	10	0.3	4T8	2.01
						C	20	0.60	4T8	2.01
1 ^{et} 2 ^{ème} étages	40x40	2.205	5.51	2.5	20.76	N	10	0.324	4T8	2.01
						C	20	0.648	4T8	2.01
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	35x35	2.205	6.3	2.5	28.08	N	10	0.501	4T8	2.01
						C	14	0.702	4T8	2.01

Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 50\phi$ en zone IIb.

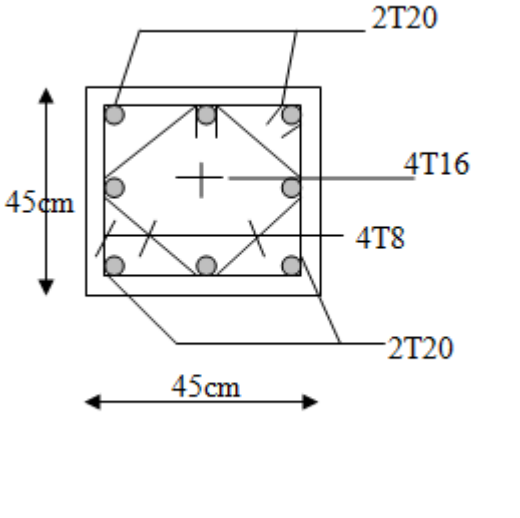
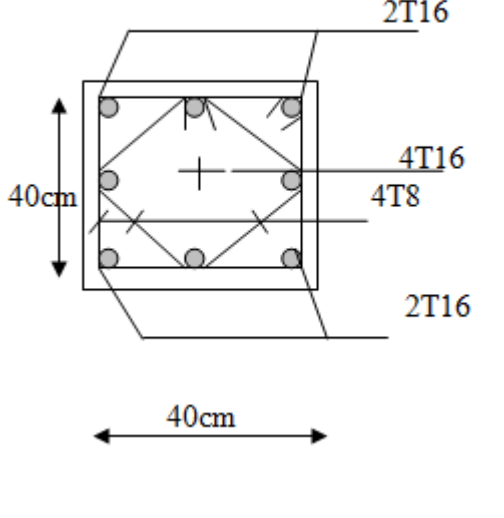
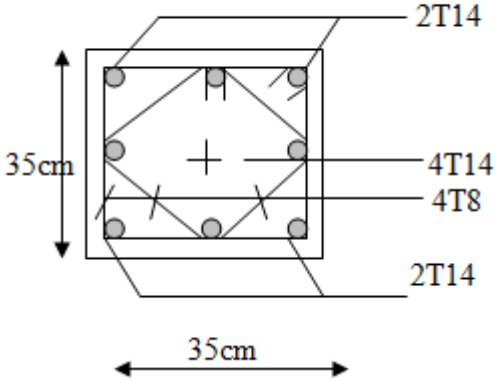
Pour :

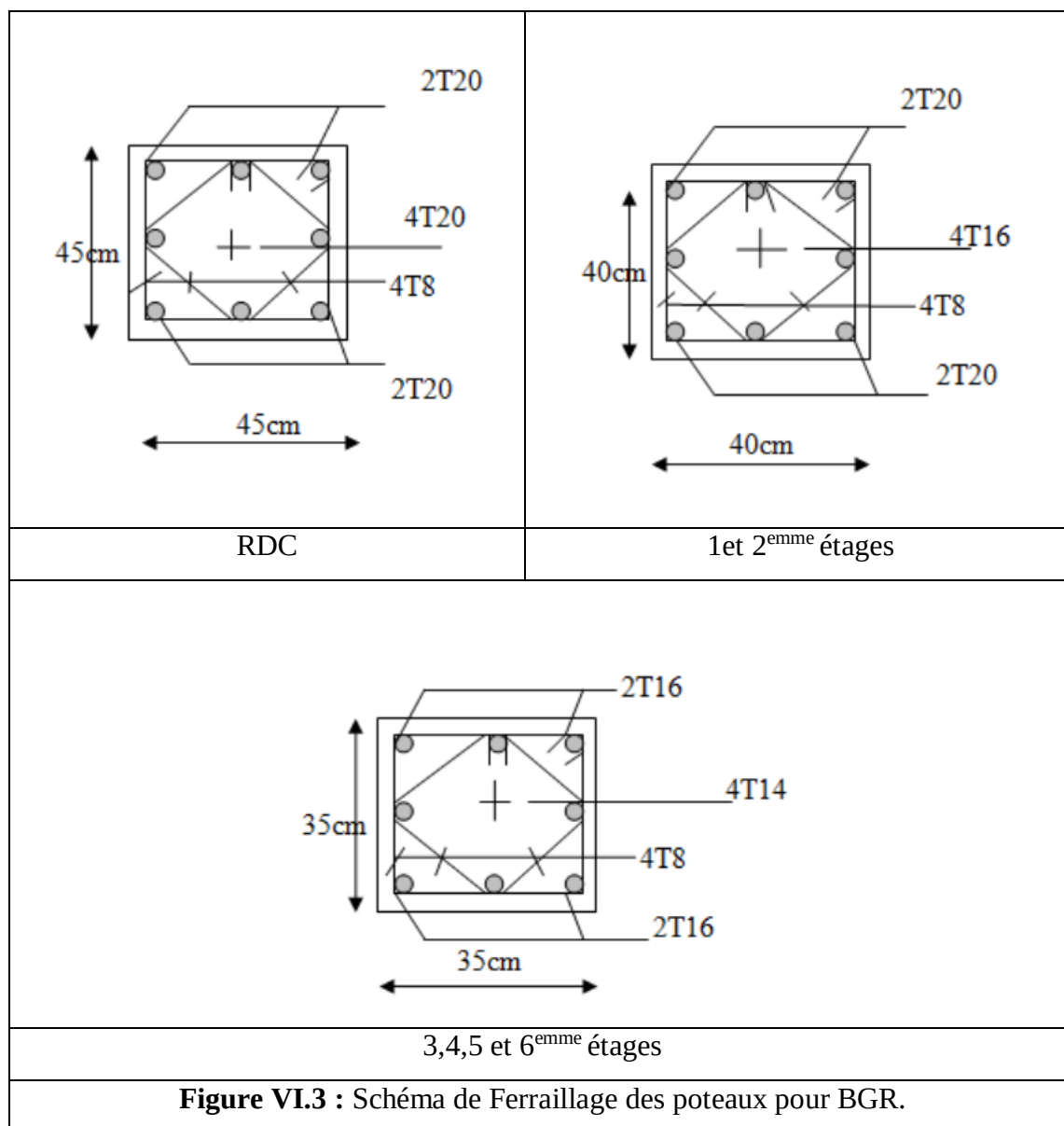
- $\phi = 20\text{mm}$ $L_r = 100\text{cm}$
- $\phi = 16\text{mm}$ $L_r = 80\text{cm}$
- $\phi = 14\text{mm}$ $L_r = 70\text{cm}$

Longueur de la zone nodale

$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) = 60\text{cm}$

Schéma de ferrailage

	
RDC	1et 2 ^{ème} étages
	
3,4,5 et 6 ^{ème} étages	
Figure VI.2 : Schéma de Ferrailage des poteaux pour BGN.	



VI.2.Ferraillage des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- ELU..... $1.35G + 1.5Q$
- ELS..... $G+Q$
- RPA99 révision2003..... $G + Q \pm E$.

VI. 2.1. Recommandations des règlements

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section. Le pourcentage total maximum est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIb.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes :

- Situation durable: Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

- Situation accidentelle: Béton: $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

VI. 2.2. Présentation des résultats

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (SOCOTEC) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Les poutres de notre structure seront calculées à la flexion simple.

Telle que :

As : représente les armatures de la fibre inférieure.

As' : représente les armatures de la fibre supérieure.

Sens porteur :

Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.27 Ferrailage des poutres porteuses (BGN)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	35x50	Travée	90,383	6,07	0
		Appui	-85,294	0	5,71
1	35x50	Travée	89,947	6,04	0
		Appui	-88,932	0	5,97
2	35x50	Travée	90,58	6,08	0
		Appui	-88,318	0	5,92
3	35x50	Travée	91,252	6,13	0
		Appui	-90,528	0	6,08
4	35x50	Travée	91,307	6,14	0
		Appui	-90,663	0	6,09
5	35x50	Travée	89,851	6,03	0
		Appui	-92,404	0	6,21
6	35x50	Travée	110,313	7,5	0
		Appui	-96,408	0	6,5

Tableau VI.28 Ferrailage des poutres porteuses (BGR)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	35x50	Travée	99,186	6,7	0
		Appui	-85,011	0	6,7
1	35x50	Travée	98,18	5,69	0
		Appui	-90,848	0	6,1
2	35x50	Travée	98,714	6,66	0
		Appui	-91,447	0	6,15
3	35x50	Travée	99,382	6,71	0
		Appui	-94,993	0	6,4
4	35x50	Travée	99,092	6,69	0
		Appui	-96,298	0	6,49
5	35x50	Travée	97,713	6,59	0
		Appui	-98,381	0	6,64
6	35x50	Travée	119,851	8,2	0
		Appui	-101,611	0	6,87

Situation accidentelle : Combinaison G+Q±E

Tableau VI.29 Ferrailage des poutres porteuses (BGN)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	35x50	Travée	69,085	3,95	0
		Appui	-75,941	0	4,35
1	35x50	Travée	70,848	4,05	0
		Appui	-87,206	0	5,02
2	35x50	Travée	72,611	4,16	0
		Appui	-92,2	0	5,32
3	35x50	Travée	73,736	4,22	0
		Appui	-97,044	0	5,61
4	35x50	Travée	74,283	4,25	0
		Appui	-99,244	0	5,75
5	35x50	Travée	73,788	4,23	0
		Appui	-102,38	0	5,94
6	35x50	Travée	87,984	5,07	0
		Appui	-100,029	0	5,79

Tableau VI.30 Ferrailage des poutres porteuses (BGR)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	35x50	Travée	110,318	6,42	0
		Appui	-122,925	0	7,2
1	35x50	Travée	185,459	11,19	0
		Appui	-198,163	0	12,03
2	35x50	Travée	228,669	14,11	0
		Appui	-241,396	0	15
3	35x50	Travée	252,045	15,76	0
		Appui	-265,374	0	16,72
4	35x50	Travée	259,246	16,27	0
		Appui	-272,441	0	17,24
5	35x50	Travée	258,767	16,24	0
		Appui	-270,711	0	17,11
6	35x50	Travée	214,362	13,13	0
		Appui	-229,465	0	14,17

Sens non porteur :

Situation durable : 1.35G+1.5Q

Tableau VI.31 Ferrailage des poutres non porteuses (BGN)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	57,567	4,34	0
		Appui	-82,559	0	6,36
1	30x45	Travée	57,316	4,32	0
		Appui	-85,206	0	6,58
2	30x45	Travée	57,778	4,35	0
		Appui	-85,038	0	6,57
3	30x45	Travée	58,231	4,39	0
		Appui	-87,838	0	6,8
4	30x45	Travée	58,424	4,4	0
		Appui	-87,748	0	6,79
5	30x45	Travée	57	4,29	0
		Appui	-87,55	0	6,78
6	30x45	Travée	71,182	5,43	0
		Appui	-100,257	0	7,86

Tableau VI.32 Ferrailage des poutres non porteuses (BGR)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	67,655	5,14	0
		Appui	-87,782	0	6,8
1	30x45	Travée	66,902	5,08	0
		Appui	-91,984	0	7,15
2	30x45	Travée	68,008	5,17	0
		Appui	-96,868	0	7,56
3	30x45	Travée	69,158	5,26	0
		Appui	-105,588	0	8,32
4	30x45	Travée	69,151	5,26	0
		Appui	-108,417	0	8,56
5	30x45	Travée	67,118	5,1	0
		Appui	-109,298	0	8,64
6	30x45	Travée	87,015	6,73	0
		Appui	-126,94	0	10,22

Situation accidentelle : Combinaison G+Q±E

Tableau VI.33 Ferrailage des poutres non porteuses (BGN)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	41,797	2,68	0
		Appui	-65,299	0	4,25
1	30x45	Travée	41,66	2,67	0
		Appui	-70,371	0	4,59
2	30x45	Travée	44,872	2,88	0
		Appui	-72,239	0	4,72
3	30x45	Travée	53,362	3,45	0
		Appui	-75,493	0	4,95
4	30x45	Travée	57,361	3,71	0
		Appui	-75,986	0	4,98
5	30x45	Travée	59,834	3,88	0
		Appui	-76,376	0	5,01
6	30x45	Travée	52,55	3,39	0
		Appui	-86,618	0	5,72

Tableau VI.34 Ferrailage des poutres non porteuses (BGR)

Etage	Section (cm ²)	Position	M(KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)
RDC	30x45	Travée	83,146	5,47	0
		Appui	-93,992	0	6,24
1	30x45	Travée	143,807	9,9	0
		Appui	-145,822	0	10,05
2	30x45	Travée	177,287	12,54	0
		Appui	-175,994	0	12,43
3	30x45	Travée	198,251	14,28	0
		Appui	-195,24	0	14,03
4	30x45	Travée	201,952	14,6	0
		Appui	-196,431	0	14,13
5	30x45	Travée	199,13	14,36	0
		Appui	-189,374	0	13,54
6	30x45	Travée	164,029	11,47	0
		Appui	-173,279	0	12,21

VI.2.3 Choix des armatures longitudinales

Sens porteur

Tableau .VI.35 Choix des armatures pour les poutres porteuses (BGN)

Niveau	Section (cm ²)	Position	As max RPA(cm ²)		As cal (cm ²)	Choix	As adp (cm ²)	As min (cm ²)
			ZC	ZR				
RDC+1..6	35x50	Travée	70	105	7,5	6T16	9.24	8,75
		Appui			6,5	6T16	9.24	8,75

Tableau .VI.36 Choix des armatures pour les poutres porteuses (BGR)

Niveau	Section (cm ²)	Position	As max RPA (cm ²)		As cal (cm ²)	Choix	As adp (cm ²)	As min (cm ²)
			ZC	ZR				
RDC+1...6	35x50	Travée	70	105	16,27	9T16	18,10	8,75
		Appui			17,24	9T16	18,10	8,75

Tableau .VI.37 Choix des armatures pour les poutres non porteuses (BGN)

Niveau	Section (cm ²)	Position	As max RPA (cm ²)		As cal (cm ²)	Choix	As adp (cm ²)	As min (cm ²)
			ZC	ZR				
RDC+1...6	30x45	Travée	54	81	5,43	3T16	6,03	6,75
		Appui			7,86	3T16+ 2T12	8,29	6,75

Tableau .VI.38 Choix des armatures pour les poutres non porteuses (BGR)

Niveau	Section (cm ²)	Position	As max RPA(cm ²)		As cal (cm ²)	Choix	As adp (cm ²)	As min (cm ²)
			ZC	ZR				
RDC+1...6	30x45	Travée	54	81	14,6	6T16+ 2T14	15.14	6,75
		Appui			14,13	6T16+ 2T12	14.32	6,75

***condition non fragilité**

$$As \geq As_s^{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e}$$

BGN				BGR			
Section (cm)	AS (cm ²)	As min (cm ²)	Vérification	Section (cm)	AS (cm ²)	As min (cm ²)	Vérification
35x50	9.24	1.2075	Cv	35x50	18.34	1.38	Cv
35x50	9.24	1.2075	Cv	35x50	18.34	1.38	Cv
30x45	8.29	1.2075	Cv	30x45	15.14	1.38	Cv
30x45	8.29	1.2075	Cv	30x45	14.32	1.38	Cv

VI.2.4.Vérification vis-à-vis de L'ELS

Combinaison G+Q

a) Sens porteur

Tableau .VI.39 Vérification des poutres porteuses à l'ELS (BGN)

Section	Position	Mser (kn,m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Vérification
35x50	travée	80.636	8.4	15	18.2	201.63	vérifiée
	appui	70.492	7.44		17.7		

Tableau.VI.40 Vérification des poutres porteuses a l'ELS (BGR)

Section	Position	Mser (kn,m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Vérification
35x50	travée	87.631	6.66	15	9.08	215.55	Vérifiée
	appui	74.371	5.67		7.41		

b) Sens non porteur

Tableau.VI.41 Vérification des poutres non porteuses a l'ELS(BGN)

Section	Position	Mser (kn,m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Vérification
30x45	appui	52.058	7.69	18	17.46	201.63	Vérifiée
	travee	73.313	9.53		17.27		

Tableau.VI.42 Vérification des poutres non porteuses a l'ELS(BGR)

Section	Position	Mser (kn,m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_b (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (Mpa)	Vérification
30x45	appui	63.69	6.8	18	8.29	215.55	Vérifiée
	travee	92.928	8.12		10.18		

VI.2.5.Vérification de l'effort tranchant**a) Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum

b : largeur de la section de la poutre

d : hauteur utile.

***selon le CBA 93 : Article A5.1.2.1.1**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2f_{c28}, 5\text{MPa})$ Fissuration peu nuisible

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15f_{c28}, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Tableau.VI.43 Vérification de la contrainte de cisaillement pour (BGN)

Poutre	Section(cm ²)	Tu max(kn)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Porteuse	35x50	46,52	0.29	3,75	cv
Non porteuse	30x45	99,07	0.80	3,75	cv

Tableau.VI.44 Vérification de la contrainte de cisaillement pour (BGR)

Poutre	Section(cm ²)	Tu max(kn)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Vérification
Porteuse	35x50	50,86	0,31	4,5	cv
Non porteuse	30x45	109,09	0,89	4,5	cv

b) Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400 ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

Selon le BAEL 91 modifié 99:

$$\begin{cases} s_t = \text{Min}(0.9d; 10\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b s_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_c}{0.8 f_e} \\ \frac{A_t f_e}{b s_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{Mpa}\right) \end{cases} \quad k = 1: \text{pas de reprise de béton}$$

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.5.2.2 :

$$\begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \quad \dots \dots \dots \text{ zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b}{10}\right)$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau.VI.45 Calcul des armatures transversales pour (BGN)

Sens	Tu kn	τ_u (Mpa)	BAEL91	RPA99		St _{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
			St(cm)	St ZN(cm)	St ZC(cm)	ZN	ZC		
Porteuse	46.52	0.29	41.4	12.5	25	10	20	2.1	4T8
Non porteuse	99.07	0.80	36.9	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8

Tableau.VI.46 Calcul des armatures transversales pour (BGR)

Sens	Tu(kn)	τ_u (Mpa)	BAEL91	RPA99		St _{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
			St(cm)	St ZN(cm)	St ZC(cm)	ZN	ZC		
Porteuse	50.86	0.31	41.4	12.5	25	10	20	2.1	4T8
Non porteuse	109.09	0.89	36.9	11.25	22.5	10	20	1.8	4T8

Recouvrement des armatures longitudinales

L_r = 50 ϕ (zone IIb). RPA99v2003 L_r : longueur de recouvrement

On a :

- $\phi = 20\text{mm}$ L_r = 100cm
- $\phi = 16\text{mm}$ L_r = 80cm
- $\phi = 14\text{mm}$ L_r = 70cm
- $\phi = 12\text{mm}$ L_r = 60cm

Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L_{MAX}}{4} \text{ appui en travée de rive} \\ \frac{L_{MAX}}{5} \text{ appui en travée intermédiaire.} \end{cases}$

Avec:

$L = \max (L \text{ gauche ; } L \text{ droite})$

VI.2.6. Vérification de la flèche : CBA93 article B.6.5.2

Flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que :

Poutre porteuses : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.84 \text{ cm (L=4.28)}$

Poutre non porteuse : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0.68 \text{ cm (L=4.70)}$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- Position de l'axe neutre « y_1 » :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_S d}{bh + 15A_S}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène « I_0 » :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_S (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.VI.47 Récapitulatif du calcul de la flèche pour (BGN)

Sens	Mser (Kn.m)	As (cm ²)	Y1 (cm)	σ_s (MPa)	σ	λ_i	λ_v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Porteuse	70.49	9.24	23.23	165.84	0.008	1.22	0.94	0.31	292722.9	318882.89	290538
non porteuse	73.31	8.29	20.68	215.69	0.008	1.24	0.57	0.95	176468.08	191934.51	175667.03

Tableau.VI.48 Récapitulatif du calcul de la flèche pour (BGR)

Sens	Mser (Kn.m)	As (cm ²)	Y1 (cm)	σ_s (MPa)	σ	λ_i	λ_v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
Porteuse	74.37	18.43	21.7	88.15	0.007	1.4	0.56	0.19	202673.8	220777.5	200706.8
non porteuse	92.92	14.3	19.5	158.27	0.008	1.2	0.57	0.48	218702.4	239652.4	217709.7

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse BGN):

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.17$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 0.56$$

$$\Delta f_t = f_v - f_i = 0.39$$

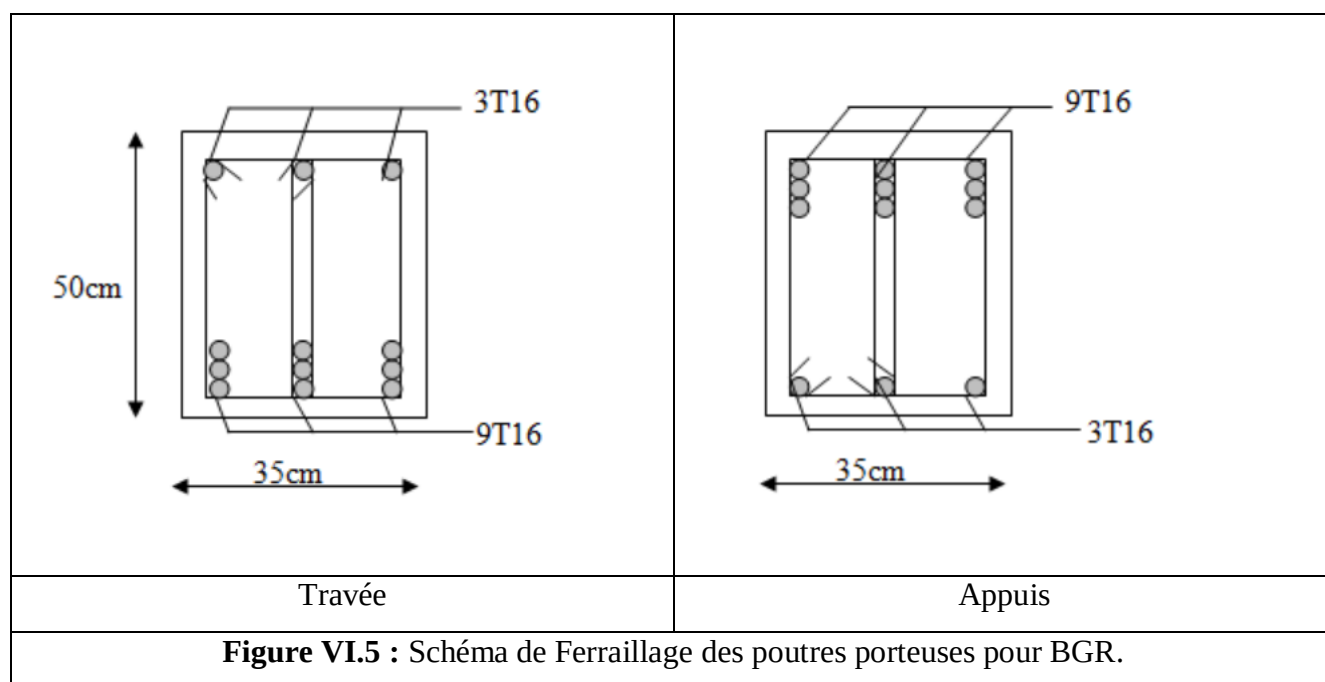
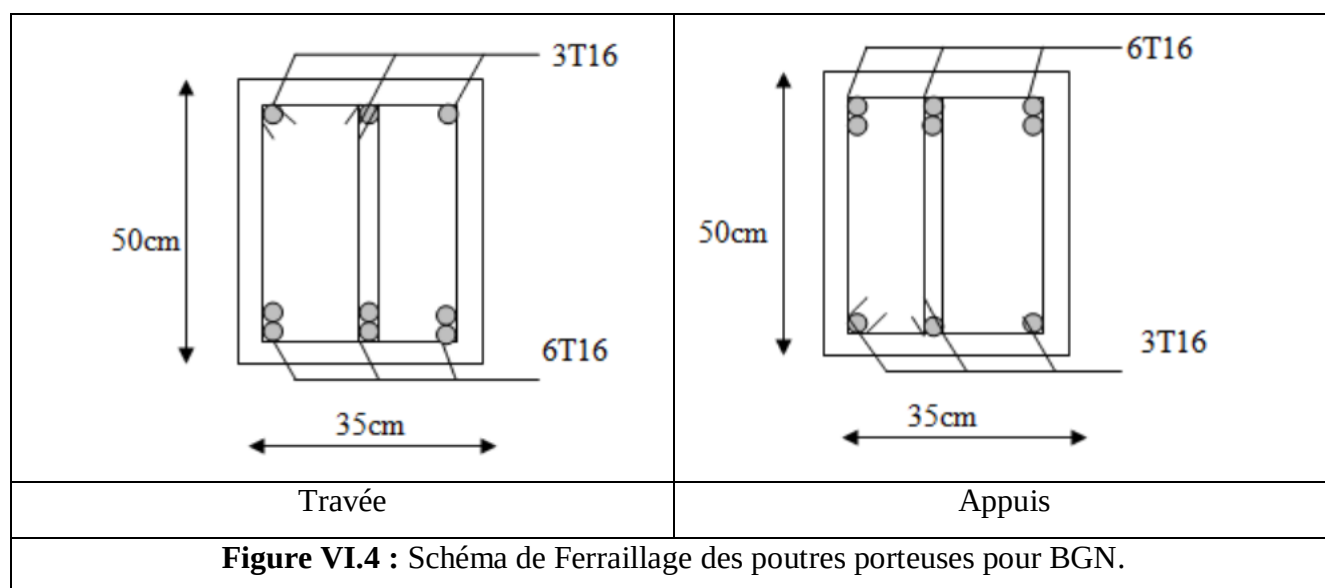
Tableau .VI.49 Vérification de la flèche pour BGN

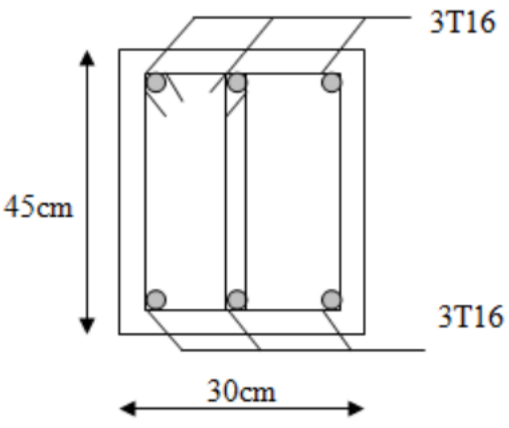
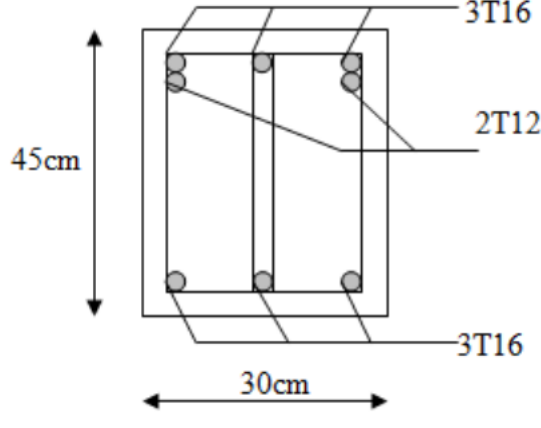
Section(cm ²)	fi (cm)	fv(cm)	ft(cm)	$\bar{f}$ (cm)	Observation
35x50	0.17	0.56	0.39	0.96	cv
30x45	0.3	1	0.7	0.94	cv

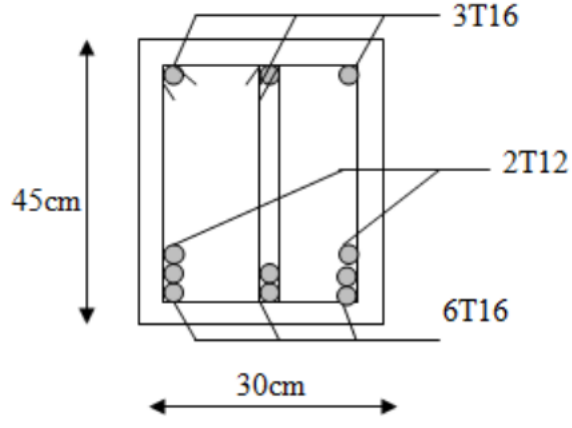
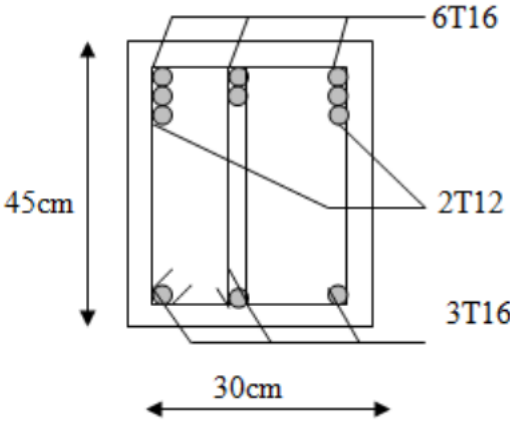
Tableau .VI.50 Vérification de la flèche pour BGR

Section(cm ²)	fi (cm)	fv(cm)	ft(cm)	$\bar{f}$ (cm)	Observation
35x50	0.28	0.92	0.64	0.96	cv
30x45	0.31	1.02	0.72	0.94	cv

Schéma de ferrailage



	
Travée	Appuis
Figure VI.6 : Schéma de Ferrailage des poutres Non porteuses pour BGN.	

	
Travée	Appuis
Figure VI.7 : Schéma de Ferrailage des poutres Non porteuses pour BGR.	

VI.3.Ferraillage des voiles

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, les voiles présentent une résistance significative aux forces horizontales agissant dans leur plan, mais une flexibilité réduite dans la direction perpendiculaire à leur plan. Par conséquent, il est nécessaire de les contreventer à l'aide de portiques qui supporteront les charges verticales.

VI.3.1.Recommandations de RPA99 (version 2003)**➤ Armatures verticales**

- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($l/10$) de la largeur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.
- Armatures horizontales
- Les barres horizontales doivent être munies de crocher à 135° ayant une longueur de $10\varnothing$.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

➤ Condition exigée à l'armature verticale et horizontale

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales de trumeaux, est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15%.
 - En zone courante 0,1%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1,5\alpha$ et $S \leq 30$ cm.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devra pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Les efforts tranchant doivent être pris par les aciers de couverture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_v = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e} \cdot \frac{X}{L}$$

Avec :

$$V = 1.4 \bar{v}$$

VI.3.2. Méthode de ferraillage des voiles

On calcule les contraintes max et min par la formule de NAVIER

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en 3 cas :

a) 1^{er} cas :

Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimée, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{min} = 0,2\% a.l$)

b) 2^{ème} cas :

Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t

La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- Si $AV \leq A_{min} = 0,20\%.a$. L'on ferraille avec la section minimale.
- Si $AV > A_{min} = 0,20\%.a$. L'on ferraille avec AV .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0,15\%.a.100 \text{ (1ml)}$$

c) 3^{ème} cas :

Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.3.3. Ferrailage des voiles sous $(0,8G \pm E)$

Forme voile plein en U

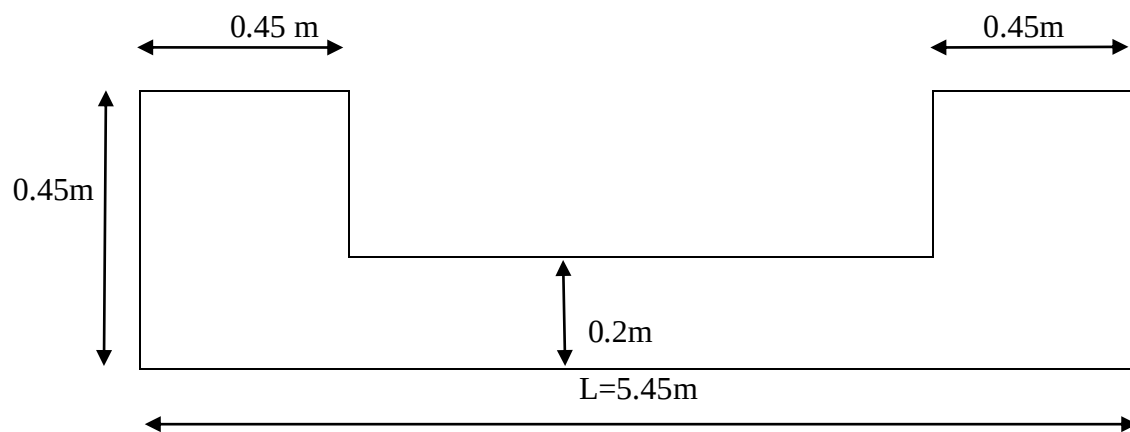


Figure V.8 : Vue en plan du voile plein en U.

Tableau VI.51 Caractéristiques géométriques et sollicitations du voile

A (m ²)	v1(m)	V2(m)	I (m ⁴)	G+Q+E		T (KN)	0.8G+E	
				N(Kn)	M(kn.m)		N(Kn)	M(kn.m)
1.32	2.725	2.725	4.1	4068.57	26769.65	2348.81	2253.13	26630.45

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = \left(\frac{2253.13}{1.32} + \frac{26630.45 \times 2.725}{4.1} \right) \times 10^{-3} = 15.99 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left(\frac{2253.13}{1.32} - \frac{26630.45 \times 2.725}{4.1} \right) \times 10^{-3} = -19.41 \text{MPa}$$

σ_1 Et σ_2 sont de signe différent $\rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q±E)****Calcul des contraintes**

$$\sigma_1 = 14.71 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = -20.87 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 14.71 \text{MPa} < \sigma_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

$$\sigma_2 = -20.87 \text{MPa} < \sigma_b = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Ferrailage des voiles sous (0,8G±E)**Calcul des contraintes****Longueur de la zone tendue**

$$x = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times L$$

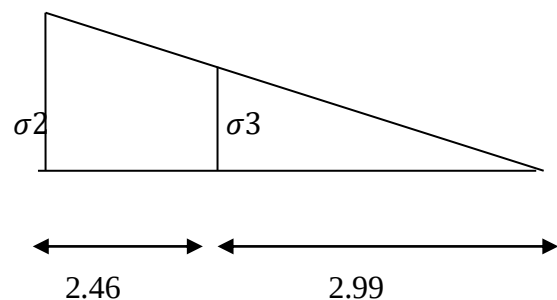
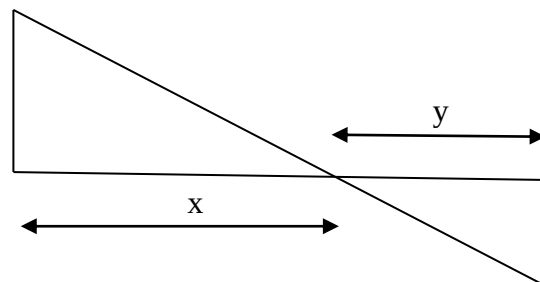
$$x = 2.46 \text{m}$$

$$Y = L - x = 2.99 \text{m}$$

Avec

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée

**Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(x-b)}{x} = \frac{15.99(2.46-0.45)}{2.46} = 13.065 \text{MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales****Ferraillage de première partie****Tronçon AB**

La force de traction résultante :

$$F1 = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h$$

$$F1 = \left(\frac{15.99 + 13.065}{2} \right) \times 0.45 \times 0.45 \times 10^3 = 2941.82 \text{ KN}$$

$$Av1 = \frac{F1}{\sigma_s} = \frac{2941.82 \times 10}{400} = 73.54 \text{ cm}^2$$

Tronçon BC

$$F2 = \frac{1}{2} \times \sigma_3 \times (x - b) \times a$$

$$F2 = \frac{1}{2} \times 13.065 \times (2.46 - 0.45) \times 0.2 \times 10^3$$

$$F2 = 2626.065 \text{ KN}$$

$$Av2 = \frac{F2}{\sigma_s} = \frac{2626.065 \times 10}{400} = 65.65 \text{ cm}^2$$

$$At = Av1 + Av2$$

$$At = 73.54 + 65.65 = 139.19 \text{ cm}^2$$

Calcul de Avj

On a

$$Avj = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e} \cdot \frac{X}{L}$$

Avec :

$$V = 1.4v$$

V : Effort tranchant

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 2348.81}{400} \times \frac{2.46}{5.45} = 4.08$$

Section total d'armature

$$A_t = A_t + A_{vj} = 139.19 + 4.08 = 143.27 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003

$$A_{vt} = 143.27 \text{ cm}^2 > A_{\min} 0.2\% . a . x$$

$$= 0.2\% \times 0.2 \times 2.46 \times 10^3$$

$$= 9.84 \text{ cm}^2 \quad \text{cv}$$

Détermination des armatures horizontales

La contrainte de cisaillement contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 2348.81 \times 10}{20 \times 0.9 \times 545} = 3.35$$

$$\tau_b = 3.35 < \overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPA} \quad \text{cv}$$

Le pourcentage minimal selon RPA 2003

$$\tau_b = 3.35 > \overline{\tau_b} = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPA}$$

$$A_h \geq 0.25\% . a . 1 \text{ m} \quad 0.25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(4T10) = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$S_h = 10 \text{ cm}$$

L'espacement

$$S_v \leq \min (1.5a = 30; 30) = 30 \text{ cm}$$

Choix d'armature

$$\text{Le poteau : } A_p = 8T20 = 25.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{La zone voile : } A_{V.P} = 2(22T20) = 138.28 \text{ cm}^2 \quad S_c = 10 \text{ cm}$$

$$\text{La zone courante : } A_c = 2(4T10) = 6.28 \text{ cm}^2 \quad S_c = 20 \text{ cm}$$

Armatures courantes

$$Ac \geq 0,2\%.a (Y - X) = 0,2\% \times 0,20 \times (2,99 - 2,46) \times 10^4 = 2,12 \text{ cm}^2$$

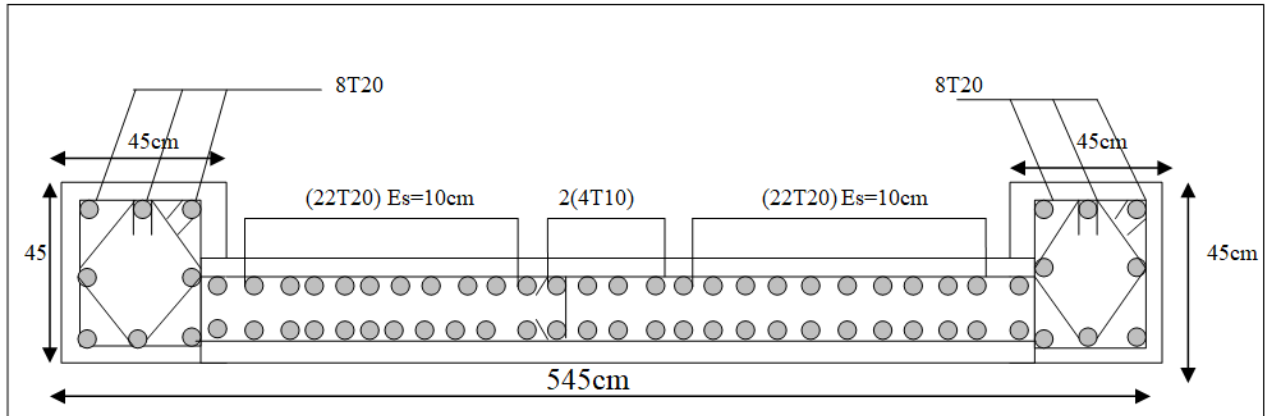


Figure .VI.9 : Schéma de ferraillage du voile en forme U.

VI. 3.4. Caractéristiques et ferraillage des voiles

VI. 3.4.1. Caractéristiques et efforts

Tableau VI.52 Caractéristique des voiles pour GBN

Niveau	L(m)	A(m2)	I(m4)	V1(m)	V2(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
RDC	5.45	1.32	4.10	2.72	2.72	27723.12	6129.39	2804.07
1et 2 ^{ème} étages	5.4	1.24	3.63	2.7	2.7	21011.25	5521.45	2037.74
3,4,5et 6 ^{ème} étages	5.35	1.18	3.21	2.67	2.67	10935.63	2298.82	2834.81

Tableau VI.53 Caractéristique des voiles pour GBR

Niveau	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V1(m)	V2(m)	M(KN.m)	N(KN)	T(KN)
RDC	5.45	1.32	4.10	2.72	2.72	26630.45	2253.13	2348.81
1 ^{et} 2 ^{ème} étages	5.4	1.24	3.63	2.7	2.7	21638.148	5841.77	2586.72
3,4,5 ^{et} 6 ^{ème} étages	5.35	1.18	3.21	2.67	2.67	12862.51	1431.27	2341.14

VI. 3.4.1. Ferrailage des voiles**Tableau VI.54** Effort et sections d'armature dans les voiles pour GBN

Niveau	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	X(m)	Y(m)	AV (cm ²)	AVJ (cm ²)	AvT (cm ²)
RDC	23.051	-13.72	10.69	2.03	3.42	104.16	4.03	108.19
1 ^{et} 2 ^{ème} étages	20.09	-11.67	8.87	1.93	3.47	74.10	2.81	76.91
3,4,5 ^{et} 6 ^{ème} étages	11.07	-7.15	5.96	2.1	3.25	46.2	4.29	50.49

Tableau VI.55 Effort et sections d'armature dans les voiles pour GBR

Niveau	σ_1 (Mpa)	σ_2 (Mpa)	σ_3 (Mpa)	X(m)	Y(m)	AV (cm ²)	AVJ (cm ²)	AvT (cm ²)
RDC	15.99	-19.41	13.065	2.46	2.99	139.19	4.08	143.27
1 ^{er} 2 ^{ème} étages	11.38	-20.81	8.99	1.91	3.49	74.69	3.52	78.21
3,4,5 ^{et} 6 ^{ème} étages	9.51	-11.93	8.11	2.37	2.98	67.93	3.99	71.92

Tableau .VI.56 Choix d'armature des voiles pour GBN

Niveau	A tot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature	
				Zone voile	Zone courante
RDC	108.19	8.12	20,62	2(17T20)	2(8T10)
1 ^{er} 2 ^{ème} étages	76.91	7.72	16,09	2(16T16)	2(9T10)
3,4,5 ^{et} 6 ^{ème} étages	50.49	8.4	12,32	2(22T12)	2(7T10)

Tableau .VI.57 Choix d'armature des voiles pour GBR

Niveau	A tot (cm ²)	Amin (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature	
				Zone voile	Zone courante
RDC	143.27	9.84	25,14	2(22T20)	2(4T10)
1et 2 ^{ème} étages	78.21	7.64	20,62	2(21T16)	2(9T10)
3,4,5et 6 ^{ème} étages	71.92	9.48	14,21	2(25T14)	2(5T10)



Chapitre VII Résultats et Discussion



Chapitre VII : Résultats et Discussion

VII.1.Introduction

Après avoir étudié la structure réalisée par deux types de béton, béton à base de granulats naturels (BGN) et béton à base de granulats recyclés(BGR), et d'après les différents résultats qu'on a trouvés, nous avons mené une étude comparative sur les deux types de béton.

VII.2. Quantité de béton

Les résultats de la quantité d'acier-béton entre la structure réalisée par béton à base de granulats naturels (BGN) et ce celle réalisée par béton à base de granulats recyclés(BGR) sont donnés dans les tableaux suivants.

VII.2.1 Quantité de Béton pour poteaux

Pour un poteau, le volume de béton s'obtient en multipliant la hauteur par la surface.

Pour RDC :

$$V_{\text{poteau}} = b \times h \times (h_{\text{étage}} - h_{\text{pp}}) \times \text{nombre des étages}$$

$$V_{\text{poteau}} = 0.45 \times 0.45 \times (3.15 - 0.5) \times 39 = 20.92 \text{m}^3$$

Tableau VII.1 Volume de béton pour les poteaux

B(m)	H(m)	H étage (m)	Nombre des poteaux	Nombre des étages	Volume (m ³)
0,45	0,45	2,65	39	1	20,928375
0,4	0,4	2,65	39	2	33,072
0,35	0,35	2,65	39	4	50,6415
Somme					104,641875

VII.2.2 Quantité de Béton pour poutres

Pour poutres porteuses

$$V_{\text{pout}} = h \times b \times L$$

$$0.5 \times 0.35 \times 18.57 = 3,24 \text{m}^3$$

Tableau VII.2 Volume de béton pour les poutres porteuses

Axe	h(m)	b(m)	L(m)	V(m ³)
A	0,5	0,35	18,57	3,24975
B	0,5	0,35	10,65	1,86375
C	0,5	0,35	29,6	5,18
D	0,5	0,35	25,8	4,515
E	0,5	0,35	4,6	0,805
F	0,5	0,35	12,75	2,23125
G	0,5	0,35	9,65	1,68875
H	0,5	0,35	9,65	1,68875
I	0,5	0,35	9,65	1,68875
Pour un seul étage				22,911
Pour 7 étages				160,377

Tableau VII.3 Volume de béton pour les poutres non porteuses

Axe	h(m)	b(m)	L(m)	V (m ³)
1	0,45	0,3	9,55	1,28925
2	0,45	0,3	9,55	1,28925
3	0,45	0,3	9,55	1,28925
4	0,45	0,3	12,42	1,6767
5	0,45	0,3	12,64	1,7064
6	0,45	0,3	4,37	0,58995
7	0,45	0,3	24,5	3,3075
8	0,45	0,3	24,5	3,3075
9	0,45	0,3	15,57	2,10195
10	0,45	0,3	9,37	1,26495
Pour un seul étage				17,8227
Pour 7 étages				124,7589

VII.2.3. Quantité de Béton pour les voiles

Pour un voile de RDC

$$V_{\text{voile}} = e \times L_{\text{voile}} \times (H_{\text{étage}} - H_{\text{pp}})$$

$$V_{\text{voile}} = 0.2 \times 4.55 \times 2.65 = 12.05 \text{ m}$$

Tableau VII.4 Volume de béton pour les voiles de RDC

Epaisseur	L(m)	Nombre des voiles	H étage(m)	V (m ³)
0,2	4,55	5	2,65	12,05
0,2	2,75	6	2,65	8,74
0,2	3,7	2	2,65	3,92
0,2	4,95	1	2,65	2,62
0,2	4,63	1	2,65	2,45
0,2	3,65	1	2,65	1,93
Pour un seul étage				31,7364

Tableau VII.5 Volume de béton pour les voiles de 1^{er} et 2^{ème} étages

Epaisseur(m)	L (m)	Nombre des voiles	H étage (m)	V (m ³)
0,2	4,6	5	2,65	12,19
0,2	2,8	6	2,65	8,904
0,2	3,75	2	2,65	3,975
0,2	5	1	2,65	2,65
0,2	4,68	1	2,65	2,4804
0,2	3,7	1	2,65	1,961
Pour un seul étage				32,1604
Pour 2 étages				64,3208

Tableau VII.6 Volume de béton pour les voiles de 3,4, 5et 6^{ème} étages

Epaisseur(m)	L(m)	Nombre des voiles	H étage (m)	V(m ³)
0,2	4,65	5	2,65	12,3225
0,2	2,85	6	2,65	9,063
0,2	3,8	2	2,65	4,028
0,2	5,05	1	2,65	2,6765
0,2	4,73	1	2,65	2,5069
0,2	3,75	1	2,65	1,9875
Pour un seul étage				32,5844
Pour 4 étages				130,3376

Tableau VII.7 Volume totale de béton pour deux types de béton (BGN, BGR)

Matériaux	Niveaux	Béton (m ³)
BGN	RDC	616.14
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4,5et 6 ^{ème} étages	
BGR	RDC	616.14
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4,5et 6 ^{ème} étages	

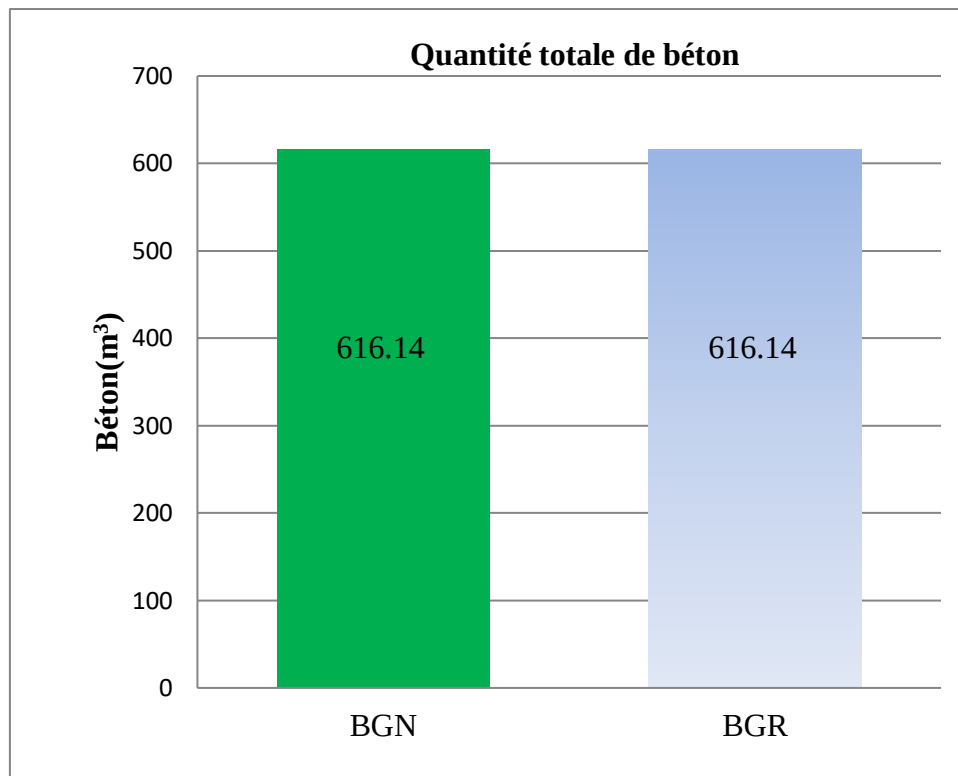


Figure VII.1 : Histogramme de la Quantité totale de béton.

On remarque qu'on a les mêmes quantités de béton dans les deux structures en BGN et BGR par ce qu'on a les dimensions des poteaux, poutres, voiles.

VII.2.4 Quantité d'Acier

VII.2.4.1.les poteaux

a) Pour BGN

$$P_{\text{poteau}} = A_s \times (H_{\text{étage}} + L_r) \times \rho_{\text{acier}} \times \text{nombre des étages}$$

$$P_{\text{poteau RDC}} = 20.62 \times 10^{-4} \times (3.15 + 1) \times 7.85 \times 1 = 0.06717 \text{ t}$$

Tableau VI.8 Quantité d'Acier des poteaux pour BGN

Niveau	As (m ²)	(L+Lr) (m)	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	Poids(t)
RDC	0,002062	4.15	0,00855	7,85	0,06717
1et2 étages	0,001606	3.95	0,00634	7,85	0,09958
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,001232	3.85	0,00474	7,85	0,14892
Pour 39 poteaux					12.3125

b) Pour BGR**Tableau VII.9** Quantité d'Acier des poteaux pour BGR

Niveau	As (m ²)	(L+Lr) (m)	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	Poids(t)
RDC	0,002514	4,15	0,0104	7,85	0,0818
1et2 étages	0,002062	4,15	0,0085	7,85	0,1343
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,001421	3,95	0,00561	7,85	0,1762
Pour 39 poteaux					15.3073

Tableau VII.10 Volume d'acier des poteaux pour deux types de béton (BGN, BGR)

Matériaux	Niveaux	Acier (t)
BGN	RDC	12.31
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4,5et 6 ^{ème} étages	
BGR	RDC	15.30
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4,5et 6 ^{ème} étages	

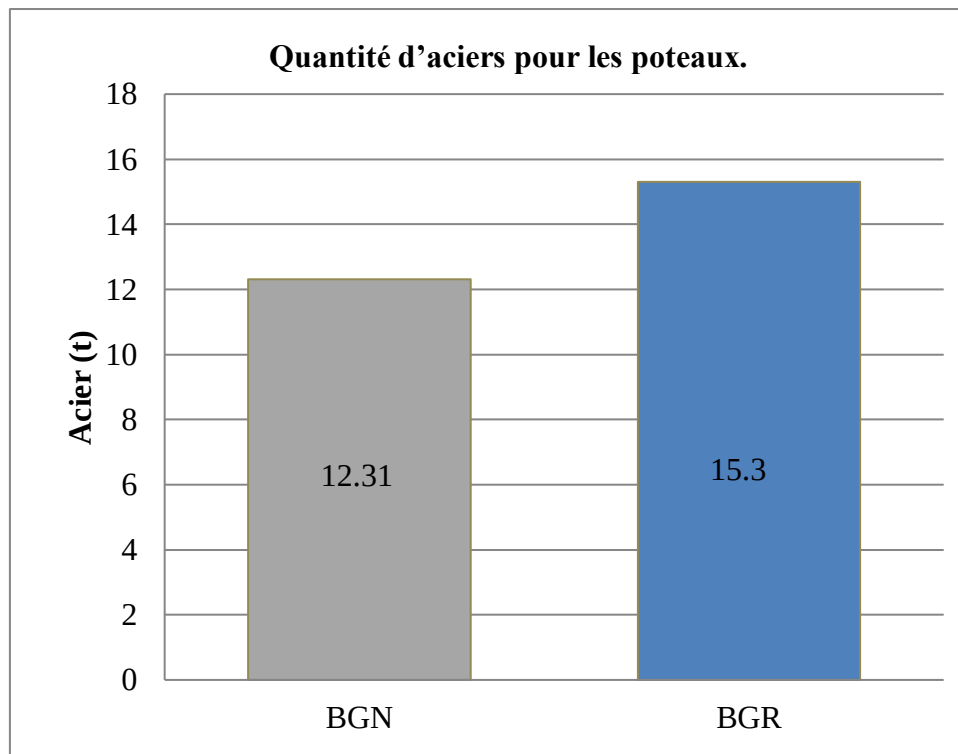


Figure VII.2 : Quantité d'aciers pour les poteaux.

D'après les calculs des ferraillages on constate que la quantité d'acier des poteaux dans le béton recyclé est plus grande que celle du béton ordinaire de l'ordre de 19.60%.

VII.2.4.2.les poutres

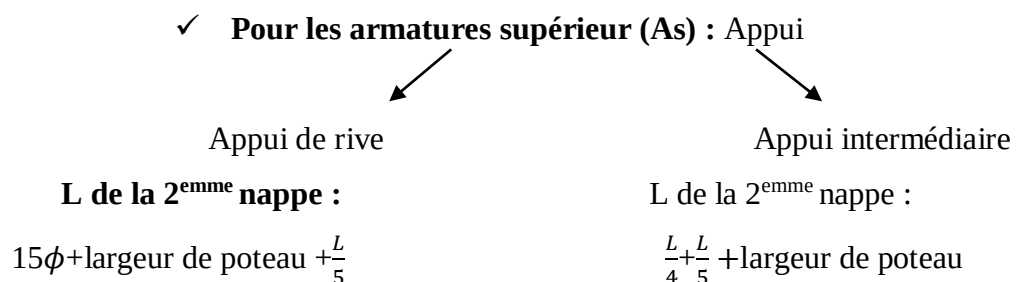
a) Pour GBN

$$P_{\text{poutre}} = A_s \times L \times \rho_{\text{acier}} \times \text{nombre des étages}$$

Pour une poutre on a :

L de la première nappe = L_t

Pour calculer la quantité d'acier dans les poutres, il est nécessaire de déterminer la longueur des barres pour les armatures supérieures et inférieures.



✓ Pour les armatures inférieure (As) : Travée

$$L = L_{\text{entre nus}} - 2\left(\frac{L}{10}\right)$$

Tableau VII.11 Quantité d'Acier pour les poutres porteuses pour BGN

Axe	Situation	L (m)	As (m ²)	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
A	Travée	18,35	0,000924	0,0169	7,85	0,13309
	Appui	18,35	0,000924	0,0169	7,85	0,13309
B	Travée	27,95	0,000924	0,0258	7,85	0,20273
	Appui	27,95	0,000924	0,0258	7,85	0,20273
C	Travée	29,15	0,000924	0,0269	7,85	0,21143
	Appui	29,15	0,000924	0,0269	7,85	0,21143
D	Travée	29,15	0,000924	0,0269	7,85	0,21143
	Appui	29,15	0,000924	0,0269	7,85	0,21143
E	Travée	4,15	0,000924	0,0038	7,85	0,0301
	Appui	4,15	0,000924	0,0038	7,85	0,0301
F	Travée	12,3	0,000924	0,0113	7,85	0,0892
	Appui	12,3	0,000924	0,0113	7,85	0,0892
G	Travée	9,2	0,000924	0,0085	7,85	0,0667
	Appui	9,2	0,000924	0,0085	7,85	0,0667
H	Travée	9,2	0,000924	0,0085	7,85	0,0667
	Appui	9,2	0,000924	0,0085	7,85	0,0667
I	Travée	9,2	0,000924	0,0085	7,85	0,0667
	Appui	9,2	0,000924	0,0085	7,85	0,0667
Pour un seul étage						2.15643
Pour 7 étages						15.095

Tableau VII.12 Quantité d'Acier pour les poutres porteuses pour BGR

Axe	Situation	L (m)	As (m ²)	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids (t)
A	Travée	18,35	0,00181	0,0332	7,85	0,260
	Appui	18,35	0,00181	0,0332	7,85	0,260
B	Travée	27,95	0,00181	0,0505	7,85	0,397
	Appui	27,95	0,00181	0,0505	7,85	0,397
C	Travée	29,15	0,00181	0,0527	7,85	0,414
	Appui	29,15	0,00181	0,0527	7,85	0,414
D	Travée	29,15	0,00181	0,0527	7,85	0,414
	Appui	29,15	0,00181	0,0527	7,85	0,414
E	Travée	4,15	0,00181	0,0075	7,85	0,058
	Appui	4,15	0,00181	0,0075	7,85	0,058
F	Travée	12,3	0,00181	0,0222	7,85	0,174
	Appui	12,3	0,00181	0,0222	7,85	0,174
G	Travée	9,2	0,00181	0,0166	7,85	0,130
	Appui	9,2	0,00181	0,0166	7,85	0,130
H	Travée	9,2	0,00181	0,0166	7,85	0,130
	Appui	9,2	0,00181	0,0166	7,85	0,130
I	Travée	9,2	0,00181	0,0166	7,85	0,130
	Appui	9,2	0,00181	0,0166	7,85	0,130
Pour un seul étage						4,224
Pour 7 étages						29,569

Tableau VII.13 Quantité d'Acier pour les poutres non porteuses pour BGN

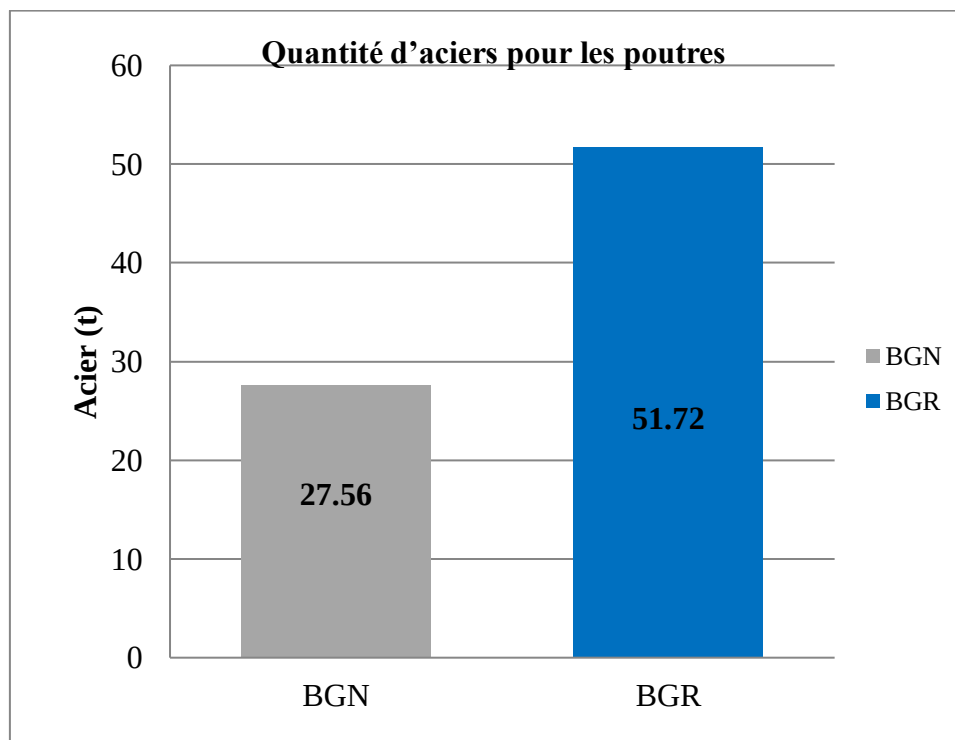
Axe	Situation	L (m)	As (m ²)	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
1	Travée	9,15	0,000829	0,00758	7,85	0,059
	Appui	9,15	0,000829	0,00758	7,85	0,059
2	Travée	24,05	0,000829	0,01993	7,85	0,15650
	Appui	24,05	0,000829	0,01993	7,85	0,1565
3	Travée	24,05	0,000829	0,01993	7,85	0,1565
	Appui	24,05	0,000829	0,01993	7,85	0,1565
4	Travée	24,05	0,000829	0,01993	7,85	0,1565
	Appui	24,05	0,000829	0,01993	7,85	0,1565
5	Travée	4,15	0,000829	0,00344	7,85	0,027
	Appui	4,15	0,000829	0,00344	7,85	0,027
6	Travée	12,1	0,000829	0,01	7,85	0,0787
	Appui	12,1	0,000829	0,01	7,85	0,0787
7	Travée	12,1	0,000829	0,01	7,85	0,0787
	Appui	12,1	0,000829	0,01	7,85	0,0787
8	Travée	9,1	0,000829	0,0075	7,85	0,0592
	Appui	9,1	0,000829	0,0075	7,85	0,0592
9	Travée	9,1	0,000829	0,0075	7,85	0,0592
	Appui	9,1	0,000829	0,0075	7,85	0,0592
10	Travée	9,1	0,000829	0,0075	7,85	0,0592
	Appui	9,1	0,000829	0,0075	7,85	0,0592
Pour un seul étage						1.78244
Pour 7 étages						12.477

Tableau VII.14 Quantité d'Acier pour les poutres non porteuses pour BGR

Axe	Situation	L(m)	As (m ²)	V (m ₃)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
1	Travée	9,15	0,001514	0,0138	7,85	0,10874
	Appui	9,15	0,001432	0,0131	7,85	0,10285
2	Travée	24,05	0,001514	0,0364	7,85	0,28583
	Appui	24,05	0,001432	0,0344	7,85	0,27035
3	Travée	24,05	0,001514	0,0364	7,85	0,28583
	Appui	24,05	0,001432	0,0344	7,85	0,27035
4	Travée	24,05	0,001514	0,0364	7,85	0,28583
	Appui	24,05	0,001432	0,0344	7,85	0,27035
5	Travée	4,15	0,001514	0,0062	7,85	0,04932
	Appui	4,15	0,001432	0,0059	7,85	0,04665
6	Travée	12,1	0,001514	0,0183	7,85	0,14380
	Appui	12,1	0,001432	0,0173	7,85	0,13601
7	Travée	12,1	0,001514	0,0183	7,85	0,14380
	Appui	12,1	0,001432	0,0173	7,85	0,1360
8	Travée	9,1	0,001514	0,0137	7,85	0,1081
	Appui	9,1	0,001432	0,0130	7,85	0,1022
9	Travée	9,1	0,001514	0,0137	7,85	0,1081
	Appui	9,1	0,001432	0,0130	7,85	0,1022
10	Travée	9,1	0,001514	0,0137	7,85	0,1081
	Appui	9,1	0,001432	0,0130	7,85	0,1022
Pour un seul étage						3,1671
Pour 7 étages						22,1698

Tableau VII.15 Volume d'acier des poutres pour deux types de béton (BGN, BGR)

Matériaux	Niveaux	Acier (t)
BGN	RDC	27.56
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4, 5 et 6 ^{ème} étages	
BGR	RDC	51.72
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4, 5 et 6 ^{ème} étages	

**Figure VII.3 :** Quantité d'aciers pour les poutres.

D'après les calculs des ferraillements on constate que la quantité d'acier des poutres dans le béton recyclé est plus grande que celle du béton ordinaire de l'ordre de 46.70%.

VII.2.4.3. les voiles

b) Pour GBN

$$P_{\text{voil}} = A_s \times (H_{\text{étage}} + L_r) \times \rho_{\text{acier}} \times \text{nombre des étages}$$

$$P_{\text{voil RDC}} = 119.44 \times 10^{-4} \times (3.15 + 1) \times 7.85 \times 1 = 0.38t$$

Tableau VII.16 Quantité d'Acier des voiles de L=5

Niveau	As (m ²)	h étage +Lr (m)	Nombre des étages	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
RDC	0,0119	4,15	1	0,0495	7,85	0,3891
1et2 étages	0,00785	3,95	2	0,0620	7,85	0,4868
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,00607	3,75	4	0,0911	7,85	0,7156
Pour 7 voiles						11,1412

Tableau VII.17 Quantité d'Acier des voiles de L=4.15

Niveau	As (m ²)	h étage +Lr (m)	Nombre des étages	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
RDC	0,00971	4,15	1	0,0403	7,85	0,3163
1et2 étages	0,00638	3,95	2	0,0504	7,85	0,3958
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,00494	3,75	4	0,0741	7,85	0,5819
Pour 3 voiles						3,8824

Tableau VII.18 Quantité d'Acier des voiles de L=3.2

Niveau	As (m ²)	h étage +Lr (m)	Nombre des étages	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
RDC	0,00721	4,15	1	0,0299	7,85	0,2351
1et2 étages	0,00474	3,95	2	0,0374	7,85	0,2941
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,00367	3,75	4	0,0550	7,85	0,4324
Pour 6 voiles						5,7710

Pour GBR

Tableau VII.19 Quantité d'Acier des voiles de L=5

Niveau	As (m ²)	h étage +Lr (m)	Nombre des étages	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
RDC	0,0144	4,15	1	0,0599	7,85	0,4709
1et2 étages	0,0098	3,95	2	0,0779	7,85	0,6115
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,0084	3,75	4	0,1272	7,85	0,9992
Pour 7 voiles						14,5723

Tableau VII.20 Quantité d'Acier des voiles de L=4.15

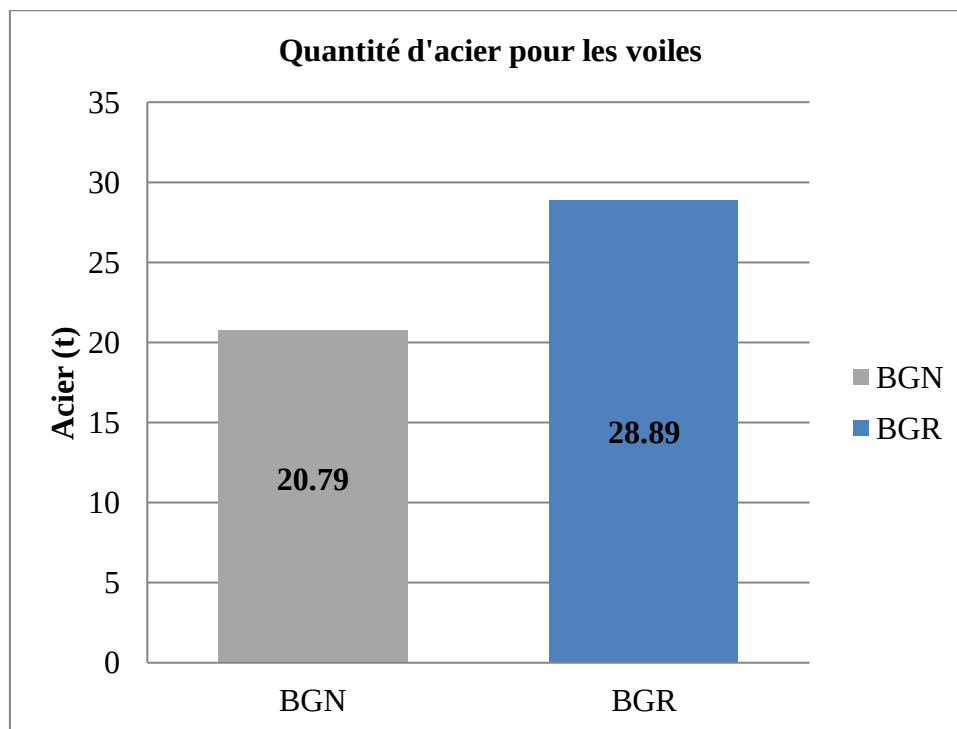
Niveau	As (m ²)	h étage +Lr (m)	Nombre des étages	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
RDC	0,0177	4,15	1	0,0736	7,85	0,5784
1et2 étages	0,0080	3,95	2	0,0633	7,85	0,4972
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,0069	3,75	4	0,1035	7,85	0,8124
Pour 3 voiles						5,6645

Tableau VII. 21 Quantité d'Acier des voiles de L=3.2

Niveau	As (m ²)	h étage +Lr (m)	Nombre des étages	V (m ³)	ρ_{acier} (tonne/m ³)	poids(t)
RDC	0,014456	4,15	1	0,0599924	7,85	0,47094034
1et2 étages	0,00595	3,95	2	0,047005	7,85	0,36898925
3, 4,5 et 6 ^{ème} étages	0,005128	3,75	4	0,07692	7,85	0,603822
Pour 3 voiles						8,66250954

Tableau VII.22 Volume d'acier des voiles pour deux types de béton (BGN, BGR)

Matériaux	Niveaux	Acier (t)
BGN	RDC	20.79
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4,5et 6 ^{ème} étages	
BGR	RDC	28.89
	1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	
	3, 4,5et 6 ^{ème} étages	

**Figure VII.4 :** Quantité d'aciers pour les voiles

D'après les calculs des ferraillages on constate que la quantité d'acier des voiles dans le béton recyclé est plus grande que celle du béton ordinaire de l'ordre de 28.04%.

Conclusion

D'après les résultats illustrés dans les tableaux et les figures ci-dessus, nous avons clairement remarqué que la quantité d'acier dans le béton recyclé (BGR) est plus grande que celle du béton ordinaire (BGN). D'un autre côté, les frais liés au béton recyclé sont négligeables par rapport au béton ordinaire, ce qui rend le coût du béton recyclé vraiment abordable. Dans le cycle environnemental, l'utilisation de ce type de béton recyclé nous permet de nettoyer notre environnement des déchets de démolition qui envahissent la nature.

Conclusion générale

Les granulats constituent un élément principal dans la formation du béton. Dans ce mémoire, Nous avons étudié l'effet des granulats recyclés sur le comportement d'un bâtiment (Rez de chaussée +6+1SS) à usage multiple. Nous avons réalisé une étude comparative portant sur deux structures. La première a été construite en utilisant des granulats naturels, tandis que la deuxième a été réalisée en utilisant des granulats recyclés.

D'après la synthèse bibliographique, il a été démontrées que les propriétés du béton fabriqué à partir de granulats recyclés sont inférieures à celles d'un béton ordinaire mais elles restent satisfaisantes et peuvent être utilisées dans la fabrication de bétons.

Le chapitre des matériaux et essais a permis d'établir la formulation d'un mètre cube de béton recyclé en utilisant la méthode de Dreux Gorisse. Par la suite, nous avons réalisé un essai de cône d'Abrams afin d'évaluer l'ouvrabilité du béton, suivi d'un essai d'écrasement des échantillons préparés selon la formulation précédente pour mesurer leur résistance à 28 jours, les résultats obtenus démontrent une résistance satisfaisante à la compression du béton recyclé.

L'étude dynamique constitue une étape cruciale dans la conception de structures situées en zone sismique. En considérant les charges sismiques potentielles et en dimensionnant les éléments de résistance adéquats, il est possible de concevoir des bâtiments résistants aux séismes, offrant ainsi une sécurité satisfaisante tout au long de leur durée de vie.

D'après la comparaison de la quantité d'acier on a trouvés que le ferrailage du béton ordinaire est plus économique que ceux de béton recyclé, par contre les frais des granulats recyclés sont négligeables par rapport que ceux des granulats naturels.

En somme, nous pouvons conclure que le béton recyclé présente des caractéristiques mécaniques qui influencent la stabilité de notre structure. Il démontre une résistance à la compression satisfaisante, même avec une utilisation à 100% de granulats recyclés, tout en étant économiquement avantageux par rapport aux granulats naturels. Il est donc possible de favoriser l'innovation en intégrant le béton recyclé dans le secteur du génie civil, en élaborant des normes locales pour réguler son utilisation.

Références

- [1] F.FEUGEAS, S.BRAYMAND, N.BAHLOULI, E.NUSS, Valorisation des granulats recyclés de béton : étude des caractéristiques physiques et mécaniques des bétons de granulats recyclés de béton Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg : INSA Strasbourg, Institut Universitaire Technologique Robert Schuman : IUT Robert Schuman ,Institut mécanique des fluides et des solides : IMFS ,Cellule économique du bâtiment et des travaux publics d'Alsace : CEBTP Alsace en France 2011.
- [2] O.Kouider Djelloul, Performance structurale d'un béton auto plaçant a base de granulats recyclés et laitier, Thèse de doctorat, Blida, 2018.
- [3] NGUYEN Vu Nam, Valorisation de fines et granulats issus de bétons recyclés comme matériaux cimentaires, Thèse de Doctorat, l'Université Toulouse 3 Paul Sabatier (UT3 Paul Sabatier),Toulouse, 2016.
- [4] Hansen T. C. (1992). In: "Recycling of Demolished concrete and Masonry" Report of Technical Committee 37-DRC (Demolition and Reuse of concrete), Ed. Hansen T. C., Rilem Report 6, 336.
- [5] Zega C. J., Di Maio Á. A. (2011). Use of recycled fine aggregate in concretes with durable requirements. Waste Management, 31(11), 2336-2340.
- [6] Evangelista L., de Brito J. (2010). Durability performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates. Cement and Concrete Composites, 32(1), 9-14.
- [7] Pereira P., Evangelista L., de Brito J. (2012b). The effect of superplasticizers on the mechanical performance of concrete made with fine recycled concrete aggregates. Cement and Concrete Composites, 34(9), 1044-1052.

[8] Evangelista L., Guedes M., de Brito J., Ferro A. C., Pereira M. F. (2015). Physical, chemical and mineralogical properties of fine recycled aggregates made from concrete waste. *Construction and Building Materials*, 86, 178-188.

[9] Bianchini G., Marrocchino E., Tassinari R., Vaccaro C., 2005, 'Recycling of construction and demolition waste materials: a chemical–mineralogical appraisal', *Waste Management*, vol. 25(2), pp. 149-159.

[10] Jiménez J.R., Agrela F., Ayuso J., López M., 2011, 'A comparative study of recycled aggregates from concrete and mixed debris as material for unbound road sub-base', *Materiales de Construcción*, vol. 61, pp. 289 – 302.

[11] Romagnosi Susanna, Influence des granulats recyclés sur le comportement à haute température des bétons, Thèse de Doctorat, l'Université Gergy Paris, Paris ,2021.

[12] George Wardeh, Elhem Ghorbel, Etude de l'endommagement des bétons à granulats Recyclés, Neuville sur Oise ,9, 2015.

[13] BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

[14] RPA99v2003 : Document Technique Réglementaire D .T. R. - B.C. 2-48 Règles Parasismiques Algériennes.

[15] CBA 93 : Document Technique Réglementaire D .T. R. - B.C. 2-41 Règles De Conception Et De Calcul des Structures En Béton Arme.