

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Centre Universitaire de Tissemsilt
Institut des Sciences et de la Technologie
Département des Sciences et de la Technologie

*Visa du chef de département des
Sciences et de la Technologie*
Signature:.....

Date :.....

Effet de type et la qualité du béton sur la performance des structures en béton armé

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master académique en
Filière : génie civil
Spécialité : structure

Encadreur: Dr. BOUBEKEUR Toufik
Signature :

Date :.....

Réalisé par : Mr. BERGAD Mohamed
Signature :

Date :.....

Membres du jury

Dr : DJEFFAL Houcine (Président)
Dr : BESSEGHIER Abderrahmane (Examineur)
Dr : BOUBEKEUR Toufik (Encadreur)

Sommaire

Introduction générale	p11
CHAPITRE I : Composition et propriétés du béton ordinaire.	
I.1 Introduction	p14
I.2. Ciment portland.....	p14
I.2.1. Fabrication du ciment portland.....	p14
I.3.1. Classification selon la composition minéralogique.....	p15
I.3.2. Classification selon la résistance à la compression	p17
I.3.3. Classification selon le type d`environnement	p17
I.3.4. Exigences physiques.....	p20
I.3.5. Exigences chimiques.....	p21
I.4. Classification des additions minérales.....	p21
I.4.1. Additions de type I.....	p21
I.4.2. Additions de type II.....	p22
I.5. Propriétés des ciments composés.....	p23
I.5.1. Propriétés physiques.....	p23
I.5.1.1. Temps de prise	p23
I.5.1.2. Ouvrabilité.....	p24
I.5.2. Propriétés mécaniques.....	p25
I.6. Eau de gâchage	p27
I.8. Les adjuvants	p27
I.8. Granulats pour le béton.....	p28
I.8.1. Différents types de granulats.....	p28
I.8.1.1. Granulats naturels.....	p28
I.8.1.2. Granulats artificiels.....	p28
I.8.1.3. Granulats légers.....	p28
I.8.1.4. Granulats lourds.....	p29
I.8.1.5. Granulats Recyclés.....	p29
I.9 Conclusion.....	p29

Chapitre II : Propriété du béton à bases des granulats recyclés

II.1. Description du granulat recyclé.....	p31
II.2 Différents origines de granulats recyclés.....	p31
II.3. Production des granulats.....	p31
II.4. Déchets de construction et de démolition.....	p32
II.5. Caractéristiques des granulats recyclés.....	p32
II.5.1. Distribution granulométrique.....	p32
II.5.2. Absorption.....	p32
II.6. Ouvrabilité et Densité à l'état frais.....	p33
II.7. Rhéologie.....	p34
II.8. Perméabilité / porosité.....	p35
II.9. Propriétés mécaniques.....	p35
II.9.1. Résistance à la compression.....	p35
II.9.2. Résistance à la traction et à la flexion.....	p36
II.9.3. Module d'élasticité.....	p36
II.10 Conclusion.....	p37

CHAPITRE III : Choix et caractérisation du béton et de la structure étudiée

III.1 Introduction.....	p39
III. 2 Choix et caractéristique des bétons utilisés.....	p39
III.2.1 Composition	p39
III.2.2 Propriétés mécanique des bétons étudiés	p39
III.2.3 Acier.....	p40
III.2.3.1. Contraintes limites	p40
III.3 Choix et description de la structure.....	p41
III.3.1 Bâtiment d'habitation.....	p41
III.4 Règlementations et normes utilisés.....	p42
III .5 Méthodes de calcul.....	p42
III .5.1. Définition de l'état limite.....	p42
III .6 Actions et sollicitations.....	p43
III .6.1 Définition des actions.....	p43
III .6.2 Les sollicitations.....	p43

CHAPITRE IV : Influence de la qualité de béton sur le prédimensionnement des éléments

IV.1.Introduction	p46
IV.1. Prédimensionnement des éléments et l'influence de la qualité de béton	p46
IV.1.1. les poutres	p46
IV.1.2. Les plancher	p46
VI.3 Effet du type de béton sur le pré-dimensionnement des poteaux	p47
IV.2. Conclusion	p50

CHAPITRE V : Influence de la qualité de béton sur les éléments secondaires

Introduction.....	p53
V.1. L'acrotère.....	p53
V.1.1. Introduction.....	p53
V.1.2. Principe de calcul	p53
V.1.3 : Evaluation des charges	p53
V.1.4. Combinaisons d'action	p54
V.1.5.Détermination du ferrailage	p54
V.2. Les Escaliers.....	p55
V.2.1. Définition générale	p55
V.2.2. Composition d'un escalier	p55
V.2.3. dimensionnement d'escalier	p56
V.2.4. Ferrailage d'escalier.....	p58
V.3. les balcons.....	p61
V.3.1.Introduction	p61
V.3.2. Etude des balcons.....	p61
V.4. Etude des planchers.....	p64
V.4.1.Introduction	p64
V.4.2 Dimensionnement des poutrelles	p65
V.4.3 Détermination des armatures des poutrelles.....	p71
V.5. Conclusion	p72

CHAPITRE VI : Influence vis-à-vis le comportement dynamique

VI.1. Introduction.....	p74
VI.2. Choix de la méthode de calcul	p74
VI.2.1. La méthode statique équivalente	p74
VI.2.2. La méthode modale spectrale	p74
VI.2.3.Analyse spectrale	p75

VI.3. Caractéristiques dynamiques de la structure	p78
VI.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	p79
VI.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	p80
VI.4.2. Vérification de la période.....	p82
VI.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	p82
VI.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques	p83
VI.5. 3.Vérification des déplacements inter étage.....	p83
VI.6. Conclusion.....	p86

CHAPITRE VII : Influence sur le ferrailage des éléments

VII.1. Introduction	p88
VII.2. sollicitations obtenues.....	p88
VII.3.Ferrailage des portiques	p88
VII.2.1- Ferrailage des poutres.....	p88
VII.2.2.Ferrailage des poteaux	p92
VII.4. Conclusion.....	p94

Chapitre VIII : Effet des types de bétons sur les fondations

VIII.1. Introduction	p97
VIII.2. Choix de type de fondation.....	p97
VIII.3. Radier général	p98
VIII.3.1. Surface nécessaire.....	p98
VIII.3.2. Pré-dimensionnement de Radier.....	p98
VIII.3.3. Caractéristiques géométriques du radier.....	p99
VIII.3.4. Vérification de la stabilité du radier.....	p100
VIII.3.5. Calcul des contraintes	p101
VIII.3.6. Ferrailage du radier.....	p103

Conclusions générales	p107
------------------------------------	------

Références bibliographiques	p110
--	------

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Types de ciments et leur composition.....	p16
Tableau I.2 : Composition minéralogique des ciments courants.....	p17
Tableau I.3 : Classe des résistances de ciments à la compression en (MPa).....	p17
Tableau I.4 : Influence des additions minérales sur le temps de prise.....	p24
Tableau III.1 : Composition des bétons étudiés pour $1m^3$	p39
Tableau III.2 : Caractéristiques mécaniques des bétons étudiés.....	p39
Tableau III.3 : Dimensionnement et les charges appliquées à la structure.....	p42
Tableau IV.1 : dimension du poteau soumis au Nu_1 en fonction de la résistance de béton	p50
Tableau IV.2 : dimension du poteau soumis au Nu_2 en fonction de la résistance de béton	p50
Tableau V.1 le ferrailage de l'acrotère en fonction de la résistance de béton.....	p53
Tableau V.2 : le ferrailage de l'escalier en fonction de la résistance de béton	p60
Tableau V.3 : La contrainte limite de compression du béton en fonction de type de béton.....	p61
Tableau V.4 : résultats obtenus Selon le Programme MDSolids.....	p62
Tableau V.5 les armatures longitudinales du Balcon.....	p62
Tableau V.6 : Evaluation des sollicitations des Poutrelles du plancher terrasse	p71
Tableau V.7 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse	p71
Tableau V.8 : Détermination de la Contrainte limite de cisaillement en fonction du type de béton.....	p72
Tableau VI.1 : valeur du Module de déformation longitudinale du béton en fonction de la résistance du béton.....	p78
Tableau VI.2 : Période et facteurs de participation massique pour BO ($F_{c28} = 26 \text{ Mpa}$)	p81
Tableau VI.3 : Période et facteurs de participation massique pour BBR ($F_{c28} = 37 \text{ Mpa}$)....	p81
Tableau VI.4 : Période et facteurs de participation massique pour BGR ($F_{c28} = 51 \text{ MPa}$)...	p82
Tableau VI.5 : Valeur de l'effort tranchant pour chaque type de béton étudié.....	p83
Tableau VI.6 : Calcul des déplacements inters-étages pour BO.....	p84
Tableau VI.7 : Calcul des déplacements inters-étages pour BBR.....	p84
Tableau VI.8 : Calcul des déplacements inters-étages pour BGR.....	p84
Tableau VI.9 : Valeurs des Périodes correspondant aux Poteaux de Section $35 \times 35 \text{ cm}^2$	p85
Tableau VI.10 : Valeurs des Périodes correspondant aux Poteaux de Section $30 \times 30 \text{ cm}^2$	p85
Tableau VI.11 : Valeurs des Périodes correspondant au Longueur de $V_{x1} = 1.50 \text{ m}$	p85
Tableau VI.12 : Valeurs des Périodes correspondant au Longueur de $V_{x1} = 1.20 \text{ m}$	p85

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales selon la combinaison <i>1,35G + 1,5Q pour chaque type de béton étudié.....</i>	p90
Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales selon la combinaison <i>G + Q ± E pour chaque type de béton étudié.....</i>	p91
Tableau VII.3 : la contrainte de cisaillement pour chaque type de béton étudié.....	p91
Tableau VII.4 : la contrainte de compression pour chaque type de béton étudié.....	p92
Tableau VII.5 : Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1,35G + 1,5Q pour <i>chaque type de béton étudié.....</i>	p94
Tableau VII.6 : Ferrailage des poteaux selon la combinaison 2^{eme} Genre pour <i>Chaque type de béton étudié.....</i>	p94
Tableau VIII.1 : la hauteur h₂ en fonction du module longitudinal des bétons étudiés.....	p99
Tableau VIII.2. Contraintes sous le radier à l'ELU.....	p102
Tableau VIII.3. Contraintes sous le radier à l'ELS.....	p102
Tableau VIII.4. Les moments sur appui et en travée du radier à l'ELU et l'ELS.....	p104
Tableau VIII.5 les armatures longitudinales du radier en fonction de <i>la résistance du béton.....</i>	p104

Liste des figures

Figure I.1 : Procédure de fabrication d'un ciment portland.....	p15
Figure I.2 : Résistance à la compression des mortiers en fonction des Quantités de calcaire.....	p25
Figure I.3 : les résistances des différents mortiers en fonction Des dosages de pouzzolane et de calcaire.....	p26
Figure II.1 : Perte d'ouvrabilité du béton frais à 35°C au cours du temps pour différents dosages en eau.....	p33
Figure. III.1 : Diagramme de déformation - contrainte.....	p40
Figure IV.1 : Coupe de poteau en élévation.....	p47
Figure IV.2 : Section de Poteau axb.....	p48
Figure V.1 : Schéma de l'acrotère.....	p54
Figure V.2 : Evaluation des charges.....	p54
Figure V.3 : dimensionnement d'escalier.....	p56
Figure V.4 : schéma statique de l'escalier.....	p57
Figure V.5 : Vue en plan de l'escalier.....	p58
Figure V.6 : Evaluations des charges.....	p59
Figure V.7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU	p59
Figure V.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU	p59
Figure V.9 : schéma du balcon.....	p62
Figure V.10 : Evaluations des charges.....	p62
Figure V.11 : Evaluations des sollicitations.....	p62
Figure V.12 : Plancher à corps creux.....	p64
Figure V.13 : Corps Creux.....	p64
Figure V.14 : schémas du type 1 poutrelle à 07 travées.....	p67
Figure V.15 : Diagramme des moments à l'E.L.S	p70
Figure V.16 : diagramme des efforts tranchants à L'.ELU.....	p70
Figure V.17 : diagramme des moments à l'E.L.S.....	p71
Figure VI.1. Vue en 3D de la structure sur « l'Etabs ».....	p79
Figure VI.2. Disposition des voiles de la structure sur « l'Etabs »	p80
Figure VII.1 coupe d'un poteau et les sollicitations qui a soumit.....	p93
Figure VIII.1. Schéma statique du bâtiment	p100
Figure VIII.2. Contraintes sous le radier.....	p101

Chapitre I : Composition et propriétés du béton ordinaire

I.1 Introduction

Le béton est un mélange des matériaux (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

I.2. Ciment portland

I.2.1. Fabrication du ciment portland

Par définition le ciment est un liant hydraulique dont la propriété est de durcir sous l'eau, formant une pâte qui durcit suivant une réaction et un processus d'hydratation.

La fabrication du ciment est un procédé complexe qui exige un savoir-faire, une maîtrise des outils et des techniques de production ainsi que des contrôles rigoureux et continus de la qualité. Si la fabrication peut varier d'une cimenterie à une autre en fonction de la qualité du gisement exploité, la composition du cru reste dans des proportions bien définies :

- Carbonate de calcium (CaCO_3) de 77 à 83 %
- Silice (SiO_2) de 13 à 14%
- Alumine (Al_2O_3) de 2 à 4%
- Oxyde ferrique (Fe_2O_3) de 1,5 à 3 %

La roche est échantillonnée en continu pour déterminer la quantité des différents ajouts nécessaires (oxyde de fer, alumine et silice). Le mélange est ensuite réalisé dans un hall de pré-homogénéisation où la matière est disposée en couches horizontales superposées puis reprise verticalement. Pour favoriser les réactions chimiques ultérieures, les matières premières doivent être séchées et broyées très finement (quelques microns) dans des broyeurs à boulets ou dans des broyeurs à moules verticaux. Ces derniers, plus récents, sont plus économes en énergie et permettent un séchage plus efficace.

La fabrication du ciment se fait par les trois types suivants : la voie humide, la voie sèche et semi sèche. La première est plus ancienne et implique une grande consommation d'énergie pour évaporer l'eau excédentaire. Aujourd'hui, on utilise que la voie sèche ou semi sèche. Dans ces procédés, les matières premières sont parfaitement homogénéisées et séchées lors de l'opération de broyage afin d'obtenir la farine (cru). Celle-ci peut être introduite directement dans le four sous forme pulvérulente (voie sèche), ou préalablement transformée en "granules" par humidification (voie semi sèche).

Le ciment est composé de calcaire et d'argile qui donne après cuisson à 1450 °C des boules dures appelées clinker. La fabrication du ciment portland passe par trois opérations principales :

- Préparation du cru.
- Cuisson et calcination.
- Broyage et conditionnement.

La chaux vive CaO est obtenue par la décarbonatation du calcaire CaCO₃ qui s'effectue entre 700°C et 900 °C dans la partie médiane du four, puis elle se combine avec la silice SiO₂, l'alumine Al₂O₃ et l'oxyde de fer FeO₃ apportés par la déshydratation de l'argile à 450°C. Le cru décarbonaté est chauffé jusqu'à 1450°C pour former les granules de clinker. A la sortie du four le clinker subit une trempe énergétique, il est refroidi de 1200 °C à 60°C. Le clinker finement broyé est additionné au gypse pour former le ciment portland, la figure I.1 montre les différentes étapes de la fabrication d'un ciment portland.

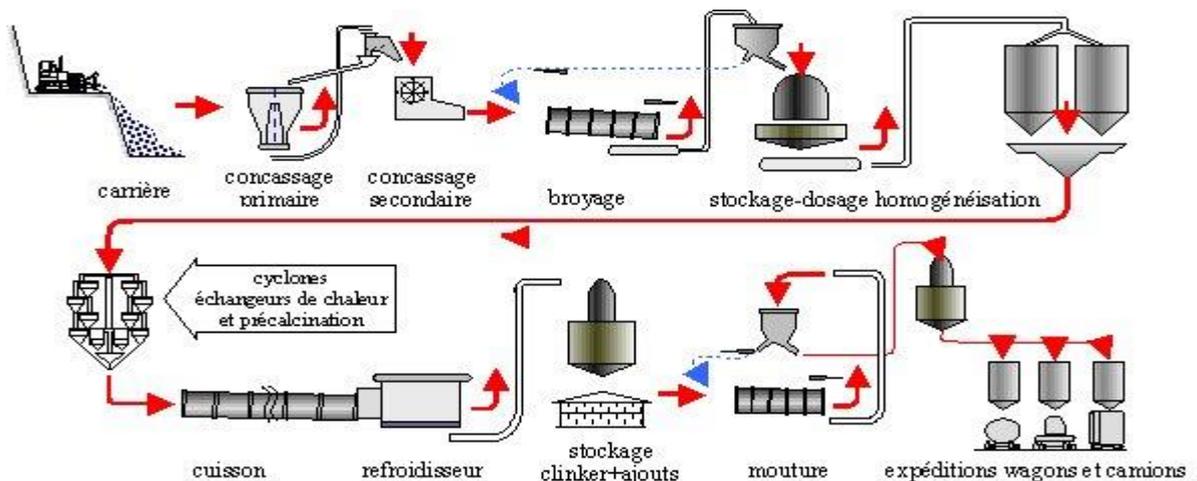


Figure I.1 : Procédure de fabrication d'un ciment portland

I.3.1. Classification selon la composition minéralogique

La norme française NF EN197-1 [1] présente les caractéristiques et les spécifications des ciments courants et de leurs constituants. La première partie est descriptive, elle définit les constituants des ciments et les 27 ciments courants. La deuxième partie fixe les classes de résistance, les spécifications mécaniques et physico-chimiques. La troisième partie est consacrée aux critères de conformité, aux fréquences d'essais et aux valeurs limites. Les 27 types de ciments courants sont regroupés en cinq types principaux selon le dosage en masse des constituants minéraux et récapitulés sur le tableau I.1.

Tableau I.1 : Types de ciments et leur composition [1]

Principaux types	Notation des 27 produits (types de ciment courant)		Composition (pourcentage en masse)										Constituants secondaires		
			Constituants principaux												
			Clinker	Laitier de haut fourneau	Fumée de silice	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné	Calcaire				
K	S	D	Naturelle P	Naturelle calcinée Q	Silicieuse V	Calciqne W	T	L	LL						
CEM I	Ciment Portland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
	Ciment Portland au laitier	CEM II/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM II/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
	Ciment Portland à la fumée de silice	CEM II/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
	Ciment Portland à la pouzzolane	CEM II/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM II/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM II/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM II/B-Q	65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0-5	
CEM II	Ciment Portland aux cendres volantes	CEM II/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM II/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM II/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	0-5	
		CEM II/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	0-5	
	Ciment Portland au schiste calciné	CEM II/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0-5	
		CEM II/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0-5	
	Ciment Portland au calcaire	CEM II/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0-5	
		CEM II/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	0-5	
		CEM II/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	0-5	
		CEM II/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	0-5	
	Ciment Portland composé	CEM II/A-M	80-94	← 6-20 →							—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-M	65-79	← 21-35 →							—	—	—	—	0-5
CEM III	Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
		CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5	
CEM IV	Ciment pouzzolanique c)	CEM IV/A	65-89	—	← 11-35 →				—	—	—	—	0-5		
		CEM IV/B	45-64	—	← 36-55 →				—	—	—	—	0-5		
CEM V	Ciment composé c)	CEM V/A	40-64	18-30	—	← 18-30 →		—	—	—	—	—	0-5		
		CEM V/B	20-38	31-50	—	← 31-50 →		—	—	—	—	—	0-5		

Tous les ciments courants peuvent contenir jusqu'à 5% de constituants secondaires. Le CEM V/A contient entre 18%-30 % de laitier de haut fourneau tandis que le CEM V/B contient entre 31%-50 % de laitier de haut fourneau. La composition minéralogique type des différents ciments est donnée dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : Composition minéralogique des ciments courants [1]

TYPE	Finesse Blaine m ² /Kg	Valeurs des composants en %			
		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
CEM I	369	54	18	10	8
CEM II	377	55	19	6	11
CEM III	548	55	17	9	8
CEM IV	340	42	32	4	15
CEM V	373	54	22	4	13
Ciment blanc		33	46	15	2

I.3.2 Classification selon la résistance à la compression

Les ciments sont repartis en trois classes de résistance 32,5 - 42,5 - 52,5 définies par la valeur de la résistance du ciment. Cette résistance correspond à la résistance mécanique à la compression mesurée à 28 jours sur éprouvettes de mortier conformément à la norme NF EN 196-1 [2] et exprimée en MPa.

- Pour chaque classe de résistance courante, deux sous classes de résistance à court terme sont définies, une classe avec résistance a court terme ordinaire (indiquée par la lettre N) et une classe avec résistance a court terme élevée (indiquée par la lettre R).
- Pour tous les types de ciments, la résistance à la compression sont déterminée selon la norme EN196-1
- Pour les ciments de classe de résistance 32,5 et 42,5 une valeur maximale de la résistance à 28 jours est fixée.

Tableau I.3 : Classe des résistances de ciments à la compression en (MPa) [1]

La classe de résistance	Résistance à la compression		Résistance à 28 jours		Temps de début de prise min	Stabilité (expansion) mm
	à 2 jours	à 7 jours				
32,5 N	–	≥16.0	≥ 32,5	≤ 52,5	≥75	≤ 10
32,5 R	≥ 10.0	–				
42,5 N	≥ 10.1	–	≥ 42,5	≤ 62,5	≥60	
42,5 R	≥ 20.0	–				
52,5 N	≥ 20.1	–	≥ 52,5		≥45	
52,5 R	≥ 30.0	–				

I.3.3 Classification selon le type d`environnement

D`après la norme NF EN 206 Partie 1 [3] mise en vigueur le 20 avril 2004, les ciments conformes à la norme NF EN 197-1 [1], ont des caractéristiques particulières, leur confèrent une aptitude à l`emploi dans des environnements agressifs, respectivement en eau de mer NF P 15-317 [4] et eaux sulfatées XP P 15-319 [5], et NF P 15-314 [6] pour le ciment prompt naturel, NF P 15-315 [7] qui traite le ciment alumineux fondu.

a) Ciment pour travaux à la mer

Ces ciments font l'objet de la norme NF P 15-317 [4] "ciments pour travaux à la mer", qui définit des prescriptions de composition et de caractéristiques physiques et chimiques, complémentaires à la norme NF EN 197-1[1]. Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C_3A) qui leur permettent de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfate en présence d'ions chlorure, au cours de la prise et ultérieurement. Les ciments pour travaux à la mer sont :

- Des CEM I et des CEM II qui possèdent des caractéristiques physiques adaptées et doivent respecter des spécificités chimiques complémentaires.
- Des CEM III/A (si la teneur en laitier est supérieure à 60%), B ou C et des CEM V/A ou B qui sont naturellement qualifiés pour cet usage.
- Des ciments prompts naturels (CNP) définis par la norme NF P 15-314 [6].

b) Ciment pour travaux en eau à forte teneur en sulfates

La norme NF P 15-319 [5], définit les ciments pour les travaux en eaux à haute teneur en sulfates. Elle spécifie des limites de composition ainsi que des caractéristiques physiques et chimiques complémentaires de la norme NF EN 197-1 [1]. Les spécificités de ces ciments portent en particulier sur une limitation de la nature et de la proportion des constituants secondaires et des additifs, ainsi que sur la composition chimique du clinker. Ces ciments présentent des teneurs limitées en aluminat tricalcique (C_3A) qui leur permettent de conférer au béton une résistance accrue à l'agression des ions sulfates au cours de la prise et ultérieurement. Ces ciments sont :

- Des ciments CEM I et des CEM II/A et B qui présentent des caractéristiques complémentaires.
- Des CEM III/A, B ou C et des CEM V/A et B naturellement qualifiés pour cet usage
- Des ciments alumineux fondus (CA).

Ces ciments comportent la mention ES (Eaux Sulfatées) sur l'emballage et sur le bon de livraison.

c) Ciment alumineux :

Le ciment alumineux est apparu au début du vingtième siècle(1908) pour résoudre le problème de l'attaque des structures en béton à base de ciment portland par des eaux sulfatées. Le ciment alumineux contient environ 40% d'alumine, 40% de chaux ,15 % d'oxyde de fer 5% de silice et de petites quantités d'alcalis, TiO_2 , MgO_2 . Les matières premières utilisées pour le

fabriquer sont le calcaire et la bauxite (source d'alumine hydratée), elles subissent une fusion totale d'où le prix de revient élevé de ce ciment.

d) Ciments blancs :

Le ciment portland blanc est fabriqué à partir de matière première comportant très peu d'oxyde de fer (moins de 0,3 % par masse de clinker) et d'oxyde de manganèse. Le ciment blanc est utilisé pour des raisons architecturales.

e) Ciments à teneur en sulfures limitée pour béton précontraint CP :

Ce sont des CEM I, CEM II/A et B, CEM III/A et B, CEM IV/ A et B et CEM V/A et B dont la teneur en sulfures est inférieure à une valeur donnée. Ils présentent une hydratation peu exothermique (faible chaleur d'hydratation). La norme prévoit deux classes notées CP1 et CP2 avec des teneurs limites supérieures en ions sulfure.

- Classe CP1 : ions sulfures $S_2 < 0.7 \%$
- Classe CP2 : ions sulfures $S_2 < 0.2 \%$

Ils sont destinés aux ouvrages réalisés en béton précontraint, ils comportent la mention CP sur l'emballage ou sur le bon de livraison. Les ciments de type CP1 sont destinés à la précontrainte par post-tension, les CP2 à la précontrainte par pré tension, ils sont aussi utilisés pour des ouvrages pour lesquels des résistances mécaniques mais aussi une limitation des réactions exothermiques sont souhaitées.

f) Ciments de haut-fourneau à faible résistance à court terme :

Les ciments de haut-fourneau à faible résistance à court terme sont des liants hydrauliques dont les réactions et le processus d'hydratation sont identiques à ceux des ciments courants, mais le processus d'hydratation est ralenti à court terme du fait de la composition, la finesse ou la réactivité des constituants. Ces ciments sont conformes à la norme NF EN 197-1[1], qui fournit les compositions, les spécifications et les critères de conformité, ainsi que les exigences physiques, mécaniques et chimiques de trois ciments et de leurs constituants : CEM III/A, CEM III/B, CEM III/C. La norme EN 196-1 [2] définit également les ciments à faible résistance à court terme et à faible chaleur d'hydratation.

g) Ciment sur sulfaté

Le ciment sur sulfaté (CSS) est un ciment ternaire au laitier, constitué de laitier de haut-fourneau ($\geq 80\%$), de sulfate de calcium ($\leq 20\%$) et d'un système d'activation. Le processus d'hydratation de ce ciment permet la stabilisation de l'ettringite et la consommation totale de portlandite. Le ciment sur sulfaté présente ainsi une très bonne résistance vis-à-vis des attaques chimiques. L'ensemble des performances du ciment sur sulfaté offre une plus grande durabilité des ouvrages pour lesquels les critères, tels que la résistance aux sulfates et aux acides, la résistance à la pénétration des chlorures, sont des facteurs essentiels (le coefficient de diffusion des ions chlorés est particulièrement faible). Ce ciment génère une chaleur d'hydratation extrêmement faible, atout non négligeable pour la réalisation de bétons de masse.

h) Ciment prompt naturel :

Ce ciment fait l'objet de la norme NF P 15-314 [6]. Il résulte de la cuisson à température modérée d'un calcaire argileux de composition régulière extrait de bancs homogènes, suivie d'un broyage très fin. Ses constituants lui confèrent des propriétés particulières de prise et de durcissement rapides, de quelques minutes à une demi-heure et de résistances aux acides, aux sulfates et à l'eau de mer. Le ciment prompt naturel répond aux spécifications de la norme NF P 15-317 (PM) [4]. Les résistances à la compression sont faibles à court terme (minimum garanti de 19 MPa à 28 jours) mais progressent pendant plusieurs années en assurant une excellente durabilité.

I.3.4. Exigences physiques

Les ciments doivent satisfaire à diverses exigences physiques telles que :

- le temps de début de prise
- la stabilité ou expansion

Les valeurs à respecter sont fonction des classes de résistance du ciment. Suivant les types de ciment, le temps de début de prise doit être supérieur à 45, 60 ou 75minutes.

L'expansion se mesure suivant un essai normalisé (norme NF EN 196-3 [8]) avec les aiguilles de Le Chatelier. Il permet de s'assurer de la stabilité du ciment. L'expansion ne doit pas être supérieure à 10 mm sur pâte pure pour tous les ciments. (Voir le Tableau 1 .3)

I.3.5. Exigences chimiques

Les exigences chimiques sur les ciments sont définies en termes de valeurs caractéristiques, elles concernent en particulier :

- ✓ la perte au feu : < 5 %
- ✓ le résidu soluble : < 5 %
- ✓ la teneur en ions sulfate (SO_3^{2-}) : ≤ 3.5 % ou 4 % selon la classe de résistance
- ✓ la teneur en ions chlorure (Cl^-) : $\leq 0,10$ %

1.4. Classification des additions minérales

Selon la norme ENV 206 [3], il existe deux types d'additions :

1.4.1. Additions de type I

Les additions de type I sont des matériaux quasiment inertes, organiques ou naturels spécialement sélectionnés qui, par leur composition granulométrique, améliorent les propriétés physiques du ciment. Parmi ces additions, il y a :

a) Les fillers :

Les fillers sont des produits obtenus par broyage de certaines roches (calcaires, Basaltes, laitiers, Bentonites, ...). Les fillers agissent grâce à une granulométrie appropriée sur certaines qualités du ciment. Les roches dures, comme le quartz, produisent généralement des particules plus anguleuses, dont la demande en eau est supérieure à celle demandée par les fillers calcaires. Les fillers présentent une certaine activité physico-chimique. Ils jouent tout d'abord un rôle de nucléation vis-à-vis de l'hydratation du clinker. Cet effet n'est cependant notable qu'aux jeunes âges. A long terme, les fillers siliceux peuvent contribuer faiblement à une réaction pouzzolanique, alors qu'en présence d'aluminates, les fillers calcaire conduisent à une formation rapide de composés appelés carbo-aluminates, ayant un certain pouvoir liant. Les additions calcaires conformes à la norme NF P 18-508 [9] sont substituables au ciment au sens et sous les conditions de la norme ENV 206 [3].

b) Additions calcaire :

Le calcaire (CaCO_3) appartient aux roches carbonatées riches en chaux (CaO). Il est contenu dans la calcite, l'aragonite ou la marne. Le calcaire constitue une matière première pour la fabrication du ciment. Des études ont montré certains avantages de l'utilisation du calcaire comme ajout en remplacement du gypse [10].

Les deux principales caractéristiques du calcaire normalisé sont :

- la teneur en carbonate de calcium (CaCO_3) supérieure ou égale à 75 % en masse ;

- une valeur faible de l'indice d'activité.

I.4.2. Additions de type II

Les additions de type II sont des matériaux quasiment actifs, utilisées généralement pour l'amélioration des propriétés physique et mécaniques tels que :

- ✓ Les fumées de silice.
- ✓ les cendres volantes
- ✓ La pouzzolane naturelle.
- ✓ Laitier granulé de hauts fourneaux (S).

a) Les fumées de silice :

Les fumées de silice sont des sous-produits de la fabrication du silicium ou de ferrosilicium. Ils se présentent sous forme de microsphères de silice ayant des diamètres moyens de 0,1 μm . La surface spécifique varie de 20 à 25 m^2/g . Les fumées de silice se caractérisent par une structure vitreuse (produit très réactif) avec une haute teneur en silice (de 75 à 95%). Les fumées de silice agissent de trois façons dans les bétons : action physique, physicochimique et pouzzolanique.

En effet, l'action physique consiste à chasser l'eau qui se trouve entre les particules de ciment, ce qui plastifie le béton ayant un rapport E/L de 0,15 à 0,20. L'action physico-chimique se manifeste par un bouchage des pores de 0,1 mm de diamètre à partir de l'âge de 7 jours, ce qui rend le béton à la fumée de silice tout à fait imperméable. L'action pouzzolanique permet en réagissant très vite avec la chaux libérée lors de l'hydratation et de produire un CSH très dense qui permet des gains de résistances en compression dès l'âge de 7 jours [11].

b) Les cendres volantes :

Les cendres volantes utilisées dans les ciments et les bétons sont produites dans les centrales thermiques utilisant du charbon pulvérisé. Elles se présentent sous forme d'une poudre de couleur plus ou moins foncée suivant sa teneur en carbone et en impureté. Les cendres volantes sont sous forme de particules sphériques vitreuses, pleines ou creuses. La granulométrie s'échelonne de 1 à 200 μm et, en général, 50% des particules ont un diamètre inférieur à 30 μm . Leur surface spécifique Blaine varie entre 250 et 400 m^2/kg ce qui correspond au domaine analogue à celui des ciments [12].

Selon la norme ASTM C 618-94 [13], les cendres volantes se divisent en deux catégories, qui diffèrent l'une de l'autre par leur teneur en CaO

- classe F : les cendres volantes contenant moins de 10 % de CaO produit de la combustion de l'antracite et du charbon bitumineux, pouzzolanique.

- classe C : les cendres volantes contenant entre 15 % et 35 % de CaO produit de la combustion du lignite.hydraulique.

c) Pouzzolanes :

Les pouzzolanes sont des roches naturelles formées par des projections volcaniques scoriacées. Leur couleur est généralement noire ou rouge selon le degré d'oxydation du fer. Les pouzzolanes sont utilisées pour la fabrication du ciment. En Algérie, la pouzzolane est extraite de la carrière de Bouhamidi à Béni-Saf (Ain té mouchent). Selon la norme algérienne NA 442 [14], les pouzzolanes naturelles se présentent en deux sortes :

- ✓ Des substances d'origine volcanique (verre volcanique, ponce, rhyolite, tuf, zéolite) ou des roches sédimentaires (terre à diatomées, diatomites, gaize) ayant une composition chimique et minéralogique appropriée ;
- ✓ Des argiles et des schistes activés thermiquement.

d) Laitier granulé de haut fourneau (S) :

Le laitier granulé de haut-fourneau est obtenu par refroidissement rapide de la scorie fondue provenant de la fusion du minerai de fer dans un haut-fourneau. C'est donc un coproduit de la fabrication de la fonte. Il doit présenter des propriétés hydrauliques latentes qui se manifestent lorsqu'il subira une activation ce qui lui rend son emploi convenable comme constituant du ciment. Il est composé principalement d'oxydes de calcium, de silice et d'alumine.

I.5. Propriétés des ciments composés

I.5.1. Propriétés physiques

I.5.1.1. Temps de prise

Le temps de prise d'un ciment résulte de la combinaison de plusieurs effets physico-chimiques et microstructures. Les particules fines du filler calcaire montrent un temps de prise court ainsi que le temps de prise du ciment au calcaire est similaire à celui du ciment portland [15]. Par contre Voglis et al. [16] ont montré que l'addition calcaire accélère le début de prise et retarde la fin de prise, par conséquent le temps de prise est prolongé par rapport à celui du ciment portland, le résultat est porté sur le tableau I.4.

Pour d'autres chercheurs [17], le début et la fin de prise varient en fonction du dosage en calcaire. Une addition de 5% de calcaire augmente la plasticité de la pâte et prolonge le temps de prise, par contre pour des dosages en calcaire supérieur à 20 % le début et la fin de prise diminuent.

Tableau .I.4 : Influence des additions minérales sur le temps de prise. [17]

Echantillon	Demande en eau (%)	Temps de prise (min)		Expansion (mm)
		début	Fin	
PC Ciment portland	24.3	125	170	1
PLC Ciment au calcaire	24.5	90	170	2
PPC Ciment a la pouzolane	26.2	95	140	3
PFC Ciment aux cendres volantes	26.4	100	160	10

Venuat [18] mentionne qu'un remplacement de 20% à 30% de cendre modifie de peu le temps de prise à la température ordinaire. Dans le cas d'une assez forte addition, le temps de prise peut être augmenté, de même, la chaleur d'hydratation dégagée lors de la prise diminue régulièrement avec le pourcentage de cendre ajouté. Ceci est intéressant dans le cas de bétonnage d'ouvrage en grande masse ou par temps chaud.

I.5.1.2. Ouvrabilité

Il a été souvent rapporté que l'ouvrabilité du béton augmente avec la finesse du filler calcaire jusqu'à 500 m²/kg. Au-delà de cette limite, il peut y avoir des problèmes de maniabilité [11]. L'utilisation du laitier dans le béton permet d'améliorer l'ouvrabilité par rapport à un béton conventionnel. Manai [11] explique ce phénomène par les caractéristiques des surfaces des grains de laitiers qui permettent un meilleur glissement inter-granulaire dans la pâte. Il souligne aussi le très faible taux d'adsorption d'eau par les grains de laitiers au début du malaxage. Venuat [18] mentionne que les bétons contenant du laitier ont des temps de prise un peu plus longs que les bétons conventionnels, surtout dans le cas de bétonnage par temps froid.

De même, les cendres volantes agissent par leur finesse, leur forme, leur état de surface et leur faible masse volumique pour améliorer l'ouvrabilité des mortiers et des bétons. Ceci est d'autant plus marqué que les cendres volante permettent de diminuer la quantité d'eau pour une même ouvrabilité, d'augmenter l'homogénéité et la compacité du béton et d'améliorer sa mise en place [18]. Cette efficacité des cendres volantes est attribuée aux surfaces lisses des cendres

volantes De plus, la nature vitreuse des particules empêche l'adsorption d'eau sur leurs surfaces, et ainsi l'eau retenue entre les particules sert à la lubrification. Par contre la forme des particules de cendre volante n'a pas d'effet sur l'ouvrabilité. [11]

1.5.2. Propriétés mécaniques

Les travaux de Tsivilis[19], ont montrés que l'incorporation de 10 % de calcaire a un effet bénéfique sur l'augmentation de la résistance à la compression. Une quantité supérieure à 10% de calcaire diminue la résistance à la compression. Pour une quantité de calcaire de 20%, la diminution de la résistance est de l'ordre de 13 %, alors que pour 30 % de substitution elle atteint 29% comme le montre les résultats illustrés sur la figure I.2 [19].

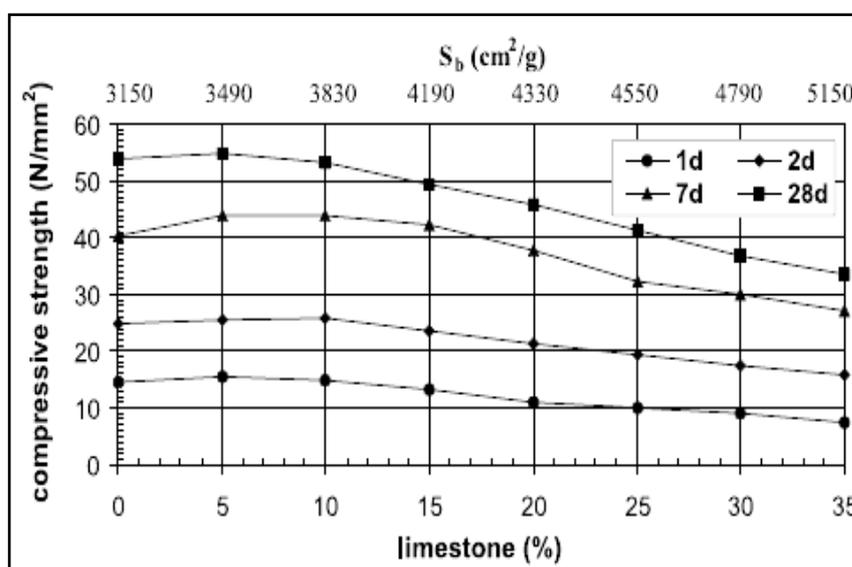


Figure I.2 : Résistance à la compression des mortiers en fonction des quantités de calcaire [19].

Les résultats de Said Mansour et al [20], pour la combinaison ternaire semblent avoir de meilleurs effets sur le développement des résistances mécaniques surtout au jeune âge. La figure I.3 montre que l'ajout de 10 % calcaire et des petites quantités de pouzzolane naturelle (0-10 %) améliorent les résistances la compression aux jeunes âges (2, 7 et 28 jours) où l'augmentation atteint 16%. Cependant, à long terme (90 jours), la résistance à la compression prend une valeur maximale pour une combinaison de 10 % de calcaire et 20 % de pouzzolane. L'amélioration enregistrée est de 7 % seulement par rapport à celle du mortier de contrôle. Le calcaire apporte sa contribution au jeune âge par son effet filler et de nucléation tandis que la pouzzolane améliore les résistances à long terme après l'enclenchement de sa réaction pouzzolanique [20].

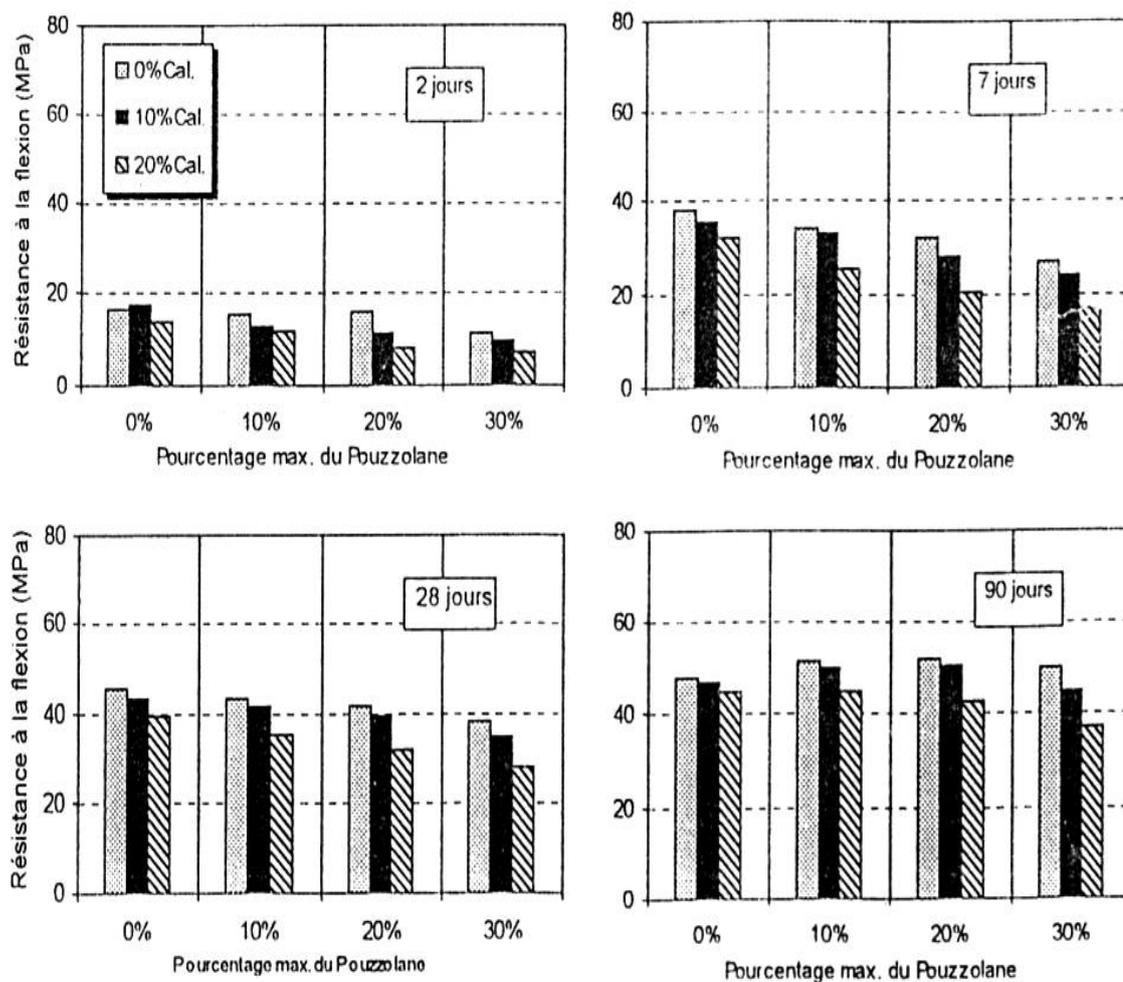


Figure I.3 : les résistances des différents mortiers en fonction des dosages de pouzzolane et de calcaire [20].

Selon Venuat [18], les bétons avec le laitier ont des résistances moins élevées que les bétons ordinaires durant les premiers jours. Ces bétons commencent à se rattraper au bout de sept jours à 20°C. On rapporte aussi que les laitiers permettent de réaliser des bétons résistant à l'action des eaux agressives, surtout en immersion complète.

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à l'influence des cendres volantes sur le développement des résistances mécaniques des bétons. Il a été mentionné qu'à des températures normales, des cendres volantes de classe F provoquent une baisse des résistances des bétons au jeune âge (3 jours), mais avec des résistances supérieures à long terme [11]. Pour un remplacement de 25% en masse du ciment par une cendre volante de class F, on constate une augmentation relative des résistances mécanique du béton à partir de l'âge de 7 jours où l'effet des cendres est plus significatif pour les bas rapports E /L [14].

L'addition des fumées de silices contribuent significativement au développement des résistances à la compression entre 7 et 28 jours avec un pouvoir liant de 3 à 4 fois supérieur à celui

du ciment [11]. Ceci est relié à une utilisation adéquate qui servant de réducteurs d'eau et de superplastifiant pour compenser la demande en eau qui augmente pour garder une fluidité constante du béton. Les fumées de silice améliorent aussi l'adhérence entre le ciment et les agrégats, par la diminution du ressuage interne au niveau de l'interface béton-agrégat. Il y a formation d'une zone de transition dense. L'amélioration de l'adhérence est significative pour des additions de fumée de silice supérieures à 20%. Il est rapporté qu'il peut y avoir une diminution du module d'élasticité pour un rapport E/L donné avec l'utilisation de la fumée de silice. En plus, on trouve qu'une addition de plus de 7% de fumée de silice réduit les déformations par fluage durant les 4 premiers mois de l'âge de béton [11].

I.6. Eau de gâchage

L'eau de gâchage est le total de la quantité d'eau active lors de la fabrication du béton. Elle se compose de l'eau se trouvant à la surface des granulats, de l'eau contenue dans les adjuvants et ajouts ainsi que de l'eau ajoutée. Lors du calcul du rapport eau/ciment d'un béton, il faut utiliser la quantité d'eau de gâchage. Celle-ci se situe en général entre 120 et 200 l/m³, selon le béton [21].

I.7. Les adjuvants

Un adjuvant est un produit dont l'incorporation à faible dose (inférieur à 5% de la masse de ciment) aux bétons, mortiers ou coulis lors du malaxage ou avant la mise en œuvre, qui provoque les modifications telles que l'amélioration des propriétés du béton à l'état frais ou durci. Les adjuvants fournissent au formateur de béton une gamme étendue, variée et nuancée de possibilités pour faciliter la mise en œuvre des bétons, adapter leur fabrication au temps froid ou au temps chaud, réduire les coûts de mise en œuvre, améliorer les propriétés du béton durci, voir même lui conférer des propriétés nouvelles [22].

On peut classer les adjuvants selon leur fonction dans les catégories suivantes et dont la figure I.3 illustre quelques catégories de ces produits :

- Les entraîneurs d'air
- Les réducteurs d'eau
- Les super plastifiants
- Les accélérateurs
- Les retardateurs
- Les contrôleurs d'hydratation
- Les inhibiteurs de réaction alcali-silice
- Les adjuvants pour colorer le béton

- Les adjuvants divers, tels que ceux qui améliorent la plasticité, l'adhérence, l'imperméabilisation, l'étanchéité, l'injection, la formation de bulles de gaz, le pompage et les adjuvants moussants et anti lessivage.

I.8. Granulats pour le béton

Les granulats utilisés dans les travaux de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et des caractéristiques propres à chaque usage. Les granulats constituent le squelette du béton dont ils constituent les deux tiers du volume. Ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influentes sur la qualité des bétons. La minéralogie des granulats en Algérie est essentiellement d'origine calcaire, en raison du caractère géologique du nord du pays. Actuellement, l'Algérie compte 1043 unités en exploitation dont 933 carrières et 110 sablières. Avec une capacité de production effective de 32 millions de tonnes/an. Dans ce contexte on doit spécifier les différentes caractéristiques que doivent présenter les granulats destinés à la confection du béton hydraulique.

I.8.1. Différents types de granulats

I.8.1.1. Granulats naturels

Les granulats sont dits naturels lorsqu'ils sont extraits de leurs sites géologiques d'origine en ayant subi que des traitements mécaniques. Ils sont provenus de différentes roches qui varient selon la région d'origine.

I.8.1.2. Granulats artificiels

Les granulats artificiels sont obtenus de la transformation à la fois thermique et mécanique de roches ou de minerais. Il existe différentes sortes de granulats artificiels. Les sous-produits industriels, parmi lesquels les plus employés sont le laitier cristallisé concassé et le laitier granulé de haut-fourneau, sont obtenus par refroidissement à l'eau. D'autres sous-produits qui sont utilisés pour un usage précis.

I.8.1.3. Granulats légers

Les granulats légers sont utilisés généralement pour la confection de bétons légers. Leurs masses volumiques sont inférieures à 2 t/m³. Ils présentent une forte absorption d'eau et cette dernière a toujours été considérée comme une grosse difficulté sur les chantiers car elle entraîne

une importance variations de plasticité et d'ouvrabilité des bétons. Parmi les granulats légers, on trouve l'argile expansée, schistes expansés, laitier expansé, pierre ponce, pouzzolane, vermiculite, perlite, etc.

I.8.1.4. Granulats lourds

Les granulats lourds ont des masses volumiques supérieures à 3 t/m³. Ils sont essentiellement employés pour la confection des bétons lourds utilisés pour la construction d'ouvrages nécessitant une protection biologique contre les rayonnements produits, par exemple, dans les accélérateurs et piles atomiques ; la protection est d'autant plus efficace que l'épaisseur est plus grande et la densité du béton plus élevée [23].

I.8.1.5. Granulats Recyclés

Les granulats recyclés sont obtenus par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que ceux issus des ouvrages démolies suite à des sinistres naturels comme les séismes et les crues, ou par vieillissement et dégradations. Le recyclage a deux conséquences écologiques majeures : la réduction du volume de déchets et la préservation des ressources naturelles [23].

I.9. Conclusion

Après cet aperçu, il s'avère indispensable de connaître les propriétés physiques et mécaniques des ciments et bétons. Ceci possède des conséquences considérables sur les constructions réalisées dans les zones de forte sismicité ainsi que dans des cas de chargements importants.

*Chapitre II : Propriétés des bétons
à base de granulats recyclés*

II.1. Description du granulat recyclé

Un granulat recyclé est provenant du recyclage de reste de démolition des anciens bâtis. Les granulats recyclés sont formés du granulat d'origine et de mortier attaché à celui-ci. Ceux-ci doivent donc être considérés comme un système composé de deux phases distinctes, le mortier et le granulat d'origine. La teneur en mortier résiduel attaché au granulat d'origine a un grand impact sur les propriétés du granulat recyclé. La teneur en mortier résiduel du granulat est une des caractéristiques importantes permettant de mesurer la qualité d'un granulat recyclé.

II.2 Différents origines de granulats recyclés

On distingue quatre classes importantes de granulats recyclés.

- Granulats de reste de béton :

Ils proviennent de la démolition de bâtiments ou d'infrastructures de génie civil (bétons ou béton armé)

- Granulats de reste de maçonnerie :

Ils proviennent de la construction, de la rénovation et de la démolition des bâtiments.

- Granulats de reste hydrocarbonés :

Ils proviennent de la démolition d'infrastructures de génie civil (chaussée), de la démolition de parkings

- Granulats de reste mixtes :

Ils proviennent de la construction / rénovation démolition de bâtiments (briques/blocs/tuiles...)

II.3. Production des granulats

Les matériaux de démolition présentent souvent une grande diversité, et nécessitent une sélection afin d'être réutilisés. On peut les classer en quatre grandes catégories :

- a) Les matériaux de déconstruction de bâtiments et ouvrages d'art : béton (armé ou non), sans enduit, ni plâtre, ni amiante ou autre déchets industriels spéciaux.
- b) Les matériaux de déconstruction de chaussées : traités ou non aux liants hydrauliques ou hydrocarbonés, bordures en béton, pierre naturelle. Les granulats enrobés de liant hydrocarbonés sont impropres à la formulation de nouveaux bétons, surtout si ceux-ci sont susceptibles de subir des incendies [24].

- c) Les mélanges de matériaux composites : ossatures en béton, maçonnerie, relativement pauvres en plâtre, verre, bois, plastique... etc.
- d) Les mélanges hétérogènes du même type mais avec des teneurs en matériaux indésirables supérieures à 10%) [24].

II.4. Déchets de construction et de démolition

Ces matériaux recyclables sont présents dans trois catégories de produits :

- ✓ Les déblais de terrains naturels non pollués, extraits à l'occasion de travaux de terrassement (fondation d'immeuble, tranchée, plate-forme.),
- ✓ Les matériaux de démolition triables (béton, béton armé, béton cellulaire fibrociment, pierres de taille, briques, tuiles.)
- ✓ Les déchets de construction, déchets de fin de chantier comportant d'éventuels produits que la démolition même [25].

II.5. Caractéristiques des granulats recyclés

II.5.1. Distribution granulométrique

La distribution granulométrique des granulats à base de béton recyclé (GBR) est généralement différente par rapport à celle des granulats ordinaires. Cependant, dans les usines et également dans plusieurs travaux de recherches, les GBR sont produits en adoptant les procédés de broyage et de criblage et, par conséquent, la taille des GBR se situent généralement dans les limites maximales de la gradation du broyeur. L'utilisation de la technique de broyage similaire avec la même taille maximale (ou si le broyeur est réglé sur une ouverture spécifique) génère des GBR avec des distributions granulométriques similaires.

II.5.2. Absorption

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable (ouverte ou fermée), en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures, ainsi qu'à la corrosion des armatures à l'intérieur du béton. En générale, les particules de granulats sont poreuses et peuvent absorber une certaine quantité du liquide.

L'utilisation de ce granulat à l'état sec peut affecter négativement les propriétés rhéologiques du béton frais. Étant donné que les granulats secs absorbent une partie, de l'eau présente dans le béton frais, il est nécessaire d'ajouter jusqu'à 10 % de l'eau totale pour obtenir le même affaissement. Ceci peut affecter négativement les propriétés mécaniques ainsi que la durabilité du béton.

II.6. Ouvrabilité et Densité à l'état frais

L'ouvrabilité est une propriété fondamentale du béton, elle dépend des matériaux utilisés, du malaxage, de la température, de l'hygrométrie, du vent et des rayonnements solaires. Ces facteurs conduisent à l'évaporation de l'eau du béton, et par conséquent à une perte d'ouvrabilité plus aggravée dans les environnements chauds et secs (Figure II.1).

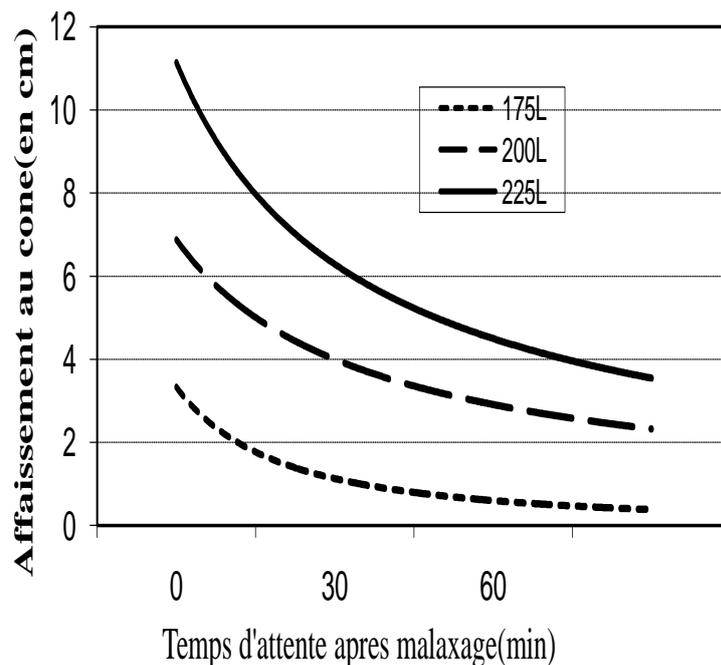


Figure II.1 : Perte d'ouvrabilité du béton frais à 35°C au cours du temps pour différents dosages en eau [26]

L'utilisation des granulats recyclés dans la confection du béton, diminue l'affaissement du béton par rapport à un béton contenant un granulat naturel pour un même rapport E/C [27,28]. Cette baisse d'affaissement serait due à la grande absorption et l'angularité des granulats recyclés. En effet, selon Butler [28], on observe une augmentation de 3,1 à 9,4 % de la demande en eau du béton lors de l'utilisation des granulats recyclés, pour garantir un même affaissement.

Ceci a été attribué aux granulats recyclés ayant une surface plus rugueuse et une forme plus anguleuse, créant ainsi plus de friction interne dans le béton [28].

La grande absorption des granulats recyclés peut affecter l'ouvrabilité ainsi que le rapport E/C effectif des bétons incorporant ceux-ci puisque les granulats non saturés (secs) peuvent absorber l'eau du mélange lors du malaxage [28]. Il reste donc moins d'eau libre pouvant servir à lubrifier les composantes du béton, diminuant par le fait même son affaissement. Il est, cependant, possible d'atteindre le même affaissement après un certain temps si l'on ajoute l'eau nécessaire à remplir la porosité du granulat recyclé selon Malesev [29]. Cet auteur rapporte que, pour un béton de rapport E/C de 0,5, l'affaissement reste sensiblement le même si les granulats sont à l'état saturé et avec une surface sèche (SSS), peu importe le type de granulats. Il est aussi possible d'obtenir le même affaissement en faisant varier le rapport E/C du béton. Dans le cas de rapport E/C élevé égal à 0,7, on observe le même affaissement pour le béton témoin et le béton contenant les granulats recyclés [30].

La masse volumique à l'état frais est plus faible pour les bétons fabriqués avec des granulats recyclés par rapport aux bétons fabriqués avec des granulats ordinaires. Cela serait dû à la grande proportion de mortier total dans le béton fabriqué avec des granulats recyclés. De plus, il a été observé que la teneur en air entraînée ne semble pas être affectée par l'utilisation d'un granulat recyclé [29, 30].

II.7. Rhéologie

La rhéologie est basé sur l'étude du changement de la forme et de l'écoulement d'une mixture. Elle donne une meilleure définition des propriétés d'écoulement des matériaux cimentaires et fournit les grandeurs rhéologiques fondamentales (seuil d'écoulement, viscosité plastique). Plusieurs méthodes d'essai sont actuellement disponibles pour estimer les différents types de comportement rhéologique du béton frais. Les exemples sont l'étalement, L-box et le teste V-funnel, où certains concernent les mélanges très fluide.

II.8. Perméabilité

La perméabilité du béton se définit comme la capacité d'un fluide à passer à travers un solide poreux tel que le béton. Comme la perméabilité du béton détermine la facilité avec laquelle le béton peut devenir saturé avec de l'eau, elle a un impact important sur plusieurs propriétés liées à la durabilité du béton, telles que la résistance au gel/dégel et la résistance à la pénétration des ions de chlorures [31].

La perméabilité à l'eau du béton augmente avec le taux de remplacement du granulat naturel. Cette augmentation est principalement due à l'absorption d'eau des granulats recyclés qui est beaucoup plus grande que celle des granulats naturels. Cette augmentation n'a, cependant, pas été observée pour un taux de remplacement de 20% selon certains travaux [31]

Une légère diminution de la perméabilité a été observée dans le cas de l'étude de Levy et Helene [30] et Tam et Tam [31], celle-ci est attribuée au changement de la granulométrie causée par l'ajout de 20% de granulats recyclés. Selon ces auteurs, le mélange de granulat dans le béton à 20% de remplacement aurait un meilleur facteur de compaction.

II.9. Propriétés mécaniques

II.9.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression d'un béton est un des paramètres fondamentaux employés pour évaluer la qualité d'un béton. En général, la majorité des chercheurs ont observés entre 5% à 30% de diminution dans la résistance à la compression du béton fait de gros agrégats recyclés [32,33], en fonction de la qualité du béton et la composition du mélange

Selon Sagoe-Crentsil et *al.* [34] la résistance à 28 jours serait la même que pour le béton témoin. Il est à noter que dans le cas cette étude, un rapport E/C très élevé (0,7) a été utilisé. Ces résultats divers peuvent être expliqués par le fait que le taux de remplacement du granulat naturel par un granulat recyclé n'est qu'un des multiples facteurs affectant la résistance à la compression des bétons.

Hansen et Narud [35] font différentes qualités du BGR avec des bétons à haute résistance ($E/C = 0,40$), moyen-résistance ($E/C = 0,70$) et à faible résistance ($E/C = 1,20$) comme agrégat. Les trois BGR ont été préparés avec les mêmes proportions du mélange que les trois bétons d'origine. Tous les types ont été ensuite durcis dans les mêmes conditions que les bétons d'origine c'est à dire dans l'eau à 40 degrés Celsius et des essais de résistance à la compression à 28 jours. Il a été montré que les trois types BGR gagnent à peu près la même

résistance que les bétons d'origine. Ils ont donc conclu que la résistance à la compression du béton recyclé dépend de la résistance du béton d'origine, et qu'il est largement influencé par une combinaison du rapport E/C du béton d'origine et celle du GBR.

II.9.2. Résistance à la traction et à la flexion

La résistance à la traction des mortiers et bétons est une autre propriété fondamentale pour évaluer leurs qualités. On mesure celle-ci par l'essai de résistance à la traction directe, la traction par flexion ou par la traction par fendage. La baisse de cette résistance, associée au remplacement du granulats naturel par un granulats recyclés dans le béton, soit de 10% [36].

Les études réalisées concernant la résistance à la traction des bétons recyclés présentent des résultats légèrement différents les uns des autres. Si toutes indiquent une perte de résistance pour le béton recyclé par rapport au béton standard, certaines ont montré une réduction de 15 à 20% à un taux de remplacement de 100% [37]. De même, il a été constaté que l'utilisation de divers additions, telles que la fumée de silice, permet d'améliorer les performances du béton recyclé. De la même manière que pour la résistance à la compression, il a été constaté que sur le long terme (5 ans), le gain de performance en traction d'un béton recyclé est clairement meilleur que celui d'un béton naturel. [38]

II.9.3. Module d'élasticité

Le module d'élasticité ou module de Young est normalement représenté par la pente de la section linéaire de la courbe contrainte-déformation. Les facteurs les plus importants affectant le module d'élasticité sont la teneur en mortier résiduel, le rapport E/C et la teneur en air entraînée [39].

Plusieurs chercheurs [40, 41,42] se sont intéressés à la question du module d'élasticité. Habituellement, le module d'élasticité d'un BGR fabriqué à partir de fins et gros granulats est d'environ 25% à 40% de moins que celui du béton ordinaire, tandis que pour un béton fait avec de gros granulats seulement, il est d'environ 10% à 33% de moins, avec une variation en fonction du rapport E/C et du taux de remplacement des granulats. Cette perte de module d'élasticité semble principalement liée à la grande porosité des bétons recyclés, mais il a été montré que cette porosité diminue avec le temps et donc que la différence de module d'élasticité s'affaiblit [40].

II.10 Conclusion

La construction d'un bâtiment durable nous oblige à utilisé un béton de bonne qualité dans les chantiers à partir d'une formulation adéquate. Ainsi que le suivi son suivi au cours de son durcissement est capital pour lui fournir des conditions favorables de cure et lui éviter les menaces extérieures.

*Chapitre III : Choix et
caractérisation du béton et de la
structure étudiée*

III.1 Introduction

Dans le but d'étudier l'influence de la qualité de béton sur les éléments structuraux, on a choisi de faire une étude d'un bâtiment à usage d'habitation en R+4. Une étude bien détaillée sur l'effet de l'utilisation des bétons à différente qualité sur le comportement mécanique des structures.

III. 2 Choix et caractéristique des bétons utilisés

III.2.1 Composition

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser. Dans notre étude on a choit trois types de bétons différents tels que; Béton ordinaire [43], Béton à base de brique recyclée [44], Béton à base des granulats recyclés [45]. Le tableau III.1 présente les différents constituants de bétons étudiés.

Tableau III.1 : Composition des bétons étudiés pour 1m³

	Béton ordinaire de chantier	Béton à base de brique recyclée	Béton à base des granulats recyclés
Ciment CPJ CEMII/A 42.5	350	430	400
Gravier (kg)	1036	1028	837.6
Brique concassée (kg)	/	257	/
Sable siliceux 0/5 (kg)	715	715	608
Eau(L)	210	215	160
Super plastifiant (L)	/	1.69	3.52
E/C	0.6	0.5	0.4

III.2.2 Propriétés mécanique des bétons étudiés

Les caractéristiques mécaniques des différents types du béton étudiés ont été évaluées à 28 jours et sont représentés dans le tableau III2.

Tableau III.2 : Caractéristiques mécaniques des bétons étudiés

	Béton ordinaire de chantier	Béton à base de brique recyclée	Béton à base des granulats recyclés
F_{c28} en MPa	26	37	51
F_{t28} en MPa	2.16	2.82	3.66
E_{ij} en MPa	3258746	3665444	4079273
E_{vj} en MPa	10672.65	11235.38	13721.19
f_{bu} (durable) en MPa	14.73	20.97	28.90
f_{bu} (accidentelle) en MPa	19.22	27.35	37.70

$\bar{\tau}_u$ la fissuration non préjudiciable en MPa	3.47	4.93	5
$\bar{\tau}_u$ fissuration préjudiciable en MPa	2.60	3.70	4
σ_{bc} Contrainte de service du béton en compression	15.60	22.20	30.6

III.2.3 Acier

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1, $f_e = 400$ MPa.

III.2.3.1. Contraintes limites

1. Contraintes limites à l'ELU

Pour le calcul des contraintes limites, on utilise le digramme contrainte –déformation

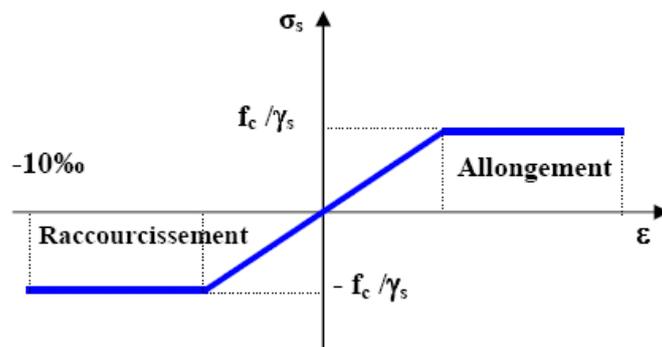


Figure. III.1 : Diagramme de déformation – contrainte

- la contrainte de l'acier est $\sigma_s = f_c / \gamma_s$

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} & \sigma_s = 348 \text{ Mpa.} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} & \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

2. Contrainte limite de service :

Selon le BAEL 91 [46], on distingue les cas suivants :

- Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.
- Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$$

Avec f_{ij} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

- Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$$

η : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence

η : 1 pour les aciers (RL).

η : 1,6 pour les aciers (HA).

III.3 Choix et description de la structure à étudier

III.3.1 Bâtiment d'habitation

Ce bâtiment à usage d'habitation en R+4 à deux logements par niveau type F3, qui sera implanté à «Ammari», wilaya de Tissemsilt, région correspondant à la zone (IIa), zone à moyenne sismicité selon le RPA 2003 [47], donc Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Le site est considéré comme meuble (S3).

La contrainte admissible du sol = 1.20 bars.

L'architecture de cet ouvrage est constituée d'un bloc de forme régulière en plan et Elévation, donc les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont :

- Dimension en plan : 21.00×10,05 m.
- Hauteur totale (compris l'acrotère) : 18.10 m.
- Hauteur des étages : 3.20m.

Le système de contreventement est assuré par sur un contreventement mixte (voiles et portiques). [47] (Art. 1-b).

Les Plancher en :

- corps creux 16+04, sont constitués par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x55) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

- Dalle pleine pour les balcons.
- Les escaliers sont composés de deux volées et un palier de repos.

Le dimensionnement de la structure ainsi que les charges appliquées sont représentés sur le tableau VI.

Tableau III.3 : Dimensionnement et les charges appliquées à la structure.

Les poutres principales	Les poutres secondaires
h = 35 cm ; b= 30 cm	h = 30 cm ; b= 30 cm
Plancher terrasse	Plancher étage courant
La charge permanente G = 641kg/m ² La charge d'exploitation Q =100kg/m ²	La charge permanente G = 540 kg/m ² La charge d'exploitation Q =150 kg/m ²
Mur extérieur	Mur intérieur
La charge permanente G = 280kg/m ²	La charge permanente G = 120 kg/m ²
Acrotère	Escalier (Paillasse)
La charge permanente G = 183.7kg/m ² La charge d'exploitation Q =100kg/m ²	La charge permanente G = 849.46 kg/m ² La charge d'exploitation Q =250 kg/m ²
Balcon accessible	Balcon non accessible
La charge permanente G = 530kg/m ² La charge d'exploitation Q =350kg/m ²	La charge permanente G = 730 kg/m ² La charge d'exploitation Q =100 kg/m ²

III.4 Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003.(Règlement Parasismique Algérien) [47]
- CBA 93 (Code du béton armé) [48]
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation) [49]
- BAEL 91 modifié 99. (Béton Armé Aux Etats Limites)[46]

III .5 Méthodes de calcul

III .5.1. Définition de l'état limite

C'est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

Il existe deux états limites :

a. Etat limite ultime ELU

Il correspond à ce que l'on entend généralement par la limite de résistance mécanique au delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

b. Etat limite de service ELS

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

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

III .6 Actions et sollicitations

III .6.1 Définition des actions

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes
- Des charges d'exploitations
- Des charges climatiques.

On distingue :

a. Actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps, par exemple le poids propre de la structure, le poids des équipements fixes, les forces de poussée des terres et des liquides ou les déformations imposées à la structure.

b. Actions variables (Q)

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps, elles correspondent aux charges d'exploitation, les charges appliquées durant l'exécution, les charges climatiques et les effets dus à la température.

c. Actions accidentelles (FA)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes : Séismes, incendies, chocs,...etc.

III .6.2 Les sollicitations

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

1. Les combinaisons d'action

a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :

[46] (Art.3.3.22)

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

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

$Q1$: action variable dite de base.

Q_i : autres actions variables dites d'accompagnement.

b. Sollicitations accidentelles : ([46] (Art.3.3.22))

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{11} X Q1 + \sum \psi_{12} X Q_i$$

FA : Valeur de l'action accidentelle.

Q_i : Charge variable d'accompagnement.

ψ_1, ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

2. Combinaison d'action à considérer : ([47] (Article V.5.2))

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E : \text{uniquement pour les structures auto-stables} \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Avec E : action de séisme.

Chapitre IV :
Influence de la qualité de béton sur
le prédimensionnement des
éléments

IV.1.Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 [46] et le RPA 99 modifié 2003 [47] et du Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmenté après vérifications dans la phase du dimensionnement.

En même temps on va étudier et déterminer l'influence des types de béton sur le pré-dimensionnement de ces éléments

IV.1. Prédimensionnement des éléments et l'influence de la qualité de béton :

IV.1.1. les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le predimensionnement des poutres est effectué selon les formules de [46] et vérifié selon le [47].

- Selon BAEL91 [46]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

- Vérification d'après RPA99 version 2003 [47] :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec: L: la portée de la poutre.

h: la hauteur de la poutre.

b: la largeur de la poutre.

Donc on choisi :

- Les poutres principales de section ''30x35''
- Les poutres secondaires de section ''30x30''

IV.1.2. Les plancher : sont dimensionnées selon les critères suivants:

- Résistance au feu.
- Isolation phonique.

- Résistance à la flexion.
- Condition de flèche.

On constate que le prédimensionnement des poutres et planchers est indépendant au type de béton utiliser lors de sa réalisation.

IV.3. Effet du type de béton sur le prédimensionnement des poteaux

Vu que le prédimensionnement des poteaux basé essentiellement sur la condition de non flambement et cette dernière à une relation directe avec la contrainte de compression du béton à 28 jours (f_{c28}). Donc on va vérifier cet effet avec l'utilisation de la résistance de béton ordinaire, la résistance de béton à base de la brique concassée et la résistance de béton à base de granulats recyclés.

- **Condition de non flambement :**

Considérons une section rectangulaire de dimensions

$b \times h$ avec : $b \leq h$

L'élanement $\lambda = \frac{L_f}{i}$

Avec : $\lambda = \sqrt{\frac{I}{B}}$ nous avons :

-I : moment d'inertie.

-B : section du béton.

- L_f : longueur du flambement

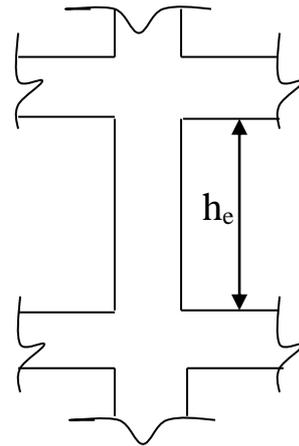


Figure IV.1 : Coupe de poteau en élévation

Dans notre cas : $l_f = 0.7 l_0$; poteau encastré :

$$\left. \begin{array}{l} I = h b^3 / 12 \\ B = h \times b \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = L_f / i = \frac{L_f}{b} \sqrt{12}.$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau, tous les barres d'acier de la section »

Donc : $b \geq \sqrt{12} \frac{L_f}{35}$ avec : $L_f = 0.7L_0 = 214.2 \text{ cm}$

$b \geq 214.2/35$

$b \geq 21.20 \text{ cm}$

Soit : $b=30 \text{ cm}$ « Pour les raisons d'architecture »

• **Calcul 'B_r' :**

On a : $B_r = (a-0.02) (b-0.02)$

B_r : est la section réduite du béton $b(\text{m})$

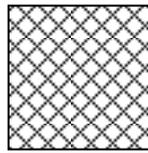


Figure IV.2 : Section de Poteau axb

Calcul la section réduite du béton :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{A_s f_e}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots\dots\dots [46]$$

Ou :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que.

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$

N_u : est l'effort normale ultime. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708$$

$$\lambda = 50 \Rightarrow \alpha = 0.603$$

λ : L'élancement du poteau considéré

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours.

f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

On a le pourcentage d'armature est de 1% $\Rightarrow \frac{A_s}{B_r} = \frac{1}{100}$

$$\text{Donc : } N_u \leq \alpha B_r \left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left(\frac{f_e}{100\gamma_s} \right) \right]$$

$$\text{Et enfin : } B_r \geq \frac{N_u}{\alpha} \left[\frac{1}{\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_s} + \frac{f_e}{100\gamma_s}} \right]$$

On a : f_{c28} ; varier suivant le type de béton en MPA, $f_e = 400$ MPA, $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

Pour : $\lambda \leq 35$:

L'effort normal ultime s'obtient à partir de la descente des charges. On prend l'effort normal correspondant au poteau le plus sollicité, dans notre cas sa valeur est :

- $N_{u1} = 1.568$ MN

Tableau. IV.1 : pré-dimensionnement du poteau soumis au N_{u1} en fonction de la résistance de béton

Type de béton	BO	BBR	BGR
F_{c28} en MPa	26	37	51
Br (m ²)	0.15006	0.10979	0.08184
b (m)	0.30	0.30	0.30
a (m)	0.32	0.24	0.18

D'après le tableau IV.1 on remarque que la section du poteau diminue en fonction de l'augmentation de la résistance du béton à 28 jours. Le remplacement d'un béton ordinaire par un béton à base de granulats recyclés réduira la section de poteau de 43% et 25% pour le béton à base de la brique concassée et le béton à base des granulats recyclés respectivement.

Pour plus d'approfondissement dans l'effet du type de béton sur le prédimensionnement des poteaux, on prend à titre d'exemple l'étude d'un Bâtiment en R+9 [50] pour avoir un chargement plus important, d'ou l'effort normal correspondant au poteau le plus sollicité est :

$$N_{u2} = 4.5411MN.$$

Tableau .IV.2 : pré-dimensionnement du poteau soumis au N_{u2} en fonction de la résistance de béton

Type de béton	BO	BBR	BGR
F_{c28} en MPa	26	37	51
Br (m ²)	0.2452905	0.17946689	0.13377719
b (m)	0.45	0.45	0.45
a (m)	0.55	0.40	0.30

D'après le tableau IV.2, la section des poteaux diminué lorsqu'on augmente la résistance de béton. Avec l'application du minimum requis par la RPA99 [47]. Pour la zone sismique III, on doit avoir au minimum : $\text{Min}(b, h) \geq 30$ cm, donc pour le 1^{er} Cas, on ne peut pas bénéficier de cette diminution (avantage). Puisque on a obtenu des largeurs a(m) moins de 30cm, mais pour le 2^{eme} cas, On peut donc bénéficier puisque on a obtenu des largeurs a(m) plus de 30cm.

On peut conclure que l'influence de la contrainte élevée de compression du béton à 28 jours apparaît pour les bâtiments à une grande hauteur (effort normale ultime important).

Concernant le prédimensionnement des Poteaux, qui sera supposés sollicités à la compression simple et vu que le béton travail bien à la compression, la qualité de béton (vis-à-vis la résistance à la compression) joue un rôle essentiel dans le pré dimensionnement des poteaux.

IV.2. Conclusion :

- Le pré-dimensionnement des poutres et planchers est indépendant au type de béton utiliser lors de sa réalisation.
- La section des Poteaux diminué avec l'augmentation de la résistance de béton.
- La qualité de béton joue un rôle essentiel dans le prédimensionnement des poteaux qui seront supposés sollicités à la compression simple.
- Il est souhaitable d'utilisé le béton qui possédé une résistance à la compression élevée, seulement dans les bâtiments à une grande hauteur.

Chapitre V :
Influence de la qualité de béton sur
les éléments secondaires

Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

V.1. L'acrotère :

V.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde-corps.
- Entretien des façades.

V.1.2. Principe de calcul :

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

V.1.3 : Evaluation des charges

a) charge permanente :

$$G = 1,837 \text{ KN/ml.}$$

b) Surcharge d'exploitation :

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$$

c) l'effort due au séisme :

$$FP = 0.88 \text{ KN/ml.}$$

On a : $F_P \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donnée par les sollicitations suivantes :

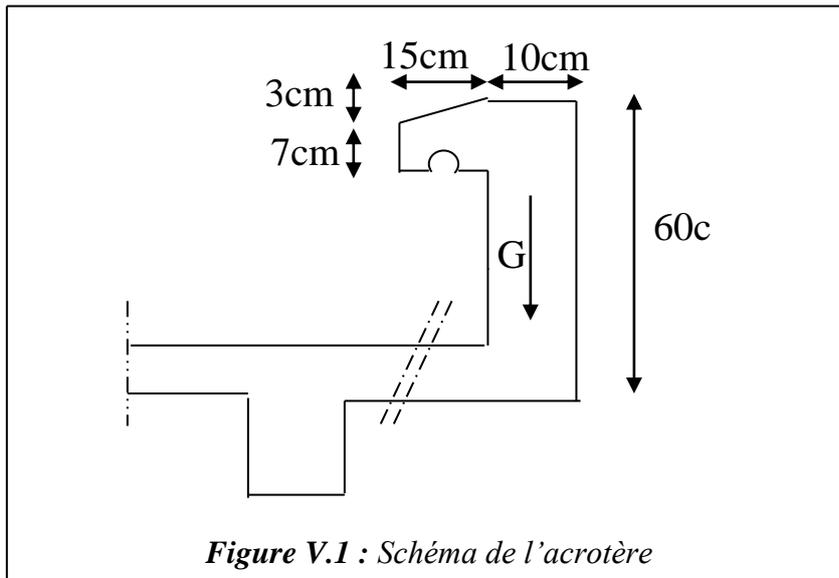


Figure V.1 : Schéma de l'acrotère

V.1.4. Combinaisons d'action :

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

E.L.U :

$$M_u = 1.35 MG + 1.5 MQ \text{ avec } MG = 0.$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H \Rightarrow M_u = 1.5 \times 1,00 \times 0,6 = 0,60 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 G \Rightarrow N_u = 1.35 \times 1,837 = 2,48 \text{ KN.}$$

E.L.S :

$$M_s = MG + MQ \text{ avec } MG = 0.$$

$$M_s = MQ \Rightarrow M_s = 1,00 \times 0,60 = 060 \text{ KN.m.}$$

$$N_s = G \Rightarrow N_s = 1,837 \text{ KN.}$$

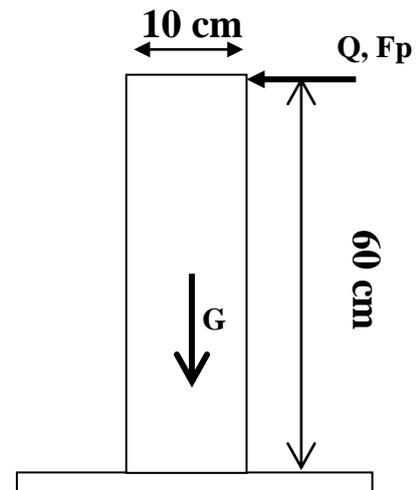


Figure V.2 : Evaluation des charges

V.1.5. Détermination du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 10 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On a résumé le ferrailage de l'acrotère avec l'utilisation de logiciel SOCOTEC dans le tableau suivant :

Tableau .V.1 : le ferrailage de l'acrotère en fonction de la résistance de béton

Type de béton			BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)		BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)		BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)	
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$			2.16	Mpa	2.82	Mpa	3.66	Mpa
Efforts	ELU	ELS	As(cm^2/ml)		As(cm^2/ml)		As(cm^2/ml)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
M(KN,M)	0.90	0.6	0.25	0.29	0.25	0.26	0.25	0.23
N(KN)	2.48	1.837						
Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$			204,5 Mpa		233,7 Mpa		266,2 Mpa	
$A_{\min}=0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$ en cm^2			0.99		1.30		1.68	

D'après le tableau V.1, on remarque que le ferrailage de l'acrotère à l'E.L.U avec l'utilisation des trois résistances de béton correspondant au béton ordinaire, béton à base de la brique concassée et béton à base des granulats recyclés, est très faible et identique.

Lorsqu'on prend en considération la Vérification de la Contrainte limite de traction de l'acier et pour le cas des fissures préjudiciables, le ferrailage diminuera de 10% et 20% successivement par rapport au béton ordinaire (témoin) pour le béton à base de brique recyclés et le béton à base de granulats recyclé. Ces résultats montrent l'effet remarquable de l'utilisation de béton sur les éléments secondaires d'une structure

D'autre part on remarque d'après le tableau V.1 que la section minimale exigée par la condition de non fragilité varie en fonction avec l'augmentation de la résistance de béton.

V.2. Les Escaliers

V.2.1. Définition générale :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

V.2.2. Composition d'un escalier :

Il est caractérisés par :

- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de marche (g).

- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La contre marche : la partie verticale d'une marche.
- La paillasse : plafond qui monte sous marches.
- Le palier : la partie horizontale.
- La volée : suite ininterrompues des marches.

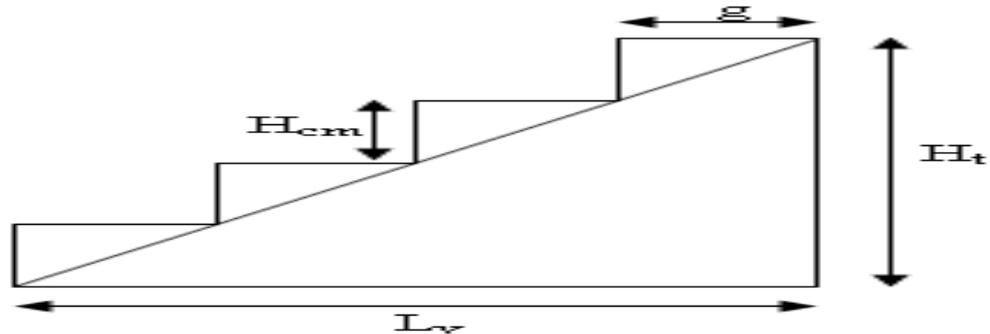


Figure V.3 : dimensionnement d'escalier

V.2.3. dimensionnement d'escalier :

Le choix de dimension en fonction du condition d'utilisateur et de destination de l'ouvrage ; pratiquement on doit remplir les condition suivantes :

- Pour passer d'un étage à l'autre difficilement, on prend « h » entre 14 et 20cm :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

Et « g » entre le 22 cm et 33cm : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Pour vérifie que la condition convient, on utilise la formule empirique de « BLONDEL » :

En pratique on prend $g+2h=64\text{cm}$

Avec : $59\text{cm} \leq 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$

Dans notre cas nous avons :

$$14\text{ cm} \leq h= 17\text{ cm} \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{ cm} \leq g= 30\text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq g+2h= 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$$

Donc on adopte : $h = 17\text{ cm}$

$$g = 30\text{ cm}$$

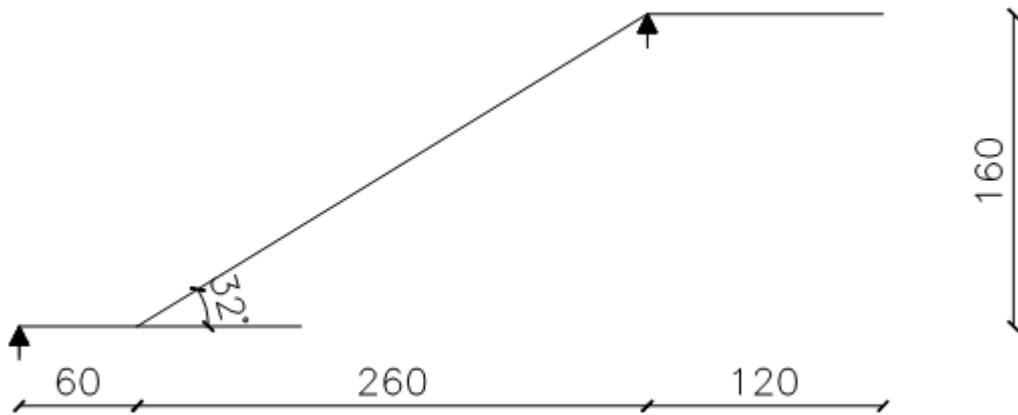


Figure V.4 : schéma statique de l'escalier

- Nombre de contre marche et de marche :

$$N_{c.m} = H/h$$

H : hauteur libre d'étage

$$N_{c.m} = 320/18 = 18 \text{ contre marches}$$

$$N_m = N_{c.m} - 1 = 17 \text{ marches.}$$

. La longueur de la volée :

$$L_v = N_m \times g = 17 \times 30 = \mathbf{510 \text{ cm}}$$

. L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = H/L = 160/260 = 0.62$$

$$\alpha = \text{Arc tg}(0,62) = \mathbf{32^\circ}$$

- L'épaisseur de la paillasse : est calculée suivant la condition

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$\text{Paillasse : } L_p = 260/\cos \alpha = 304 \text{ cm.}$$

(L_p =longueur de la paillasse).

$$L = 304 + 60 = \mathbf{364 \text{ cm}}$$

$$364/30 \leq e \leq 364/20$$

$$12.13 \text{ cm} \leq e \leq 18.20 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 15cm**..... ((Pour les raisons de la vérification de la flèche)).

V.2.4.Ferrailage d'escalier :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1 \text{ cm}$ soit $C= 2\text{cm}$.

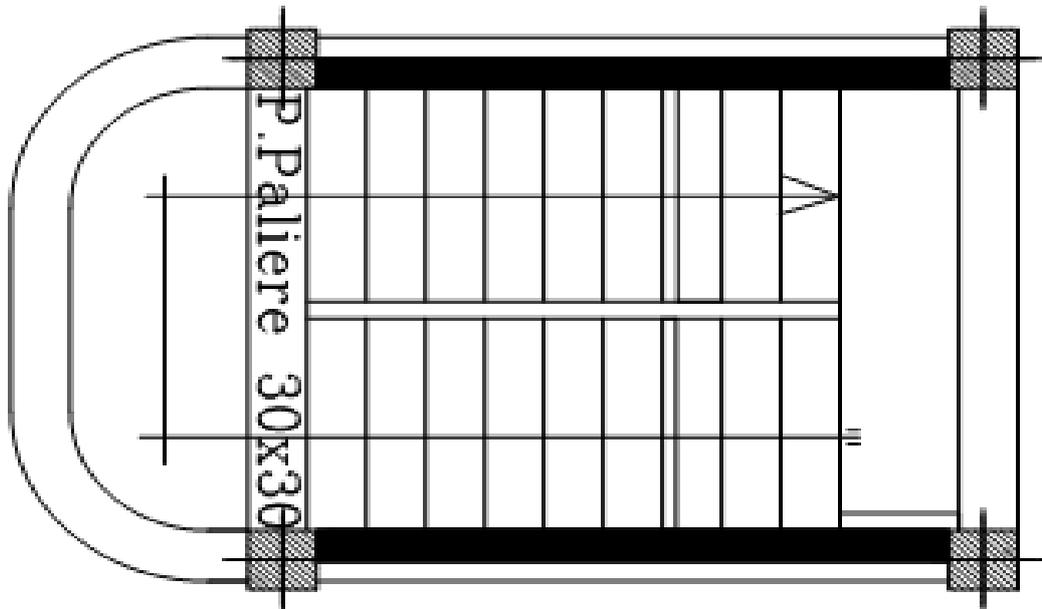


Figure V.5 : Vue en plan de l'escalier

a) Calcul des sollicitations à ELU :

Calcul des moments max et efforts Tranchants max :

Evaluations des charges : ($\alpha=32^\circ$)

Tableau V.2 Evaluations des charges-escaliers

	G (KN)	Q (KN)	$qu= (1.35G+1.5Q)/\cos\alpha$	$qs= (G+Q)/\cos\alpha$
Paillasse	8,5	25	15,23	11,00

	G (KN)	Q (KN)	$qu= (1.35G+1.5Q)$	$qs= (G+Q)$
Palier	5,4	25	11.04	7,90

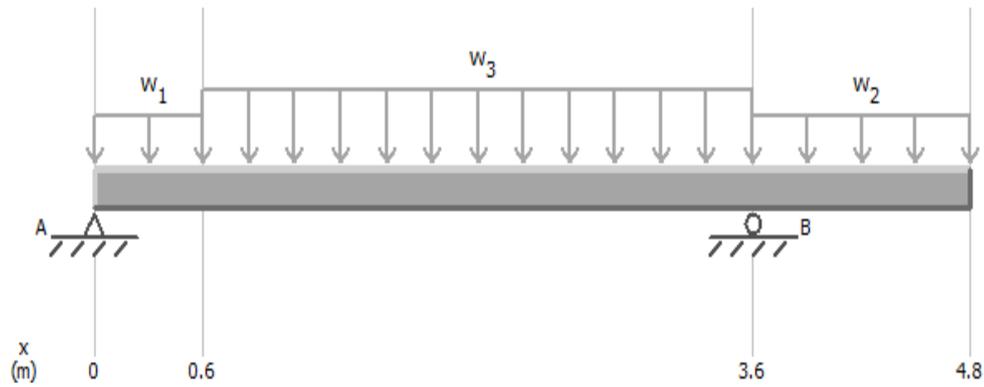


Figure V.6 : Evaluations des charges

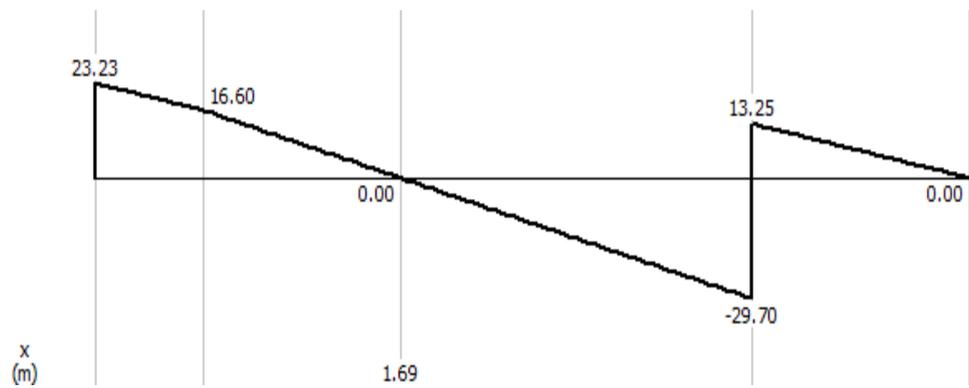


Figure V.7 : Diagramme des efforts tranchant à ELU

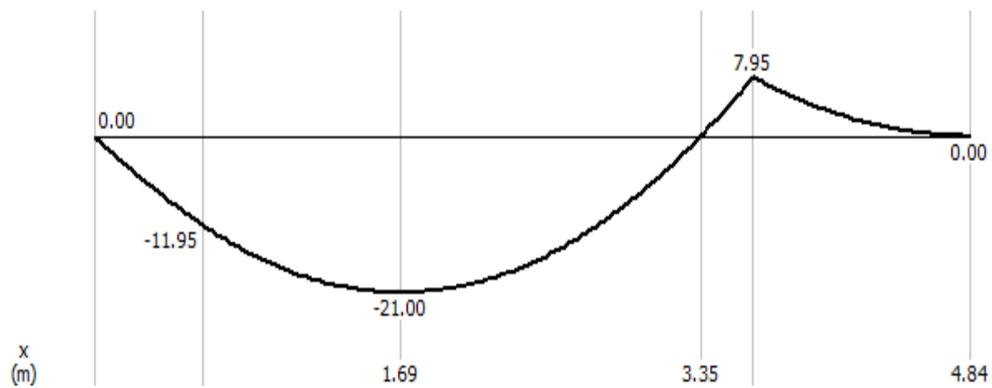


Figure V.8 : Diagramme des moments fléchissant à ELU

.Moment isostatique : $M_0 = 21.00 \text{ KN.m}$

.Moment en travée : $M_t = 0.85.M_0 = 17.85 \text{ KN.m}$.

.Moment sur appui : $M_a = \max (0.30.M_0, 7.95) = 7.95 \text{ KN .m}$.

-Calcul des armatures longitudinales :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (bx h)= (100x15) cm² ;
d = 13cm.

On a ferrillé l'escalier à l'E.L.U à l'aide du logiciel SOCOTEC, et avec l'utilisation de trois types de bétons les résultats obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : le ferrillage de l'escalier en fonction de la résistance de béton

Type de béton		BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$		2.16 MPa	2.82 Mpa	3.66 Mpa
Efforts	ELU	As (cm ² /ml)	As (cm ² /ml)	As (cm ² /ml)
		ELU	ELU	ELU
M_{tra} (KN,M)	17.85	4.10	4.06	4.02
M_{app} (KN,M)	7.95	1.79	1.78	1.77
$A_{min}=0.23.b.d.f_{t28}/f_e$ en cm ²		1.61	2.11	2.74

D'après le tableau V.2, on remarque que le ferrillage de l'escalier en travée avec l'utilisation des trois résistances de béton correspondant au béton ordinaire, béton à base de la brique concassée et béton à base des granulats recyclés, sont proches et un taux de variation est négligeable.

La section minimale d'armature exigée par la condition de non fragilité, augmente avec le remplacement d'un béton à une résistance plus élevée que l'autre.

Dans ce cas les fissures sont non préjudiciables, donc y 'a pas de limitation de la contrainte de traction de l'acier el calcul se fait uniquement en E.L.U.

Le ferrillage en appui est inférieur à la section minimale exigée par la condition de non fragilité, ce qui nous concluons que c'est un inconvénient d'utiliser un béton à une résistance élevée.

d) Vérification à l'ELS

.moment isostatique : $M_0= 14.08 \text{ KN.m}$

.moment en travée : $M_t= 0.85.M_0= 11.97 \text{ KN.m}$

.moment sur appui : $M_a= 0.30.M_0= 4.22 \text{ KN .m}$

- **Etat limite de compression du béton :**

La contraint limite de compression du béton en fonction de type de béton obtenues sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : La contrainte limite de compression du béton en fonction de type de béton

	$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} . Y$ en Mpa			$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$ en Mpa		
f_{c28} en MPa	26	37	51	26	37	51
En travée	5.90	5.90	5.90	15.60	22.20	30.60
En appui	3.90	3.90	3.90	15.60	22.20	30.60

On constate que $\sigma < \bar{\sigma}$ donc la condition est largement vérifiée.

L'utilisation d'un béton qui présente une résistance élevée conduira à l'augmentation de la contrainte limite de compression du béton, ce qui nous permettra de réduire les paramètres de l'inertie de l'élément calculé,

- **Etat limite d'ouverture de fissures**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc aucune vérification à faire.

V.3. les balcons

V.3.1.Introduction

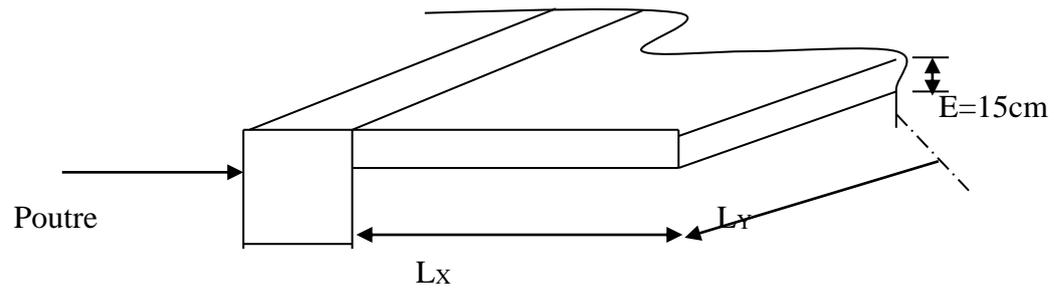
Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées des plaques horizontales minces en béton armé, Cette plaque repose sur deux ou plusieurs appuis, ou encastres d'un cote au niveau d'une autre appartenant au plancher, comme elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm. Selon les dimensions et les surcharges, nos balcons sont encastres d'un cote au niveau d'une autre appartenant au plancher. On fait notre calcul sur le balcon le plus sollicité pour une bande de 1m.

V.3.2. Etude des balcons :

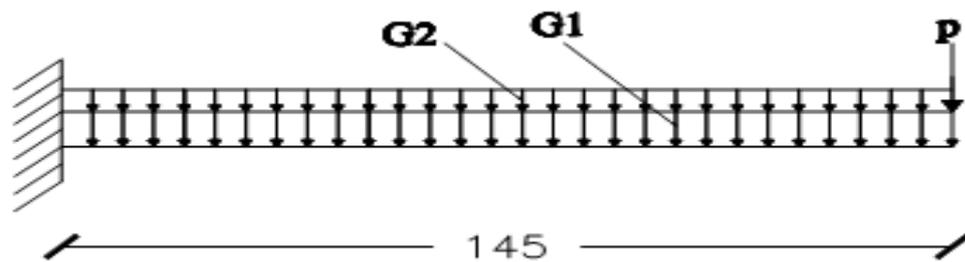
Le balcon est modélisé comme une dalle encastree sur une cote appartenant au plancher
Pour le calcul R.D.M, on a fait un calcul à l'aide de programme « MDSolids ».

-On prend le Balcon de l'étage courant :

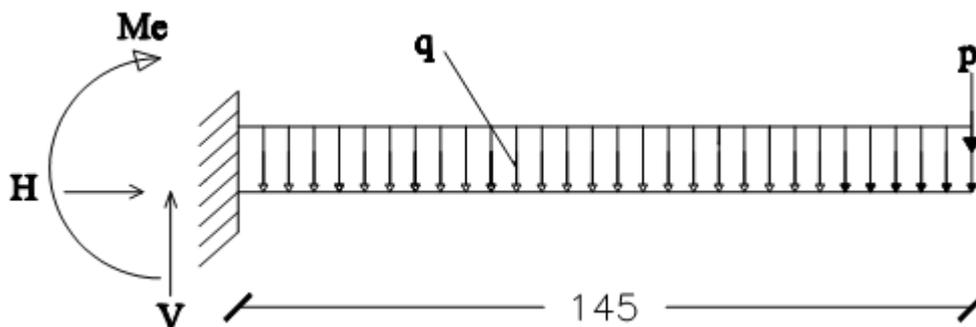
a- Pré dimensionnement :*Figure V.9 : schéma du balcon*

On a : $L_x=1.45\text{m}$; $L_y=2.95\text{m}$

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

b- Evaluation des charges :*Figure V.10 : Evaluations des charges*

- Charges permanentes : $G1=5,30\text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $G2= 3.5\text{ KN/m}^2$
- Charge du à la main courante : $Q= 1.00\text{ KN/m}^2$
- Poids du mur $p=1.20\text{ KN/m}^2$

C. détermination des moments fléchissant et de l'effort tranchant :*Figure V.11 : Evaluations des sollicitations*

1/ ELU :

$$q_u = 1.35XG_1 + 1.5G_2 = 1.35 \times 5.30 + 1.5 \times 3.50 = 12.40 \text{ KN/M}$$

$$p_u = 1.35 \times 1.20 \times 1.20 \times 1 \text{ ml} = 1.944 \text{ KN.}$$

2/ ELS :

$$q_s = G_1 + G_2 = 5.30 + 3.50 = 8.80 \text{ KN/M}$$

$$p_s = 1.20 \times 1.20 \times 1 \text{ ml} = 1.44 \text{ KN}$$

Selon le Programme MDSolids, les résultats obtenus sont :

Tableau V.4 : résultats obtenus Selon le Programme MDSolids

	Pu (kn)	Ps (kn)	Qu (Kn/ml)	qs (Kn/ml)	Mu (Kn.ml)	Ms (Kn.ml)	Vu (Kn)	Vs (Kn)
E. courant	1.944	1.44	12.40	8.80	15.85	11.34	19.92	14.20

d-Calcul des armatures longitudinales :Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (bx h)= (100x15) cm² ;

d = 13cm.

On prend en considération lors du ferrailage du balcon à l'E.L.S, la vérification de la contrainte de l'acier à la traction, puisque l'état de la fissuration est préjudiciable.

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau V.5 les armatures longitudinales du Balcon selon les trois types de béton

Type de béton			BO (f _{c28} =26MPa)		BBR (f _{c28} =37MPa)		BGR (f _{c28} =51MPa)	
F _{t28} =0.6 + 0.06 f _{c28}			2.16	Mpa	2.82	Mpa	3.66	Mpa
Efforts	ELU	ELS	As(cm ² /ml)		As(cm ² /ml)		As(cm ² /ml)	
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
M(KN,M)	15.85	11.34	3.63	4.71	3.59	4.10	3.57	3.58
Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$			204,5 Mpa		233,7 Mpa		266,2 Mpa	
A _{min} =0.23.b.d.f _{t28} /f _e en cm ²			1.86		2.42		3.14	

On remarque d'après les résultats mentionnés sur le tableau V.5, que la section des armatures longitudinales du balcon à l'E.L.U est presque identique pour tous les bétons étudié. Par contre à

l'ELS et lorsque la fissuration est considéré préjudiciable, la section d'armature réduit de 24% pour un béton à base de granulats recyclés et de 13% pour le béton à base de brique concassé comparant à celui de béton ordinaire. La résistance de béton contribue positivement à l'augmentation de la contrainte limite de traction de l'acier, ainsi que la même chose pour la condition de non fragilité qui est influencé par la qualité et la résistance du béton.

V.4. Etude des planchers :

V.4.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55)$ cm³, avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

➤ Dalle à corps creux

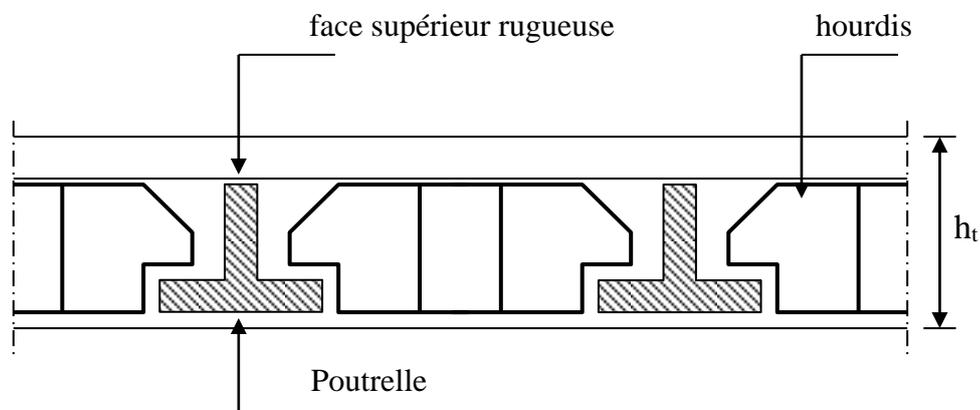


Figure V.12 : Plancher à corps creux

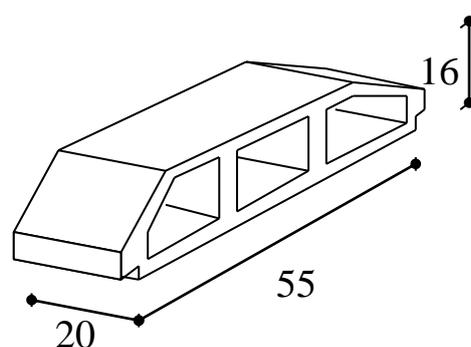


Figure V.13 : Corps Creux

V.4.2 Dimensionnement des poutrelles :

A - Méthode de calcul :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- **Présentation théorique de la méthode forfaitaire :**

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées, tels que les planchers des constructions courantes comme les bâtiments d'habitation, les bâtiments à usage de bureaux, d'enseignement, d'hôpitaux.....

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91 [46], on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

1^{ère} Condition : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$.

- Plancher terrasse :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (12.82, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

- Plancher étage courant :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.80, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \text{CV}$$

2^{ème} Condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

- $0.8 \leq \frac{2.95}{2.40} = 1.23 \leq 1.25 \text{CV}$

- $0.8 \leq \frac{2.65}{2.40} = 1.10 \leq 1.25 \text{CV}$

- $0.8 \leq \frac{2.65}{2.60} = 1.02 \leq 1.25 \text{CV}$

3^{ème}. Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »CV

4^{ème}. Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.

D'après cette vérification, toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul se fait par « la **méthode forfaitaire** ».

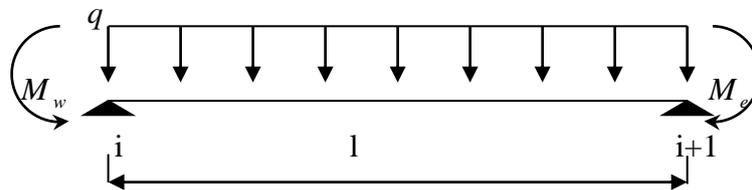
B - Application de la méthode :

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ (le rapport des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes en valeur non pondérée).

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

M_w ; M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et droite dans la travée considérée.

M_t : moment maximal dans la travée considérée.



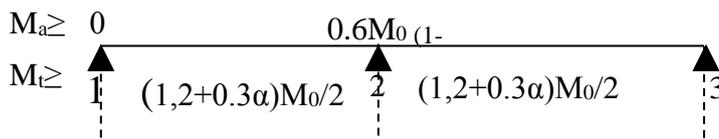
D'après les règles de BAEL91 [46] les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions BAEL91 [46] les valeurs de M_w , M_e et M_t doivent vérifier les conditions :

1 • $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1+0.3 \alpha) M_0 ; 1.05 M_0]$

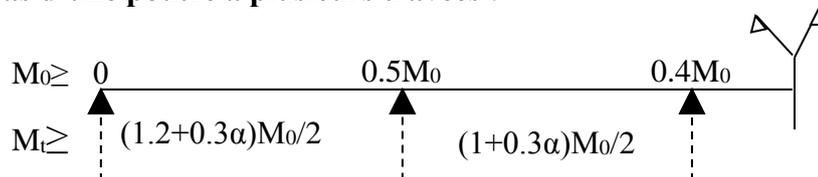
2 • $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq (1.2+0.3 \alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{dans une travée de rive} \end{cases}$

- Les valeurs minimales des moments :

• cas d'une poutre à deux travées : $M_{0(1-2)} = \max (M_{01} ; M_{02})$



• cas d'une poutre à plusieurs travées :

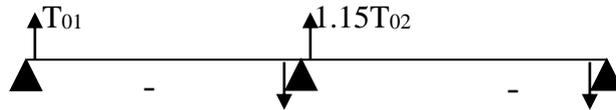


Remarque :

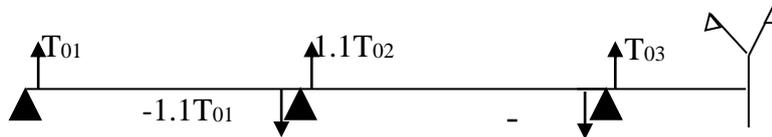
Dans le cas où l'appui de rive est solidaire d'un poteau ou d'une poutre ; il convient de disposer sur cet appui des aciers supérieurs pour équilibrer un moment au moins égale à : $M_a = -0.15M_0$

- Les efforts tranchants :

• cas d'une poutre à deux travées :



• cas d'une poutre à plusieurs travées :



a-Evaluation des charges :(charge sollicitée sur les poutrelles)

1- plancher terrasse : c'est le cas le plus défavorable vis-à-vis la charge et on prend le type de poutrelle à 07 travées

1.1- Type 1 poutrelle à 07 travées

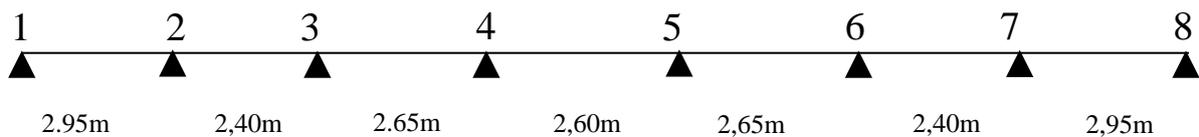


Figure V.14 : schémas du type 1 poutrelle à 07 travées

Charge permanente : $G = 6.41 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{1 + 6.41} = \mathbf{0.135}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) = (1 + 0.3 \times 0.135) = \mathbf{1.041}$$

$$(1 + 0.3 \alpha) / 2 = (1 + 0.3 \times 0.135) / 2 = \mathbf{0.520}$$

$$(1.2 + 0.3 \alpha) / 2 = (1.2 + 0.3 \times 0.135) / 2 = \mathbf{0.620}$$

Calcul à l'état limite ultime :**Combinaison de charge :** (Le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$Q_u = [1.35G + 1.5Q] \times 0.65$$

$$Q_u = 1.35 (6.41) + 1.5 (1) \times 0.65 = \mathbf{6.60 \text{ KN/ml.}}$$

Les moments isostatiques :

$$\bullet M_{0(1-2)} = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{6.60 \times (2.95)^2}{8} = \mathbf{7.18 \text{ KN.m}}$$

Les moments sur appuis :

$$M_{a1} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.18 = \mathbf{1.08 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.18 = \mathbf{3.59 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.4 M_{0(1-2)} = 0.4 \times 7.18 = \mathbf{2.87 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.5 M_{0(1-2)} = 0.5 \times 7.18 = \mathbf{3.59 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a8} = 0.15 M_{0(1-2)} = 0.15 \times 7.18 = \mathbf{1.08 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :**Travée (1-2), (7-8) :** travée de rive

$$M_{t(1-2), (7-8)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.18) - (1.08 + 3.59)/2 = 5.20 \text{ KN.m} \\ (1.2 + 0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 4.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(1-2)} = M_{t(7-8)} = 5.20 \text{ KN.m}}$$

Travée (2-3), (6-7) : travée intermédiaire

$$M_{t(2-3), (6-7)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.18) - (3.59 + 2.87)/2 = 4.31 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(2-3)} = M_{t(6-7)} = 4.31 \text{ KN.m}}$$

Travée (3-4), (4-5), (5-6) : travée intermédiaire

$$M_{t(3-4), (4-5), (5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (7.18) - (2.87 + 2.87)/2 = 4.67 \text{ KN.m} \\ (1 + 0.3 \times 0.135) \times 7.18/2 = 3.740 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = M_{t(5-6)} = 4.67 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w (1-2) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.95 / 2 = \mathbf{9.74 \text{ KN}}$$

$$T_e (1-2) = 1.1 T_w (1-2) = 1.1 \times 9.74 = \mathbf{10.74 \text{ KN}}$$

$$T_w (2-3) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.40 / 2 = \mathbf{8.71 \text{ KN}}$$

$$T_e (2-3) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.40 / 2 = \mathbf{7.92 \text{ KN}}$$

$$T_w (3-4) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65 / 2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_e (3-4) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65 / 2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_w (4-5) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.60 / 2 = \mathbf{8.58 \text{ KN}}$$

$$T_e (4-5) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.60 / 2 = \mathbf{8.58 \text{ KN}}$$

$$T_w (5-6) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65 / 2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_e (5-6) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.65 / 2 = \mathbf{8.745 \text{ KN}}$$

$$T_w (6-7) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.40 / 2 = \mathbf{7.924 \text{ KN}}$$

$$T_e (6-7) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.40 / 2 = \mathbf{8.71 \text{ KN}}$$

$$T_w (7-8) = 1.1 q_u L/2 = 1.1 \times 6.60 \times 2.95 / 2 = \mathbf{10.71 \text{ KN}}$$

$$T_e (7-8) = q_u L/2 = 6.60 \times 2.95 / 2 = \mathbf{9.74 \text{ KN}}$$

Calcul à l'état limite de service :

Combinaison de charge : (le calcul fait pour une bande de 65 cm)

$$q_s = (G+Q) \times 0.65 \quad \Rightarrow \quad q_s = (6.41+1) \times 0.65 = \mathbf{4.817 \text{ KN/m}}$$

Moments isostatiques :

$$M_0 (1-2) = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{4.817 \times (2.95)^2}{8} = \mathbf{5.24 \text{ KN.m}}$$

• **Les moments sur appuis :**

$$M_{a1} = 0.15 M_0 (1-2) = 0.15 \times 5.24 = \mathbf{0.784 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a2} = 0.5 M_0 (1-2) = 0.5 \times 5.24 = \mathbf{2.62 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3} = 0.4 M_0 (1-2) = 0.4 \times 5.24 = \mathbf{2.096 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4} = 0.4 M_0 (1-2) = 0.4 \times 5.24 = \mathbf{2.096 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a5} = 0.4 M_0 (1-2) = 0.4 \times 5.24 = \mathbf{2.096 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a6} = 0.4 M_0 (1-2) = 0.4 \times 5.24 = \mathbf{2.0963 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a7} = 0.5 M_0 (1-2) = 0.5 \times 5.24 = \mathbf{2.62 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a8} = 0.15 M_0 (1-2) = 0.15 \times 5.24 = \mathbf{0.786 \text{ KN.m}}$$

• Les moments en travée :

Travée (1-2): travée de rive

$$M_{t(1-2), (7-8)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.24) - (0.784+2.62)/2 = 3.80 \text{ KN.m} \\ (1.2+0.3 \times 0.135) \times 5.24/2 = 3.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(1-2)} = M_{t(7-8)} = 3.80 \text{ KN.m}$$

Travée (2-3) (6-7): travée intermédiaire

$$M_{t(2-3), (6-7)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.24) - (2.62+2.096)/2 = 3.144 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 5.24/2 = 2.726 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(2-3)} = M_{t(6-7)} = 3.144 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4),(4-5), (5-6) : travée intermédiaire

$$M_{t(3-4), (4-5), (5-6)} : \max \begin{cases} 1.05 (5.24) - (2.096+2.096)/2 = 3.41 \text{ KN.m} \\ (1+0.3 \times 0.135) \times 5.24/2 = 2.716 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{t(3-4)} = M_{t(4-5)} = M_{t(5-6)} = 3.41 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

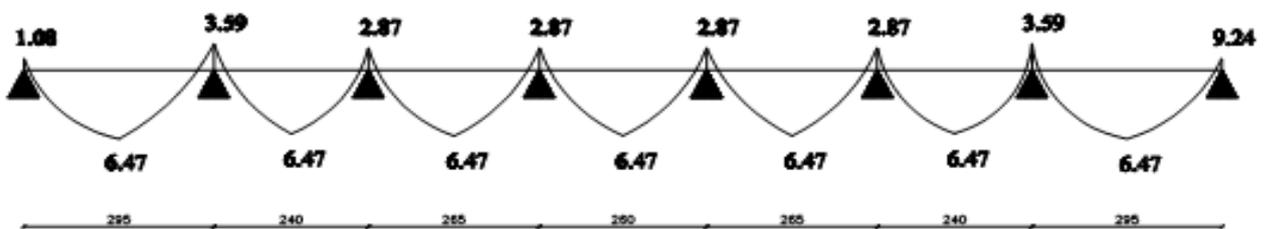


Figure V.15 : diagramme des moments à l'ELU

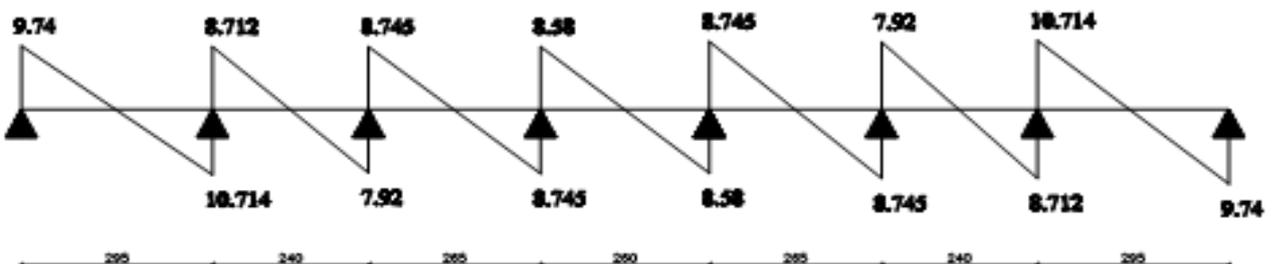


Figure V.16 : diagramme des efforts tranchants à l'ELU

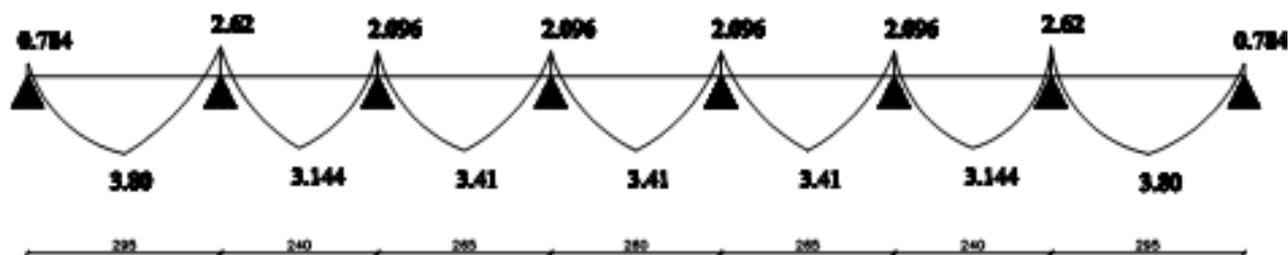


Figure V.17 : diagramme des moments à l'E.L.S

V.4.3 Détermination des armatures des poutrelles :

Les sollicitations maximales des poutrelles du plancher terrasse à l'ELU et l'ELS sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Evaluation des sollicitations du Poutrelle type 1 du plancher terrasse

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	T_U (KN)
Appuis	3.59	2.62	10.714
travées	5.20	3.80	

On a résumé le ferrailage des poutrelles avec l'utilisation de logiciel SOCOTEC dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Détermination des armatures des Poutrelles du plancher terrasse

Type de béton		BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)		BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)		BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)	
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$		2.16	Mpa	2.82	Mpa	3.66	Mpa
Efforts	ELU	As (cm ² /ml)		As (cm ² /ml)		As (cm ² /ml)	
		ELU		ELU		ELU	
M_{app} (KN,M)	3.59	0.58		0.58		0.58	
M_{tra} (KN,M)	5.20	0.84		0.84		0.83	
$A_{min \text{ appui}}=0.23.b.d.f_{t28}/f_e$		0.22		0.29		0.38	
$A_{min \text{ travée}}=0.23.b.d.f_{t28}/f_e$		1.41		1.90		2.46	

D'après le tableau V.7, on remarque que le ferrailage des poutrelles en appui et en travées avec l'utilisation des trois résistances de béton Correspondant au béton ordinaire, béton à base de la brique concassée et béton à base des granulats recyclés, est identique.

La section minimale exigée par la condition de non fragilité augmente avec l'augmentation de la résistance de béton.

Vérfications de l'influence de l'effort tranchant

D'après le BAEL91 (art A.5.1 ,211) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{10.714}{0.10 \times 0.18 \times 1000} = 0,56 \text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

Tableau V.8 : Détermination de la Contrainte limite de cisaillement en fonction du type de béton

Type de béton	BO (fc28=26MPa)	BBR (fc28=37MPa)	BGR (fc28=51MPa)
Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$ en MPa	Min(3.46 ; 5)=3.46	Min(4.93 ; 5)=4.93	Min (6.8 ; 5)=5

$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ (26,37 et 51) Condition vérifiée.

La Contrainte ultime de cisaillement sera limitée de 5 Mpa à partir d'une résistance de béton supérieur ou égale à 37.50 MPa, donc on peut bénéficier si on utilise un béton à base de brique concassé (réduit les sections) et on ne peut pas bénéficier si on utilise un béton à base des granulats recyclés.

V.5.Conclusion

- Il y'a une influence positive sur le ferrailage de l'acrotère, lorsqu'on utilisé des bétons différents comparant au béton ordinaire, malgré que la quantité d'acier à gagner est petite, puisque les sollicitations qu'il a soumis sont très faibles.
- Aucune influence enregistrée sur l'utilisation des différents types des bétons dans le ferrailage des poutrelles où sur leurs sections, puisque les sollicitations qu'ils ont soumises sont très faibles.
- Il n y'a pas d'influence positive sur le ferrailage de l'escalier, lorsqu'on utilisé des bétons différents au béton ordinaire puisque les sollicitations qu'il a soumis sont faibles et les fissures sont non préjudiciables.
- L'utilisation d'un béton qui présente une résistance élevée conduira à l'augmentation de la contrainte limite de compression du béton, ce qui nous permettra de réduire les paramètres de l'inertie de l'élément calculé,
- Dans le cas des fissurations préjudiciable il existe un effet positif sur le ferrailage du balcon avec l'utilisation d'un béton à base de brique recyclé ainsi que le béton à granulats recyclé.

Chapitre VI :
Effet de types des bétons vis-à-vis
le comportement dynamique

VI.1. Introduction :

Le calcul des structures à l'égard de leurs sécurités sismiques est une phase indispensable. Une analyse minutieuse du comportement dynamique de la structure par le biais d'un modèle analytique adéquat, nous permettra de définir avec une bonne exactitude ces caractéristiques dynamiques à savoir les fréquences propres, modes propres etc.....

Le séisme de part sa nature dévastatrice, reste un phénomène que la science d'aujourd'hui n'arrive pas à prévenir eu égard à d'autres phénomènes tels que les ouragans, les typhons, les ras de marée etc.....C'est pour cela que l'étude au séisme pour les structures implantés en zones sismiques est nécessaire pour prévenir la structure des endommagements qui peuvent être causés par ce dernier, et surtout éviter des pertes en vies humaines. Le calcul d'une structure vis-à-vis du séisme a pour objet d'évaluer les charges engendrées dans le système structural.

Dans ce chapitre, on s'intéressera entre autre, à la vérification du confort des usagers définissent par le Règlement Parasismique Algérien par une vérification des déplacements inter étages et plus la vérification de l'effort tranchant à la base.

VI.2. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir. Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

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

VI.2.1. La méthode statique équivalente : [47] (page 25)

- 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

VI.2.2. La méthode modale spectrale : [47] (page 33)

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

Dans notre projet, on a choisi une étude dynamique de la structure.

- 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 à 90%.

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad [47] \text{ (page 35)}$$

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

VI.2.3. Analyse spectrale : [47] (page 26)

Utilisation des spectres de réponse :

En Algérie le spectre de réponse est défini par le règlement parasismique Algérien RPA99 ; la fonction du spectre de réponse est donnée par le système d'équation suivant :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur

$$g = 9,81$$

A : coefficient d'accélération de zone

Pour notre cas :

- L'ouvrage est du « 2 » (bâtiment à usage d'habitation).

- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Tissemsilt (zone IIa).

Donc : $A=0,15$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

$\xi=7\%$. (Portique en béton armée et de remplissage dense)

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

$R=5$ (Mixte portique /voiles avec interaction).

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

$T_1=0,15$ s et $T_2=0,5$ s (site meuble $S=3$)

Q : Facteur de qualité ($Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$).

1. Conditions minimales sur les files de contreventement \Rightarrow observée $P_q=0$
2. Redondance en plan \Rightarrow observée $P_q=0$
3. Régularité en plan \Rightarrow observée $P_{q2}=0$
4. Régularité en élévation \Rightarrow non observée $P_q=0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux \Rightarrow non observée $P_q=0,05$
6. Contrôle de la qualité de l'exécution \Rightarrow non observée $P_q=0,1$

$$Q = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0,05 + 0,1 = 1,15$$

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges (G, Q et E).

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des N premier modes.

- Résultante des forces sismiques de calcul :

Parmi l'une des 1^{ère} vérifications préconisées par le RPA99 [47] celle relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$$r = \frac{0.80 V}{V_t}$$

- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

Soit $V = \frac{ADQ}{R} W$

Le RPA99 ver.03 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{étage}^i \quad \text{tel que :} \quad W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{étage}^i$: représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

W_{Qi} : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0,2$ pour les étages à usage habitation (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation)

$W = 14142.92 \text{ kN}$ (tirer du fichier résultat du Etabs)

$A = 0,15$ (groupe 2 zone IIa) $Q = 1,15$ $R = 5$

$D = ?$

C'est le facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure T .

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le RPA99 [47], nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 17,50 \text{ m}$

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

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 20.70m \\ D_y = 10.40m \end{cases}$$

AN :

$$- T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,050 (17.50)^{3/4} = 0,428s. \text{ Dans les deux directions}$$

$$- \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \frac{17.50}{\sqrt{20.70}} = 0,346 s \\ T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \frac{17.50}{\sqrt{10,40}} = 0,488 s \end{cases}$$

- **Condition sur la période fondamentale :** [47]

«retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par(4,6)-(4,7) »

$$\text{Donc : } T \text{ empirique} = \begin{cases} T_x = 0,346 s \\ T_y = 0,428 s \end{cases}$$

$$\Rightarrow 0 \leq (T_x \text{ et } T_y) \leq T_2 \Rightarrow D = 2,5\eta$$

$$\begin{aligned} D_x = 2,5(0,88) = 2,20 & \quad V^x = \frac{0,15(2,20)(1,15)}{5} \cdot W \Rightarrow V^x = 0.0759 W \\ D_y = 2,5(0,88) = 2,20 & \quad \rightarrow V^y = \frac{0,15(2,20)(1,15)}{5} \cdot W \Rightarrow V^y = 0.0759 W \end{aligned}$$

VI.3. Caractéristiques dynamiques de la structure

Pour vérifier l'influence de la qualité de béton sur le comportement des structures en Béton armé (Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.), on va étudier et analyser notre structure à l'aide du logiciel **Etabs**, qui est un logiciel de calcul des structures.

1. Module de déformation longitudinale du béton :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

Tableau VI.1 : valeur du Module de déformation longitudinale du béton en fonction de la résistance du béton

Type de béton	FC28 en MPa	Eij en MPa
BO	26	3258746
BBR	37	3665444
BGR	51	4079273

2. Les caractéristiques géométriques de notre structure :

- Poteaux de section 35x35 cm².
- Poutres principales 30x35 cm².
- Poutres secondaires 30x30 cm².
- Longrines sens principales 30x35 cm².
- Longrines sens secondaires 30x30 cm².
- Voiles de contreventement épaisseur 18 cm.
- Dalles pleines pour balcons épaisseur 15 cm.

VI.4. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

On prend en considération lors de la disposition des voiles dans la structure et leurs dimensions, les conditions suivantes :

- ✓ Respect de l'aspect architectural.
- ✓ Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%
- ✓ Le premier et le deuxième mode sont des modes de translation.
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation.
- ✓ Le facteur de participation massique modale atteint les 90%.

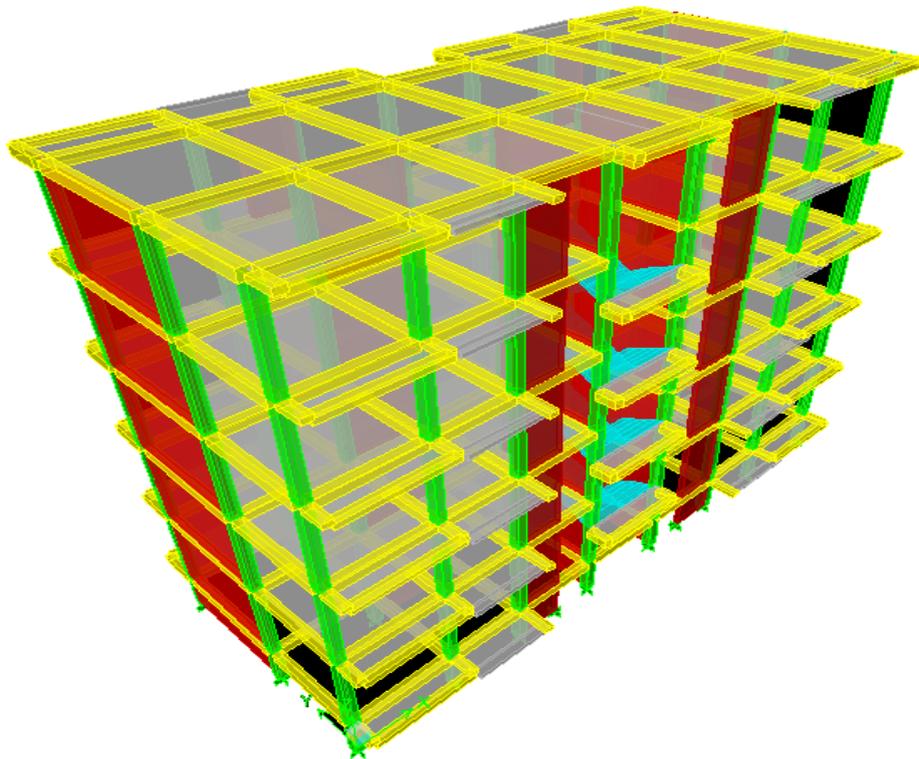


Figure VI.1. Vue en 3D de la structure sur « l'Etabs »

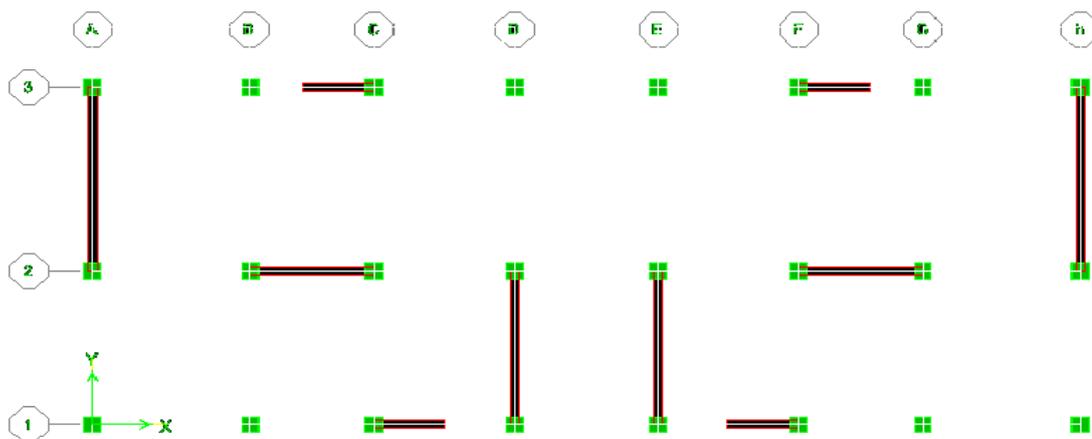


Figure VI.2. Disposition des Voiles de la structure sur « l'Etabs »

Donc, on lance l'analyse de notre structure avec les caractéristiques géométriques précédentes et avec la variation de la valeur de la résistance du béton et le module de déformation longitudinale du béton E_{ij} correspondant.

- la Valeur du module de déformation longitudinale du béton E_{ij} correspondant au $f_{c28} = 26$ Mpa, $E_{ij} = 3258746$ Mpa.
- la Valeur du module de déformation longitudinale du béton E_{ij} correspondant au $f_{c28} = 37$ Mpa, $E_{ij} = 3665444$ Mpa.
- la Valeur du module de déformation longitudinale du béton E_{ij} correspondant au $f_{c28} = 51$ Mpa, $E_{ij} = 4079273$ Mpa.

Chaque Fois on tire les caractéristiques dynamiques de la structure.

VI.4.1. Mode de vibration et taux de participation des masses

Tableau. VI.2 : Période et facteurs de participation massique pour BO ($F_{c28} = 26$ Mpa)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.439	69.7632	0.0002	0	69.7632	0.0002	0
2	0.330	0.0006	67.9325	0	69.7639	67.9327	0
3	0.292	0.5347	0.0178	0	70.2986	67.9505	0
4	0.108	16.5821	0	0	86.8807	67.9505	0
5	0.069	0	20.0921	0	86.8808	88.0426	0
6	0.062	0.0114	0.0067	0	86.8921	88.0493	0
7	0.046	5.5776	0	0	92.4698	88.0493	0
8	0.030	0.0001	5.4972	0	92.4699	93.5465	0
9	0.028	0.0003	0.0014	0	92.4702	93.5479	0
10	0.027	2.2887	0	0	94.7588	93.548	0
11	0.019	0.0028	1.7908	0	94.7616	95.3388	0
12	0.019	0.9246	0.0048	0	95.6862	95.3436	0

Tableau. VI.3 : Période et facteurs de participation massique pour BBR ($F_{c28} = 37$ Mpa)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.414	69.7632	0.0002	0	69.7632	0.0002	0
2	0.312	0.0006	67.9325	0	69.7639	67.9327	0
3	0.275	0.5347	0.0178	0	70.2986	67.9505	0
4	0.102	16.5821	0	0	86.8807	67.9505	0
5	0.065	0	20.0921	0	86.8808	88.0426	0
6	0.059	0.0114	0.0067	0	86.8921	88.0493	0
7	0.044	5.5776	0	0	92.4698	88.0493	0
8	0.029	0.0001	5.4972	0	92.4699	93.5465	0
9	0.026	0.0003	0.0014	0	92.4702	93.5479	0
10	0.025	2.2887	0	0	94.7588	93.548	0
11	0.018	0.0028	1.7908	0	94.7616	95.3388	0
12	0.018	0.9246	0.0048	0	95.6862	95.3436	0

Tableau. VI.4 : Période et facteurs de participation massique pour BGR ($F_{c28} = 51 \text{ MPa}$)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.392	69.7632	0.0002	0	69.7632	0.0002	0
2	0.295	0.0006	67.9325	0	69.7639	67.9327	0
3	0.261	0.5347	0.0178	0	70.2986	67.9505	0
4	0.097	16.5821	0	0	86.8807	67.9505	0
5	0.062	0	20.0921	0	86.8808	88.0426	0
6	0.056	0.0114	0.0067	0	86.8921	88.0493	0
7	0.042	5.5776	0	0	92.4698	88.0493	0
8	0.027	0.0001	5.4972	0	92.4699	93.5465	0
9	0.025	0.0003	0.0014	0	92.4702	93.5479	0
10	0.024	2.2887	0	0	94.7588	93.548	0
11	0.017	0.0028	1.7908	0	94.7616	95.3388	0
12	0.017	0.9246	0.0048	0	95.6862	95.3436	0

D'après les résultats obtenus dans les tableaux VI.2, VI.3 et VI.4, on remarque que les trois modes présentent des mêmes caractéristiques en déplacement et en rotation pour les différents types de bétons tels que le béton ordinaire, béton à base de la brique concassé et le béton à base des granulats recyclés. Ainsi le facteur de participation massique modale qui atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode il est identique pour les trois types de bétons étudiés.

Concernant les périodes des modes de la structure on constat d'après les trois tableaux qu'ils diminuent en fonction de l'augmentation de la résistance du béton à 28 jours. C.-à-d., on peut réduire les périodes de la structure jusqu'à 5.70 %, si on utilise un béton à base de la brique concassée au lieu d'un béton ordinaire et 10.6 % pour le remplacement par un béton à base des granulats recyclés.

VI.4.2. Vérification de la période

Le RPA [47] (art 4.2.4) recommande que la période dynamique soit inférieure à celle calculé par la formule empirique majoré de 30% ;

$$T_{\text{dyn}} = 0.439\text{s} < \begin{cases} T_{\text{SX}} = 1.30X.0.346 = 0.45\text{s} \\ T_{\text{SY}} = 1.30X.0.428 = 0.556\text{s} \end{cases}$$

VI.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

$$W = 14142.92 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} V^x = 1073.45\text{kN} \\ V^y = 1073.45\text{kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 858.76 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 858.76\text{kN} \end{cases}$$

Tableau VI.5 : Valeur de l'effort tranchant pour chaque type de béton étudié.

Type de béton	F _{C28} en MPa	Effort tranchant	
		V _x (dyn)	V _y (dyn)
BO	26	882.00	909.07
BBR	37	885.29	912.59
BGR	51	888.21	915.56

D'après le fichier des résultats d'Etabs on a :

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_{dyn}^x = 882KN \succ 0,8V^x = 858.76KN \dots\dots\dots C.V \\ V_{dyn}^y = 909.07 \succ 0,8V^y = 858.76KN \dots\dots\dots C.V \end{cases}$$

On constat d'après le tableau IVI.4 que les valeurs des résultantes des forces sismiques à la base V_t obtenues par combinaison des valeurs modales pour les trois types de bétons étudiés sont très proches et presque identique, d'où on peut remarquer que la résistance du béton n'influe pas sur la résultante des forces sismiques à la base de la structure.

VI.5. 3.Vérification des déplacements inter étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad [47] \text{ (4.-19)}$$

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

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Il faut que : $\delta_k \leq \delta_{adm}$

δ_{adm} : Le déplacement inter étage admissible.

$\delta_{adm} = 1\% h_e$ avec h_e : La hauteur de l'étage considéré.

Tableau VI.6 : Calcul des déplacements inters-étages pour BO

Niv	X	Y	H Etage	R	delta X	delta Y	1% Etage	Obser
17.5	0.000431	0.000304	3.2	5	0.006896	0.004864	0.032	OK
14.3	0.000451	0.000303	3.2	5	0.007216	0.004848	0.032	OK
11.1	0.000445	0.000282	3.2	5	0.00712	0.004512	0.032	OK
7.9	0.000391	0.000231	3.2	5	0.006256	0.003696	0.032	OK
4.7	0.000259	0.000146	3.2	5	0.004144	0.002336	0.032	OK
1.5	0.000094	0.000059	3.2	5	0.001504	0.000944	0.015	OK

Tableau VI.7 : Calcul des déplacements inters-étages pour BBR

Niv	X	Y	H Etage	R	delta X	delta Y	1% Etage	Obser
17.5	0.000384	0.000271	3.2	5	0.006144	0.004336	0.032	OK
14.3	0.000402	0.00027	3.2	5	0.006432	0.00432	0.032	OK
11.1	0.000396	0.000251	3.2	5	0.006336	0.004016	0.032	OK
7.9	0.000348	0.000206	3.2	5	0.005568	0.003296	0.032	OK
4.7	0.00023	0.00013	3.2	5	0.00368	0.00208	0.032	OK
1.5	0.000084	0.000052	3.2	5	0.001344	0.000832	0.015	OK

Tableau VI.8 : Calcul des déplacements inters-étages pour BGR

Niv	X	Y	H Etage	R	delta X	delta Y	1% Etage	Obser
17.5	0.000345	0.000244	3.2	5	0.00552	0.003904	0.032	OK
14.3	0.000361	0.000243	3.2	5	0.005776	0.003888	0.032	OK
11.1	0.000356	0.000225	3.2	5	0.005696	0.0036	0.032	OK
7.9	0.000313	0.000185	3.2	5	0.005008	0.00296	0.032	OK
4.7	0.000207	0.000117	3.2	5	0.003312	0.001872	0.032	OK
1.5	0.000075	0.000047	3.2	5	0.0012	0.000752	0.015	OK

D'après le tableau VI.6, VI.7 et VI.8, on remarque que les déplacements inters-étages dans les deux directions diminuent avec l'augmentation de la résistance de béton, Le remplacement d'un béton ordinaire par un béton à base de granulats recyclés ou par un béton à base de la brique concassée réduira les déplacements inters-étages d'un moyen de 20% et 11 % respectivement par rapport au béton ordinaire.

Pour but de mieux analysé et comparer l'influence de la qualité de béton, on relancera l'analyse de notre structure à partir d'un changement de la section géométrique des poteaux (Poteaux de Section (30x30) cm² au lieu de Poteaux de Section (35x35) cm² et la section des voiles.

Tableau VI.9 : Valeurs des Périodes correspondant aux Poteaux de Section 35x35cm²

Type de béton	BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
Modes	Période	Période	Période
01	0.439	0.414	0.392
02	0.330	0.311	0.295
03	0.292	0.275	0.261

Tableau VI.10 : Valeurs des Périodes correspondant aux Poteaux de Section 30x30cm²

Type de béton	BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
Modes	Période	Période	Période
01	0.462	0.436	0.413
02	0.349	0.329	0.312
03	0.388	0.290	0.275

Tableau VI.11 : Valeurs des Périodes correspondant au Longueur de $V_{X1} = 1.50\text{ m}$

Type de béton	BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
E_{ij} (Mpa)	3258746	3665444	4079273
Modes	Période	Période	Période
01	0.439	0.414	0.392
02	0.330	0.312	0.295
03	0.292	0.275	0.261

Tableau VI.12 : Valeurs des Périodes correspondant au Longueur de $V_{X1} = 1.20\text{ m}$

Type de béton	BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
E_{ij} (Mpa)	3258746	3665444	4079273
Modes	Période	Période	Période
01	0.463	0.437	0.414
02	0.332	0.313	0.297
03	0.294	0.277	0.262

D'après les tableaux VI.9 et VI.10, on remarque que les périodes de la structure réaliser en béton (BBR) d'une section des Poteaux de $30 \times 30 \text{cm}^2$ est similaire à celles des périodes de la structure réaliser en béton (BO) d'une section des poteaux de $35 \times 35 \text{cm}^2$

On constate d'après les tableaux VI.10 et VI.11, que les périodes de la structure réaliser en béton (BBR) avec une longueur de voile égale à 1.20 m est similaires à celles des Périodes de la structure réaliser en béton (BO) avec une longueur de voile égale à 1.50 m.

VI.6. Conclusion :

L'analyse de résultats de ce chapitre nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- La période de la structure diminue d'une façon remarquable lorsqu'on remplace le béton ordinaire par un béton des granulats recyclés ou par un béton à base de brique concassé.
- La force sismique reste toujours constante malgré le changement du type de béton.
- On peut diminuer les périodes des structures en béton armé avec l'utilisation des bétons de bonne qualité, ce qui conduit à l'optimisation de la rigidité d'une structure avec des sections réduites (dimension des voiles et poteaux).

Chapitre VII :
Effet du type de béton sur les
éléments structuraux

VII.1. Introduction :

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **Etabs**.

Une section d'un élément peut avoir quatre types de sollicitations possibles :

1. Compression simple.
 2. Traction simple.
 3. Flexion simple.
 4. Flexion composée.
- les poutres sont soumises au moment fléchissant et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
 - Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant, ils seront donc calculés en flexion composée.

VII.2. sollicitations obtenues :

Après, l'analyse de notre structure avec la variation de la valeur de la résistance du béton et le module de déformation longitudinale du béton E_{ij} correspondant, représenté dans l'annexe.

et après faire une comparaison des ces résultats obtenus :

- On constate que les différentes sollicitations obtenues pour les trois types de béton sont identique, donc on a conclu que le type de béton n'a aucune influence sur les sollicitations obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de notre structure étudiée.

VII.3.Ferraillage des portiques :

VII.2.1- Ferraillage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont des éléments non exposée aux intempéries et solliciter par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Le ferraillage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99 [47], et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

- **Les combinaisons de calcul :**

- 1- $1.35 G + 1.5 Q$ selon [46]
- 2- $G + Q \pm E$ selon [47]
- 3- $0.8 G \pm E$ selon [47]

- Ferrailage par BAEL91 [46]:

Les règles du BAEL[46] ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.(les efforts normaux sont négligeable).

Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

$$\bar{\tau} = \min (0.13f_{c28}, 4\text{MPa}) \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.1f_{c28}, 3\text{MPa}) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23.b_o.d.f_{t28}}{f_e}$$

- Recommandation du RPA99 [47]:

Les règles R.P.A [47] ont pour but de fixer normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Armatures longitudinales :

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% [Amin = 0.5% (b x h)].

- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimal de recouvrement et de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres /nœuds.
- La longueur minimal de recouvrement est de 40ϕ (zone II)
- Les cadres du nœud sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s’y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

Le Ferrailage :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ETABS, fait par un calcul automatique à l'aide d'un logiciel « Socotec ».

Ferrailages des poutres principales (30X35) cm² :

1- Ferrailage sur appui et en travée : selon la combinaison 1,35G + 1,5Q.

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale la plus sollicitée, donc on a résumé le ferrailage dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Ferrailage des poutres principales selon la combinaison 1,35G + 1,5Q pour chaque type de béton étudié

Type de béton		BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$		2.16 Mpa	2.82 Mpa	3.66 Mpa
Moments	ELU	As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)
		ELU	ELU	ELU
M _{.app} (KN,M)	61.10	5.83	5.69	5.60
M _{tra} (KN,M)	34.48	3.21	3.17	3.14
$A_{\min}=0.5\% .b.h$ en cm ²		5.25		

2- Ferrailage sur appui et en travée : selon la combinaison du 2^{ème} Genre

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale la plus sollicitée, donc on a résumé le ferrailage dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Ferrailage des poutres principales selon la combinaison G + Q ± E pour chaque type de béton étudié.

Type de béton		BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$		2.16 Mpa	2.82 Mpa	3.66 Mpa
Moments	ELU	As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)
$M_{\text{app}}(\text{KN},\text{M})$	57.26	4.64	4.57	4.52
$M_{\text{tra}}(\text{KN},\text{M})$	26.58	2.09	2.08	2.07
$A_{\text{min}}=0.23.b.d.f_{t28}/f_e$		1.21	1.58	2.05
$A_{\text{min}}=0.5\% .b.h$		5.25		

D’après le tableau VII.1 et le tableau VII.3, on adopte le ferrailage des poutres principales en travée et en appui suivant la combinaison 1,35G + 1,5Q.

Le ferrailage en appui est diminué lorsqu'on augmente la résistance de béton, cette diminution atteint 4% si on utilise un béton à base des granulats recyclés au lieu d’un béton ordinaire et 2.4% si on utilise un béton à base de la brique concassée au lieu d’un béton ordinaire.

la diminution pour le ferrailage en travée atteint 2.2% si on utilise un béton à base des granulats recyclés au lieu d’un béton ordinaire et 1.2% si on utilise un béton à base de la brique concassée au lieu d’un béton ordinaire.

- La vérification à l’état limite ultime (E.L.U) :

- La vérification de la contrainte de cisaillement :

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b , 5 \text{ MPa})$

Tableau VII.3 : la contrainte de cisaillement pour chaque type de béton étudié.

Type de béton	BO	BBR	BGR
F_{c28} en Mpa	26	37	51
$0,2f_{c28}/\gamma_b$	3.47	4.93	6.80
$\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b , 5 \text{ MPa})$	3.47	4.93	5

Soit la poutre la plus sollicité ; $T_{\text{max}} = 90.69 \text{ KN}$

Avec : $b = 30\text{cm}$; $d = 32.5\text{cm}$

$$\tau_u = T_{\max} / b.d = 0,93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{ CV}$$

On constate d’après le tableau VII.3, que $\tau_u < \bar{\tau}_u$ donc la condition est largement vérifiée. La contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u$ variée en croissance avec l’utilisation des bétons de bonnes résistances telles que le béton à base de brique concassé et le béton à base des granulats recyclés.

- **La vérification à l’état limite de service (E.L.S) :**

- **La contrainte de compression du béton :**

On a calculé pour chaque type de béton étudié, la contrainte de compression du béton et la contrainte limite de compression du béton, afin de procéder à la comparaison de ces valeurs.

Tableau VII.4 : la contrainte de compression pour chaque type de béton étudié.

		$\sigma = \frac{M_{ser}}{I} . Y$ (Mpa)			$\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}$ (Mpa)		
F _{c28} en MPa		26	37	51	26	37	51
M.tr _{ser}	44.92	9.30	9.40	9.50	15.60	22.20	30.60
M.ap _{ser}	25.28	6.50	6.60	6.60	15.60	22.20	30.60

On constate d’après le tableau que $\sigma < \bar{\sigma}$ donc la condition est largement vérifiée.

L’utilisation d’un béton qui présente une résistance élevée tels que le BGR conduira à l’augmentation de la contrainte limite de compression du béton, ce qui nous permettra de réduire les paramètres de l’inertie de l’élément calculé, d’où la vérification à l’état limite d’ouverture des fissures est inutile.

VII.2.2.Ferraillage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

- **Recommandation du RPA 99 [47]:**

- **Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimum est de 0.8%(zone II).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Φ (zone II)
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm

(zone II).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- $h' = \text{Max} (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$

- Les combinaisons de calcul :

- 1- $1.35 G + 1.5 Q$ selon [47]
- 2- $G + Q \pm E$ selon [47]
- 3- $0.8 G \pm E$ selon [47]

- Effort Normal.
- Effort Tranchant.
- Moment Fléchissant.

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à 1^e E.L.U.

- Sollicitations à considérer :

- N_{max} —————> M correspondant.
- N_{min} —————> M correspondant.
- $M_{2\text{max}}$ —————> N correspondant.
- $M_{3\text{max}}$ —————> N correspondant.

Chacune des quatre combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie correspondra au max des ces valeurs (cas plus défavorable).

- Le ferrillage :

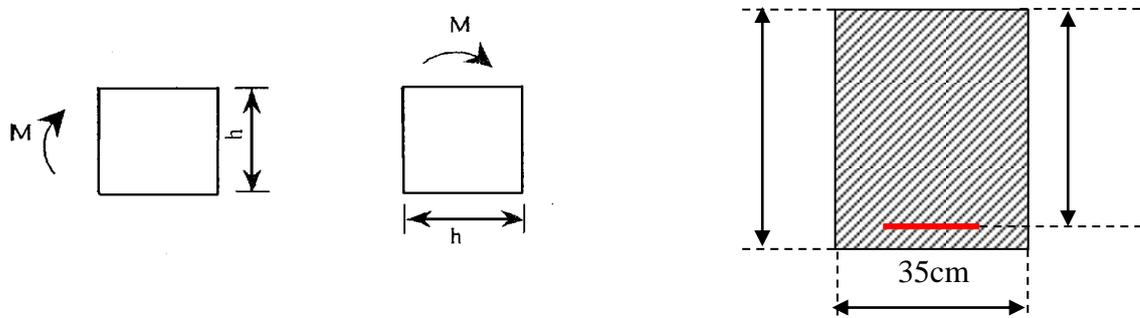


Figure VII.1 coupe d'un poteau et les sollicitations exercées

Tableau VII.5 : Ferrailage des poteaux selon la combinaison 1,35G + 1,5Q
pour chaque type de béton étudié

Fc28			26 Mpa	37 Mpa	51 Mpa
Sens	Sollicitations		As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)
x-x	M(KN,M)	20.24	0.34	0.31	0.28
	N(KN)	100.93			
y-y	M(KN,M)	16.61	0.09	0.06	0.05
	N(KN)	94.59			
Amin=0.8% .b.h			9.80		

Tableau VII.6 : Ferrailage des poteaux selon la combinaison 2^{eme} Genre pour
chaque type de béton étudié

Fc28			26 Mpa	37 Mpa	51 Mpa
Sens	Sollicitations		As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)	As(cm ² /ml)
x-x	M(KN,M)	26.45	0.20	0.15	0.12
	N(KN)	147.09			
y-y	M(KN,M)	26.41	0.93	0.90	0.88
	N(KN)	89.03			
Amin=0.8% .b.h			9.80		

On constate d'après le tableau VII.6, que le ferrailage des poteaux selon les combinaisons normale et accidentelle est très faible et presque identique pour les trois types de bétons.

Le ferrailage adopté c'est le ferrailage suivant la condition de la section minimale exigée par le R.P.A 2003, Donc y'a pas d'effet de l'augmentation de la résistance de béton sur le ferrailage des poteaux ce qui nous permettra de conclure que le type de béton n'a aucune influence sur le pourcentage de ferrailage des poteaux. Dans le cas d'une fissuration non préjudiciable, la vérification à l'état limite d'ouverture des fissures est inutile.

VII.4. Conclusion

- on a conclu que le type de béton n'a aucune influence sur les sollicitations obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de notre structure étudiée.
- L'effet de l'utilisation des résistances élevées (37 MPa et 51MPa) sur le ferrailage des poutres n'est pas remarquable, puisque on a des sollicitations peu importantes.

- Le pourcentage de ferrailage des poteaux est presque identique quelque soit le type de béton utilisé..
- L'utilisation d'un béton qui présente une résistance élevée tels que le BGR conduira à l'augmentation de la contrainte limite de compression du béton, ce qui nous permettra de réduire les paramètres de l'inertie de l'élément calculé.

Chapitre VIII :
Etude des fondations selon le type
de béton utilisé

VIII.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la super structure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Elles sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques, soit directement « cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers » ; soit par l'intermédiaire d'autre organes « cas des semelles sur pieux par exemple ».

Avant de choisir le type de fondations qui convient mieux à supporter l'ouvrage ; il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire, afin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure.

Ce choix est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques du sol support.
- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.
- La facilité de réalisation.

VIII.2. Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1,2 bar, il y a de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Dans notre cas, le choix est limité entre semelle filante et radier général, donc on doit choisir ce dernier pour mieux étudier l'influence de la qualité de béton sur les fondations.

VIII.3. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

VIII.3.1. Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier, il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 2147,71kN \\ \sigma_{sol} = 1,20bars \end{cases}$$

On trouve : $S \geq 179,00 m^2$

La surface du bâtiment $S_b = 220,8m^2$

Donc la surface totale du radier est de $220,08 m^2$

VIII.3.2. Prédimensionnement de Radier

- Nervures

1. Condition de coffrage

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

$$h_N \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs ; $L_{\max} = 4,25m$

$$\Rightarrow h_N \geq 42,5 cm$$

2. Condition de la raideur (rigidité)

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

E : Module de Young (varie suivant le cas),

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/m^3 \leq K \leq 12kg/m^3$),

Pour notre cas $K=4kg/m^3$ (sol de densité moyenne),

$b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

$$\text{On aura : } h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{\pi^4 \times E}}$$

Tableau. VIII.1 : la hauteur h_2 en fonction du module longitudinal des bétons étudiés

Type de béton	BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)	BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)	BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)
E_{ij} en MPa	3258746	3665444	4079273
h_2 en m	0.58	0.56	0.54

On constat que la hauteur h_2 diminue en fonction de l'augmentation de la résistance de béton, on peut réduire la hauteur de la nervure suivant la condition de la raideur (rigidité) du radier de la structure jusqu'à 3.84 %, si on utilise un béton à base de la brique concassée au lieu d'un béton ordinaire et 7.21 % pour le remplacement par un béton à base des granulats recyclés.

On prend : $h_N=60\text{cm}$

- Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} \Rightarrow h_r \geq 21.25\text{cm}$$

Avec L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux ; $L_{\max}=4,25\text{m}$

On prend : $h_r=35\text{cm}$

VIII.3.3. Caractéristiques géométriques du radier

Position du centre de gravité

$$x_G = 10,53\text{m}$$

$$y_G = 05,28\text{m}$$

Moments d'inertie

$$I_{xx}=2059.82\text{m}^4$$

$$I_{yy}=8200.26\text{m}^4$$

VIII.3.4. Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux (voir figure VIII.1).

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

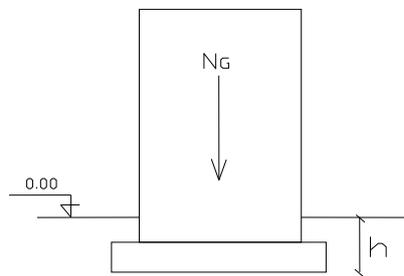


Figure VIII.1. Schéma statique du bâtiment

Sens x-x:

Donc : $M_R = 10928.84 \text{ kN.m}$

$M_S = P_T \cdot X_g$

Avec :

P_T : poids de la structure y compris le poids du radier.

$P_T = P_S + P_R + P_N$

$P_R = S_R \times h \times 25 = (220.08) \times 0.35 \times 25 = 1925.7 \text{ kN}$

$P_N = 147.4 \times 0.45 \times 0.6 \times 25 = 994.95 \text{ kN}$

$P_T = 1442.16 + 1925.7 + 994.95 = 4362.81 \text{ kN}$

X_g : la position du centre de gravité.

Donc: $N = 4362.81 \text{ kN}$

$M_s = N \times X_g = 45940.39 \text{ kN.m}$

$\frac{M_s}{M_R} = 4,20 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Sens y-y:

donc $M_R=11032.02 \text{ kN.m}$

$M_s=N \times Y_G=23035.64 \text{ kN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 2.08 > 1,5 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5. Notre structure est stable dans les deux sens.

VIII.3.5. Calcul des contraintes

$$\sigma_{sol} = 1.20 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

À l'ELS : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{15700.12}{222.08} = 70.70 \text{ kN/m}^2$

$$\sigma_{ser} = 70,70 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 120 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \dots$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

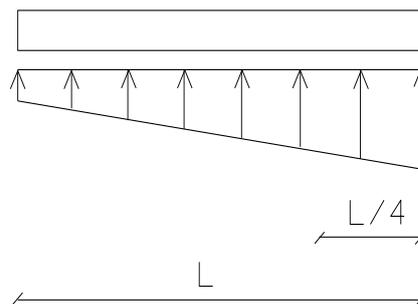


Figure VIII.2 : Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour évite des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol} \text{ (1)}$$

ELU

$$N_{elu} = 21479.71 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement

$$\sigma_{sol} = 120 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VIII.2. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
<i>Sens x-x</i>	136.08	30.33	110.00
<i>Sens y-y</i>	108.02	23.11	87.45
Vérification	$\Sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

ELS

$$N_{ser} = 15700.12 \text{ KN.}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 120 \text{ kN/m}^2$$

Tableau VIII.3. Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{kN/m}^2)$
<i>Sens x-x</i>	104.12	21.06	83.12
<i>Sens y-y</i>	8.61	18.43	6.92
Vérification	$\Sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) < 1,33 \sigma_{sol}$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU

$$\sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 110 \text{ kN/m}^2$$

ELS

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 80.53 \text{ kN/m}^2$$

VIII.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé. Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a. Ferrailage de la dalle du radier**a.1. Détermination des efforts**

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la

dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Panneau de rive

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui)

Panneau intermédiaire

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

a.2. Valeur de la pression sous radier

$$\underline{\text{ELU}} \quad q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 110 \text{ kN/m}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 80.53 \text{ kN/m}$$

a.3. Moment en travée et sur appuis

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4. Les moments sur appui et en travée du radier à l'ELU et l'ELS

Panneaux	L_x	L_y	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
	(m)	(m)				(kN/m)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)
ELU($v=0$)	3.3	4.25	0.78	0.058	0.561	110	69.95	59.46	39.23	33.34	34.98	19.61
ELS($v=0,2$)	3.3	4.25	0.78	0.065	0.684	80.53	57.00	48.45	39.00	33.15	28.50	19.50

Tableau VIII.5 les armatures longitudinales du radier en fonction de la résistance du béton.

Type de béton				BO ($f_{c28}=26\text{MPa}$)		BBR ($f_{c28}=37\text{MPa}$)		BGR ($f_{c28}=51\text{MPa}$)		
$F_{t28}=0.6 + 0.06 f_{c28}$				2.16 MPa		2.82 MPa		3.66 MPa		
sollicitations			ELU	ELS	As(cm^2/ml)		As(cm^2/ml)		As(cm^2/ml)	
					ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens x-x	$M_{tr}(\text{KN,M})$	59.46	48.25	6.52	9.64	6.46	8.39	6.43	7.32	
	$M_{app}(\text{KN,M})$	34.98	28.5	3.79	5.57	3.77	4.86	3.76	4.25	
Sens x-x	$M_{tr}(\text{KN,M})$	33.34	33.15	3.61	6.52	3.59	5.68	3.58	4.96	
	$M_{app}(\text{KN,M})$	19.61	19.5	2.11	3.77	2.10	3.29	2.10	2.87	
Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$				204,5 Mpa		233,7 Mpa		266,2 Mpa		
$A_{min}=0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}/f_e$ en cm^2				3.26		4.48		4.87		

D'après le tableau VIII.4, on remarque que le ferrailage du radier à l'E.L.U avec l'utilisation des trois résistances de béton correspondant au béton ordinaire, béton à base de la brique concassée et béton à base des granulats recyclés, est presque identique. Puisque la fissuration est considérée comme préjudiciable, on prend en considération le calcul de ferrailage du radier à l'E.L.S. d'après les résultats illustrés dans le tableau III.1 on constate que le ferrailage diminuera de 13% et 24% par rapport au béton ordinaire (témoin) pour le béton à base de brique recyclés et le béton à base de

granulats recyclé respectivement. Ces résultats montrent l'efficacité de l'utilisation de béton de bonne résistance comme le BBR et BGR dans la réalisation des fondations.

Cette diminution est due à la Contrainte limite de traction de l'acier qui a une valeur importante de 266 MPa pour le béton à base des granulats par rapport au béton ordinaire qui présente une résistance de 204 MPa.

Introduction générale

Introduction générale

Il est bien connue dans le domaine de génie civil que le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans les constructions. La rapidité de fabrication du béton, sa mise en place, son faible coût et ses performances mécaniques ainsi que sa durabilité ont contribué à accroître son utilisation dans les ouvrages en génie civil, travaux publics et hydraulique. Le béton recyclé est le matériau qui a connu une grande évolution à travers le monde. Les propriétés du béton recyclé ont déjà été étudiées par de nombreux laboratoires de recherche en matériaux de construction. De par leur composition, les granulats recyclés présentent des caractéristiques différentes des granulats naturels. En effet, les granulats recyclés sont plus poreux, ont un coefficient d'absorption d'eau plus important, contiennent des hydrates, et présentent des zones de transition inter faciale, connues pour être la zone de faiblesse mécanique du béton.

Les déchets qui autrefois ne provoquaient guère d'intérêt ni d'inquiétude, ont commencé à constituer un problème économique et écologique. Les quantités énormes des déchets qui sont générées sans cesse immobilisent de plus en plus de grandes surfaces pour le stockage et réduisent ainsi les disponibilités des terrains sans compter la pollution de l'environnement avec toutes ses conséquences. La protection de l'environnement est une préoccupation majeure qui se traduit, dans le domaine du génie civil, par la recherche de nouveaux procédés de construction ou de nouveaux produits à faibles impacts environnementaux. Si, par ailleurs, ces éco-produits amélioraient les propriétés d'usage des bétons actuels ou diminuaient la sinistralité, leur développement devrait requérir plus d'intérêt.

L'objectif de ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude de la performance de type et de la qualité dans la réalisation des constructions civiles en béton armé.

La première partie qui est destinée à la recherche bibliographique, se divise en deux chapitres qui suivent :

Le premier est consacré à une étude sur le béton, sa définition, ses différents types, ses constituants, sa composition et propriétés physico-mécanique du béton, ainsi que le comportement du béton, ses avantages et ses domaines d'application.

Le deuxième chapitre sur les déchets de construction tels que la brique et le béton démolie, leurs définitions, origines, différents types, classification ainsi que les propriétés des bétons à base de déchet de brique, leurs avantages et inconvénients, on s'est limité dans le cadre du présent travail sur la valorisation de déchets de brique pour la fabrication du béton.

La deuxième partie est dédiée à l'étude de l'influence des bétons à base des granulats recyclés et les bétons à base de la brique concassé sur les éléments structuraux et non structuraux des bâtiments. Elle est présentée par les deux chapitres qui suivent :

Une conclusion générale de ce travail en mettant l'accent sur les différents aspects de la problématique posée et en ouvrant des perspectives pour les prochains chercheurs sur le domaine de recherche investi.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] NF EN 197-1, Par t i e 1, Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants, février 2001.
- [2] NF EN 196-1, "Méthodes d'essais des ciments – partie 1 : Détermination de la résistance", 1996, 31 p.
- [3] NF EN 206-1, Béton, Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité, Avril 2004, 95p.
- [4] NF P 15-317, Liants hydrauliques, Ciments pour travaux à la mer, septembre 1995.
- [5] XP P 15-319, Liants hydrauliques, Ciments pour travaux en eaux à haute teneur en sulfates, septembre 1995.
- [6] NF P 15-314, Liants hydrauliques, Ciment prompt naturel, février 1993,8p
- [7] NF P 15-315, Liants hydrauliques, Ciment alumineux fondu, avril1991.
- [8]NF EN 196-3 Méthode d'essais des ciments-Partie3 : Détermination du temps de prise et de la stabilité. Décembre 1994
- [9] NF P 18-508 : " Addition pour béton hydraulique – Additions calcaires" : Spécifications et critères de conformité.
- [10] E. EL-Alfi, H. Danweesh and H. EL-Diamony, "Addition of limestone in the low heat Portland cement", *Ceramics- Silikaty*, vol. 44, n° 03, 2000, pp.109-113.
- [11] Manai K., Etude de l'effet d'ajouts chimiques et minéraux sur la maniabilité, la stabilité et les performances des bétons autonivelants, Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées, Sherbrooke, Canada, 1995.
- [12] François de Iarrard, Construire en béton : l'essentiel sur les matériaux, chapitre 4, le béton durcissant, presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 2002, p197, Paris.
- [13] ASTM C 618-94, " coal fly ash and raw or calcined natural pozzolan for use as a mineral admixture in Portland cement concrete", ASTM Standards, 3 p.
- [14] NA 442, (2000), Norme Algérienne, "Liants hydrauliques – Ciments courants : Composition, spécifications et critère de conformité". IANOR, Alger, 30p.
- [15] Tsivilis S, Chaniotakis E, Badogiannis E, Pahoulasa G, Ilias A , A study on the parameters affecting the properties of Portland limestone cements, *Cement and Concrete Composites*, vol 21,1999, p107–116.
- [16] Voglis N, Kakali G, Chaniotakis E, Tsivilis S, Portland-limestone cements their properties and hydration compared to those of other composite cements, *cement and concrete composites* ,vol 27,2005 ,191-196.
- [17] Heikel M, El-didamony H, Morsy M.S, limestone filled pozzolanic cement cement and concrete research, vol 30, 2000,p 1827-1834.
- [18] Venuat M., La pratique des ciments et des bétons, Edition du Moniteur, Paris, p. 75- 224, 1976.
- [19] S. Tsivilis, E. Chaniotakis, G. Kakali and G. Batis, "An analysis of the properties of Portland limestone cements and concrete", *Cement and Concrete Composites*, vol. 24, n° 3-4, 2002, pp.371-378.
- [20] M. Said Mansour, "Etude des Propriétés des Mortiers et Bétons à Base de Ciments Ternaires", thèse de Magister, Université de Blida, 2003, 125 p

Références bibliographiques

- [21] Hermann, K. Bulletin du ciment. Article. ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch <http://www.e-periodica.ch>
- [22] CHABI, M, LAMALI, B. Valorisation de la poudre de verre dans un béton ordinaire destiné Pour la précontrainte. UNIVERSITE DE M'HAMED BOUGARA –BOUMERDES. 2016/2017
- [23] BOUNEDJEMA .Y. Evaluation des modifications mécaniques Et rhéologiques apportées par le sable de concassage aux mortiers et bétons. Université de Chlef. Page 1-149
- [24] Chakradhara Rao, M., Bhattacharyya, S. K. et Barai, S. V. Influence of field recycled coarse aggregate on properties of concrete. *Materials and Structures* 2011; 44(1): 205-20.
- [25] B. Gonzalez-Fonteboa, F. Martinez-Abella, Concretes with aggregates from demolition waste and silica fume. *Materials and mechanical properties, Building Environment*, 2008 ; 43:429-437
- [26] M. Venuat "Bétonnage par temps chaud" in "La pratique des ciments : mortiers et bétons " Tome2. 1989
- [27] Chakradhara Rao, M., Bhattacharyya, S. K. et Barai, S. V. Influence of field recycled coarse aggregate on properties of concrete. *Materials and Structures* 2011; 44(1): 205-20.
- [28] L. Butler, J.S. West, S.L. Tighe, The effect of recycled concrete aggregate properties on the bond strength between RCA concrete and steel reinforcement, *Cement and Concrete Research*, 2011 ;41:1037-1049.
- [29] Malesev M, Radonjanin V, Marinkovic S, Recycled concrete as aggregate for structural concrete production. *Sustainability* 2010; 2(5):1204-1225.
- [30] Sagoe-Crentsil, K., Brown, T. ET Taylor, A. H., Performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate. *Cement and Concrete Research*, 2001; 31(5), p. 707-712.
- [31] Tam, V. W. Y. et Tam, C. M., Assessment of durability of recycled aggregate concrete produced by two-stage mixing approach. *Journal of Materials Science*, 2007; 42(10): 3592-3602.
- [32] Liam Butler, Jeffrey S. West, Susan L. Tighe, Effect of recycled concrete coarse aggregate from multiple sources on the hardened properties of concrete with equivalent compressive strength. *Construction and Building Materials*, 2013; 47:1292-1301.
- [33] Paula Folino, Hernán Xargay, Recycled aggregate concrete – Mechanical behavior under uniaxial and triaxial compression, *Construction and Building Materials*, 2014; 56 :21-31.
- [34] Sagoe-Crentsil, K., Brown, T. et Taylor, A. H., Performance of concrete made with commercially produced coarse recycled concrete aggregate. *Cement and Concrete Research*, 2001; 31(5), p. 707-712.
- [35] Hansen, T. C. and Narud, H., Strength of recycled concrete made from crushed concrete coarse aggregate, *concrete international*, 1983; 5(1):79-83.
- [36] Kou, S., Poon, C. et Etxeberria, M. Influence of recycled aggregates on long term mechanical properties and pore size distribution of concrete. *Cement and Concrete Composites*, 2011 ; 33(2):286-291.
- [37] EN 206-1 (2004), Béton – Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité, AFNOR.

Références bibliographiques

- [38] Gomez-Soberon JMV, Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate: an experimental study. *Cement and Concrete Research*, 2002; 32(8):1301-1311.
- [39] Abbas, A., Fathifazl, G., Burkan Isgor, O., Razaqpur, A. G., Fournier, B. et Foo, S. Proposed method for determining the residual mortar content of recycled concrete aggregates. *Journal of ASTM International*, 2008; 5(1): 1-12.
- [40] Gomez-Soberon JMV, Porosity of recycled concrete with substitution of recycled concrete aggregate: an experimental study. *Cement and Concrete Research*, 2002; 32(8):1301-1311.
- [41] S.C. Kou, C.S. Poon, D. Chan, Influence of fly ash as cement replacement on the properties of recycled aggregate concrete, *journal of materials and civil engineering*, 2007; 19: 709-717.
- [42] L. Berredjem, N. Arabi « les matériaux de démolition une source de granulats pour béton : formulation et caractérisation d'un béton a base de ces recycles », SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009 : 255-262.
- [43] LTPO, Rapport de composition d'un béton ordinaire utilisé dans la réalisation des 50 logements à Tissemsilt.2012.
- [44] D.Attatfa,D.Bouyakoub, Effet des granulats poreux saturés sur la cure interne du béton. Mémoire de master en génie civil. p116. juin 2018.
- [45] A. Ait mohamed, Valorisation des matériaux de démolition dans la construction. Mémoire de doctorat 3ème cycle (LMD) en Génie Civil. p119. février 2017.
- [46] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L 91).
- [47] Règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003).
- [48] CBA 93 (Code du béton armé).
- [49] DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- [50] A.HORABI, Étude d'un bâtiment à usage d'habitation et RDC commercial (R+9 +S/sol. Mémoire de master en génie civil. p196. juin 2018.