

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A.MIRA-BEJAIA



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

THÈSE

Présentée par

BOUKELLOUDA Abdelhafid

Pour l'obtention du grade de

DOCTEUR EN SCIENCES

Filière : Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Étude Statistique de la variation de la résistance à la compression
du béton formulé par la méthode de Dreux Gorisse**

Soutenue le : 25/02/2023

Devant le Jury composé de :

Nom et Prénom	Grade		
Mr TAHAKOURT Abdelkader	Professeur	Univ. de Bejaia	Président
Mr CHELOUAH Nasser	Professeur	Univ. de Bejaia	Rapporteur
Mme KHELOUI Fatma	MCA	Univ. de Tizi-Ouzou	Examinatrice
Mr DEHMOUS Hocine	MCA	Univ. de Tizi-Ouzou	Examinateur
Mr BENNACER Lyacine	MCA	Univ. d'Adrar	Examinateur
Mr BOUZEROURA Mansour	MCA	Univ. de Bejaia	Examinateur
Mr KHEFFACHE Toufik	MCA	Univ. de Bejaia	Invité

Année Universitaire : 2022/2023

Sommaire

Résumé

Remerciements

Notations

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....	01
Chapitre I : Etude bibliographique.....	04
I.1. Caractéristiques des bétons.....	04
I.1.1. Constituants.....	04
I.1.2. Formulation.....	04
I.1.3. Critères exigés pour la formulation de béton.....	05
I.1.3.1. Dimension maximale des granulats.....	05
I.1.3.2. Résistance mécanique.....	06
I.1.3.3. Ouvrabilité.....	08
I.1.3.4. La durabilité.....	09
I.2. Les méthodes de formulation traditionnelles du béton.....	10
I.2.1. Méthode de Féret.....	10
I.2.2. Méthode de Fuller et Thompson.....	10
I.2.3. Méthode d’Abrams.....	11
I.2.4. Méthode de Bolomey.....	11
I.2.5. Méthode de Caquot.....	11
I.2.6. Méthode de Faury.....	11
I.2.7. Méthode de Joisel.....	12
I.2.8. Méthode de Dreux – Gorisse.....	12
I.2.9. Méthode de Baron et Lesage.....	13
I.3. Formulation de béton par Dreux-Gorisse.....	13
I.3.1. Le principe de la méthode.....	13
I.3.2. Les données de base.....	13
I.3.2.1. Nature de l’ouvrage.....	13
I.3.2.2. Résistance souhaitée.....	13
I.3.2.3. Consistance désirée.....	14
I.3.2.4. Dimension maximale des granulats.....	14
I.3.2.5. Dosage en ciment et en eau.....	15
I.3.2.6. Dosage des granulats.....	17
I.3.3. Ajustement de la formule au mètre cube.....	19
I.4. Evaluation destructive et non destructive des bétons.....	20
I.4.1. Evaluation des ouvrages en béton par la méthode destructive.....	20
I.4.2. Evaluation des ouvrages en béton par la méthode non destructive.....	21
I.4.2.1. Essai sclérométrique.....	21
I.4.2.2. Essai d’auscultation sonore.....	24

I.4.3. Corrélation uni paramétrique entre la résistance et la vitesse ultrasonique.....	25
I.5. Module d'élasticité.....	27
I.5.1. Estimation du module d'élasticité selon les règles BAEL 91/99.....	27
I.5.2. Estimation du module d'élasticité selon la vitesse du son.....	27
I.6. Comportement du béton.....	29
I.6.1. le béton, matériau hétérogène.....	29
I.6.2. Comportement en compression uniaxiale.....	29
I.6.3. Comportement en traction uniaxiale.....	30
I.7. Changements volumétriques du béton.....	31
I.7.1. Changements volumétriques à jeune âge.....	31
I.7.2. Effet des ingrédients du béton sur le retrait au séchage.....	34
I.8. Rupture fragile et le modèle de Weibull.....	35
I.8.1. Modèle de Weibull.....	36
I.8.2. Détermination des paramètres de Weibull.....	40
I.8.2.1 Régression linéaire.....	40
I.8.2.2 Régression linéaire pondérée.....	40
I.8.2.3 Méthode des moments.....	41
I.8.2.4 Méthode de maximum de vraisemblance.....	41
I.8.3. Les valeurs de module de Weibull selon la littérature.....	43
I.9. Comportement expérimental du béton avec défauts.....	44
I.9.1. Effet de volume.....	44
I.9.2. Effet d'échelle de structure.....	45
I.10. Conclusion du chapitre.....	46
Chapitre II : Caractérisation et Protocole Expérimental.....	47
II.1. Introduction.....	47
II.2. Description des composants de base.....	47
II.2.1. Ciment.....	47
II.2.2. L'eau de gâchage.....	48
II.2.3. Les Agrégats (sable et graviers).....	48
II.2.3.1. Situation géographique du gisement de la carrière Adrar Oufarnou.....	48
II.2.3.2. Géologie du gisement.....	48
II.3. Présentation et interprétation des essais d'identification.....	49
II.3.1. Prélèvement d'échantillon.....	49
II.3.2. Essai sur granulats.....	49
II.3.2.1. Propriétés dimensionnelles.....	49
II.3.2.2. Propriétés physiques.....	50
II.3.2.3. Propriétés mécanique.....	52
II.4. Conclusion.....	53
II.5. Formulation et caractérisation de béton d'étude.....	53
II.5.1. Introduction.....	53
II.5.2. Calcul de la formulation de béton selon la méthode de Dreux Gorisse.....	54
II.5.2.1. Détermination de la composition de béton.....	54

II.5.3. Influence du rapport (G/S).....	56
II.6. Plan expérimental	57
II.7. Confection des bétons.....	57
II.7.1. Choix des moules.....	57
II.7.2. Quantités des matériaux.....	58
II.8. Caractérisation du béton à l'état frais.....	59
II.8.1. Echantillonnage du béton frais.....	59
II.8. 2. Essai d'affaissement au cône d'Abrams.....	59
II.8.3. Contrôle du volume d'air entraîné.....	60
II.8.4. Interprétation du résultat	60
II.9. Préparation des éprouvettes.....	60
II.9.1. Conservation initiale des éprouvettes.....	61
II.9.2. Démoulage des éprouvettes.....	61
II.9.3. Conservation des éprouvettes après démoulage.....	61
II.10. Caractérisation du béton à l'état durci.....	61
II.10.1. Retrait au séchage du béton.....	61
II.10.2. Interprétation des résultats.....	63
II.10. 3. Résistance à la compression.....	63

Chapitre III : Etude statistique de la variation de résistance à la compression sur les cylindres (16x32) cm².....

III.1. Introduction.....	65
III.2. Caractérisation des bétons confectionnés sur cylindres (16x32) cm ²	65
III.2.1. Mesure de la masse Apparente du béton.....	65
III.2.2. Mesure de la masse volumique Apparente du béton.	66
III.2.3. Interprétation des résultats.....	66
III.2.4. Essai de résistance à la traction.....	66
III.2.4.1. Observation durant l'essai.....	68
III.2.4.2. Présentation des résultats d'essai.....	68
III.2.4.3. Conclusion de l'essai.....	69
III.2.5. Essai de résistance à La compression.....	69
III.2.5.1 Estimation de la résistance à la compression par ultra-son.....	69
III.2.5.2. Estimation de la résistance à la compression par le méthode destructive	71
III.2.6. Estimation du module d'élasticité	74
III.2.6.1. Selon les règles du BAEL91/99.....	74
III.2.6.2. Selon la vitesse du son.....	74
III.2.7. Comparaison des mesures issues des essais de fendage et de compression.....	76
III.3. Modélisation statistique.....	76
III.3.1. Calcul de la probabilité de rupture.....	79
III.3.2. Détermination des paramètres de Weibull.....	80
III.3.3. Interprétation des résultats.....	84
III.3.4. Paramètres de rupture.....	86
III.3.5. Interprétation des résultats.....	91

III.3.6. Probabilité de servie.....	91
III.3.7. Interprétation des résultats.....	92
III.4. Conclusion du chapitre.....	92
Chapitre IV : Etude statistique de la variation de résistance à la compression sur les cubes de différentes arêtes.....	94
IV.1. Introduction.....	94
IV.2. Evaluation de la masse moyenne des bétons en fonction du temps.....	94
IV.3. Mesure de la masse volumique Apparente du béton	95
IV.4. Estimation de la résistance à la compression sur les différents cubes par ultrason.....	96
IV.5. Estimation de la résistance moyenne à la compression sur les différents cubes par écrasement.....	97
IV.6. Interprétation des résultats.....	98
IV.7. Modélisation statistique de la variation des résistances sur les différents cubes.....	98
IV.7.1. Cas des cubes d'arête 10 cm.....	98
IV.7.1.1. Calcul de la probabilité de rupture.....	98
IV.7.1.2. Détermination des paramètres de Weibull.....	98
IV.7.1.3. Discussion des résultats.....	101
IV.7.1.4. Les paramètres de ruptures pour les cubes d'arête 10 cm.....	101
IV.7.1.5. Discussion des résultats.....	104
IV.7.1.6. Probabilité de survie.....	105
IV.7.1.7. Discussion des résultats.....	105
IV.7.2. Cas des cubes d'arête 15 cm.....	105
IV.7.2.1. Calcul de la probabilité de rupture.....	106
IV.7.2.2. Détermination des paramètres de Weibull.....	106
IV.7.2.3. Discussion des résultats.....	108
IV.7.2.4. Les paramètres de ruptures pour les cubes d'arête 15 cm.....	108
IV.7.2.5. Discussion des résultats.....	111
IV.7.2.6. Probabilité de survie.....	111
IV.7.2.7. Discussion des résultats.....	112
IV.7.3. Cas des cubes d'arête 20 cm.....	112
IV.7.3.1. Calcul de la probabilité de rupture.....	112
IV.7.3.2. Détermination des paramètres de Weibull.....	112
IV.7.3.3. Discussion des résultats.....	114
IV.7.3.4. Les paramètres de ruptures pour les cubes d'arête 15 cm.....	115
IV.7.3.5. Discussion des résultats.....	117
IV.7.3.6. Probabilité de survie.....	118
IV.7.3.7. Discussion des résultats.....	118
IV.8. Conclusion du chapitre.....	118
 Chapitre V : Etude statistique de la variation de résistance à la compression sur les prismes de différents élancements.....	 120
V.1. Introduction.....	120

V.2. Evaluation de la masse moyenne des bétons.....	121
V.3. Mesure de la masse volumique Apparente du béton	121
V.4. Interprétation des résultats.....	122
V.5. Estimation de la résistance à la compression par ultrason.....	122
V.6. Estimation de la résistance moyenne à la compression par écrasement.....	122
V.7. Interprétation des résultats.....	123
V.8.Modélisation statistique de la variation des résistances sur les différents prismes.....	124
V.8.1. Cas du prisme (10x10x15) cm ³	124
V.8.2. Cas du prisme (10x10x20) cm ³	130
V.8.3. Cas du prisme (10x10x30) cm ³	136
V.9. Conclusion du chapitre.....	143

Chapitre VI : Influence de la géométrie des corps d'épreuve sur la résistance à la compression de béton.....

VI.1. Introduction	145
VI.2. Evaluation de la masse moyenne des bétons.....	145
VI.3. Evaluation de la masse volumique moyenne des bétons.....	146
VI.4. Discussion des résultats.....	146
VI.5. Evaluation de la résistance à la compression du béton.....	147
VI.5.1. Par la technique non destructive (ultrason).....	147
VI.5.2. Par la technique destructive (écrasement).....	148
VI.6. Discussion des résultats.....	149
VI.7. Phénomène de l'effet de volume.....	149
VI.8. Discussion des résultats	151
VI.9. Effet d'arête.....	151
VI.10. Effet de l'élancement	152
VI.11. Effet de la forme de l'éprouvette.....	153
VI.12. Les modes de rupture des éprouvettes en compression.....	155
VI.12.1. Cas du cube.....	155
VI.12.2. Cas du cylindre.....	156
VI.12.3. Cas du prisme.....	157
VI.13. Conclusion du chapitre.....	157
Conclusion générale et perspectives.....	159

Références bibliographiques

Annexes

Résumé

La variation de la résistance à la compression des éprouvettes de béton est un phénomène observé lors des essais d'écrasement sous chargement uni-axial. En effet pour des éprouvettes confectionnées et conservées dans les mêmes conditions, les valeurs nominales de résistance obtenues varient d'une éprouvette à une autre. D'une manière générale cette variation peut être négligeable dans certains cas, mais parfois elle peut être significative. Cette étude se concentre sur l'investigation statistique de la variation de la résistance à la compression d'échantillons de béton de différentes géométries (cylindrique, cubique et prismatique), fabriqués à partir de matériaux locaux. L'objectif de cette étude est de quantifier la variation de résistance à la compression à des âges différents en calculant la probabilité de survie sous un chargement uni axial. Les valeurs mesurées de contraintes sur les éprouvettes de géométries différentes sont caractérisées par une forte dispersion, donnant à la contrainte moyenne une valeur déterministe. Afin de prendre en compte la dispersion des réponses mesurées lors des essais expérimentaux, qui est la conséquence de la présence de défauts d'origines multiples répartis dans les surfaces et le volume des échantillons, le modèle probabiliste de Weibull à deux paramètres a été utilisé. Les résultats de la modélisation ont montré que le modèle statistique de Weibull à deux paramètres est satisfaisant et semble donc convenir pour décrire l'aspect probabiliste du comportement de rupture de ce matériau hétérogène

Mots clés : Contrainte / rupture / modèle statistique / Weibull / béton.

Abstract

The variation in compressive strength of concrete specimens is a phenomenon observed in crushing tests under uniaxial loading. Indeed, for specimens made and kept under the same conditions, the nominal resistance values obtained vary from one specimen to another. Generally speaking, this variation may be negligible in some cases, but sometimes it can be significant. This study focuses on the statistical investigation of the variation in compressive strength of concrete specimens of different geometries (cylindrical, cubic and prismatic), manufactured from local materials. The objective of this study is to quantify the variation in compressive strength at different ages by calculating the probability of survival under uniaxial loading. The stress values measured on the specimens of different geometries are characterised by a strong dispersion, giving the average stress a deterministic value. In order to take into account the dispersion of the responses measured during the experimental tests, which is the consequence of the presence of defects of multiple origins distributed in the surfaces and volume of the samples, the probabilistic Weibull model with two parameters was used. The modelling results showed that the two-parameter Weibull statistical model is satisfactory and therefore appears to be suitable for describing the probabilistic aspect of the failure behaviour of this heterogeneous material.

Key words: Stress / failure / statistical model / Weibull / concrete.

ملخص

التباين في قوة الضغط لعينات الخرسانة ظاهرة ملحوظة أثناء اختبارات التكسير تحت تحميل أحادي المحور. في الواقع، بالنسبة للعينات التي يتم تصنيعها وتخزينها في ظل نفس الظروف، تختلف قيم المقاومة الاسمية التي تم الحصول عليها من عينة إلى أخرى. بشكل عام، قد يكون هذا الاختلاف ضئيلاً في بعض الحالات، ولكنه قد يكون مهماً في بعض الأحيان. تركز هذه الدراسة على الاستقصاء الإحصائي للتباين في مقاومة الانضغاط لعينات الخرسانة ذات الأشكال الهندسية المختلفة (الأسطوانية والمكعبة والمنشورية) المصنوعة من مواد محلية. الهدف من هذه الدراسة هو قياس التباين في قوة الانضغاط في مختلف الأعمار من خلال حساب احتمال البقاء تحت التحميل أحادي المحور. تتميز قيم الإجهاد المقاسة على عينات من الأشكال الهندسية المختلفة بتشتت قوي، مما يعطي متوسط الإجهاد قيمة حتمية. من أجل مراعاة تشتت الردود المقاسة أثناء الاختبارات التجريبية، والتي هي نتيجة وجود عيوب متعددة الأصول موزعة في الأسطح وحجم العينات، تم استخدام النموذج الاحتمالي لـ ويبول مع معلمتين. أظهرت نتائج النمذجة أن النموذج الإحصائي لـ ويبول مع معلمتين مرضٍ وبالتالي يبدو مناسباً لوصف الجانب الاحتمالي لسلوك الفشل لهذه المادة غير المتجانسة.

الكلمات المفتاحية : إجهاد / تمزق / نموذج إحصائي / ويبول / خرسانة

Remerciements

Mes premiers remerciements vont à mon rapporteur de thèse, Monsieur CHELOUAH Nasser, Professeur à l'Université A/MIRA Bejaia, qui ma dirigé tout au long des années de thèse et mes remerciements vont également à Monsieur KHEFFACHE Toufik, Maître de Conférences à l'Université A/MIRA Bejaia, qui m'a apporté une aide considérable et ses orientations le long de ces années de thèse.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur TAHAKOURT Abdelkader, Professeur à l'Université A/MIRA Bejaia, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de ma thèse. Je lui suis gré tout particulièrement.

Mes vifs remerciements sont également adressés à Madame KHELOUI Fatma, Maître de Conférences à l'Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou et à Messieurs DEHMOUS Hocine, Maître de Conférences à l'Université Mouloud MAMMERI Tizi-Ouzou, Monsieur BENNACER Lyacine, Maître de Conférences à l'Université d'Adrar, et Monsieur BOUZEROURA Mansour, Maître de Conférences à l'Université A/MIRA Bejaia, pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu porter à ce travail en acceptant de l'examiner et de participer à mon jury de thèse. Leurs critiques et leurs questions sont autant d'encouragements à poursuivre ce travail.

Je remercie également tout le personnel du laboratoire de béton de l'Université de Bejaia en particulier Djamel, ainsi que tout le personnel du laboratoire des Travaux Publics de l'Est (LTPE) unité de Bejaia direction Sétif pour leur aide considérable.

Finalement, je voudrais remercier toute ma famille (ma mère, mon père, mes frères et leur famille et ma sœur et sa famille), ma petite famille (ma femme et mes enfants), ainsi que ma belle famille qui m'ont encouragé à pour suivre mes recherches, je leur dédie cette thèse.

Notations

Grandeurs spatio-temporelles

A	Affaissement au cône d'Abrams	(cm)
B	Constante, traduisant l'importance du serrage du béton	
C	Dosage en ciment	(Kg/m ³)
D	Dimension maximale des granulats	(mm)
d	La plus petite dimension des granulats	(mm)
E	Dosage en eau totale	(litres/m ³)
F	Coefficient de ferrailage	
I	Indice de rebondissement	
G	Coefficient d'angularité des granulats	
K	Terme correcteur	
N	Indice sclérométrique	
∅	Diamètre de l'aiguille vibrante	(m)
V	Volume du béton	(m ³)
R	Rayon moyen du moule	(cm)
S	Sable	
G	Gravier	
X, Y	Coordonnées cartésiennes	
e_h	Espacement horizontal entre armatures	(cm)
e_v	Espacement vertical entre armatures	(cm)
r	Rayon moyen de ferrailage	(mm)
h_m	Hauteur ou épaisseur minimale	(cm)
V _c	Volume absolu du ciment	(litres)
V _g	Volume absolu des granulats	(litres)
Δ	Densité réelle du béton	(t/m ³)
Δ ₀	Densité théorique du béton	(t/m ³)
g ₁ , g ₂ , g ₃ , ...etc	Pourcentages des granulats	(%)
V	Vitesse de propagation	(m/s)
L	Distance entre les deux sondes	(m)

L	Longueur de l'éprouvette	(cm)
T	Temps de propagation	(s)
s	Ecart type	(MPa)
Hz	Fréquence de l'onde	(Hertz)
$\Gamma(x)$	Fonction Gamma d'Euler	
L	Fonction de vraisemblance	

Grandeurs Mécaniques

E	Module d'élasticité du béton	(MPa)
ϑ	Coefficient de poisson	
R_c	Résistance à la compression	(MPa)
R_t	Résistance à la traction	(MPa)
σ'_c	Classe vraie du ciment à 28 jours	(MPa)
f_{cm}	Résistance moyenne en compression visée à 28 jours	(MPa)
f_{c28}	Contrainte moyenne à 28 jours	(MPa)
$\varepsilon(t)$	Déformation longitudinale	(mm/m)

Grandeurs propres au modèle de la rupture fragile

σ_r	Contrainte de rupture	(MPa)
P_r	Probabilité de rupture	(MPa)
P_s	Probabilité de survie	(MPa)
λ	Paramètre représentant la population de défauts	
V	Volume global	(m ³)
V_0	Volume élémentaire de référence	(m ³)
V_{Eq}	Volume équivalent	(m ³)
V_{eff}	Volume effectif	(m ³)
m	Module de Weibull	
σ_0	Paramètre de forme	
σ_{max}	Contrainte maximale	(MPa)
n	Nombre d'éprouvettes	

Propriétés physiques

ρ	Masse volumique	(g/cm ³)
ES	Equivalent de sable	(%)
P	Porosité	(%)
P	Propreté superficielle	(%)

Propriétés Mécaniques

LA	Coefficient de Los Angeles	(%)
M_{DE}	Coefficient de Micro Deval	(%)
MF	Module de Finesse	(%)

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Relation entre (C/E) et la résistance à la compression selon la formule de Bolomey.....	06
Figure I.2. Variation de la résistance en compression à 28 jours en fonction du rapport G/S.....	07
Figure I.3. Abaque pour l'estimation de la quantité de ciment.....	16
Figure I.4. Correction sur le dosage en eau.....	16
Figure I.5. Courbe optimale selon Dreux-Gorisse.....	18
Figure I.6. Utilisation de la courbe granulaire de référence.....	18
Figure I.7. Appareillage pour essais destructifs.....	21
Figure I.8. Résistance à la compression en fonction de l'indice sclérométrique.....	22
Figure I.9. Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement.....	23
Figure I.10. Corrélation entre indice scléromètre et résistance compression éprouvettes.....	23
Figure I.11. Appareillage pour essais non destructifs.....	24
Figure I.12. Corrélation Résistance à la compression- Vitesse ultrasonique.....	25
Figure I.13. Corrélation entre vitesse ultrasonique et résistance compression éprouvette.....	26
Figure I.14. Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établies par divers auteurs.....	27
Figure I.15. Comportement du béton en compression uniaxiale.....	30
Figure I.16. Comportement du béton en traction uniaxiale.....	30
Figure I.17. Illustration schématique des mouvements dus aux variations d'humidité dans le béton.....	32
Figure I.18. Retrait au séchage et de la perte de masse de cylindre 150x300 mm mûris à l'humidité pendant 7 jours, suivi d'un séchage à 23 °C et 50% d'humidité relative.....	33
Figure I.19. Retrait au séchage des échantillons cylindriques de différents diamètres faits du gravier provenant d'Elgin, Illinois.....	34
Figure I.20. Relation entre la teneur en eau totale et le retrait au séchage.....	34
Figure I.21. Module m de la statistique de Weibull.....	38
Figure I.22. Facteur d'échelle σ_u de la statistique de Weibull.....	38
Figure I.23. Représentation graphique de la distribution statistique définie par Weibull.....	39
Figure I.24. Densité de probabilité pour diverses valeurs de m	43
Figure I.25. Probabilité de rupture pour diverses valeurs de m	43
Figure I.26. Effet de volume observé sur un béton d'après (L'Hermite, (1973)).....	45
Figure I.27. Variation de la résistance de flexion et de compression du béton selon la taille des éprouvettes.....	45

Chapitre II

Figure II.1. Distribution granulométriques des granulats utilisés.....	50
------------------------------------------------------------------------	----

Figure II.2. Composition de béton selon Dreux – Gorisse.....	55
Figure II.3. Les différents corps d'épreuve utilisés.....	58
Figure II.4. Mesure de l'affaissement du béton.....	59
Figure II.5. Mesure de l'air occlus à l'aéromètre.....	60
Figure II.6. Appareillage de mesure du retrait du béton.....	62
Figure II.7. Evaluation du retrait sur les prismes du béton en fonction du temps.....	62
Figure II.8. Evaluation du retrait sur les prismes du béton en fonction de perte en masse.....	63

Chapitre III

Figure III.1. La masse moyenne du béton en fonction du temps.....	65
Figure III.2. La masse volumique moyenne du béton en fonction du temps.....	66
Figure III.3. Machine d'essai de fendage et positionnement de l'éprouvette à gauche et l'essai de fendage et éprouvette fendue à droite.....	67
Figure III.4. Faciès des ruptures lors de l'essai de fendage.....	68
Figure III.5. Résistance à la traction par fendage des éprouvettes cylindriques.....	69
Figure III.6. Dispositif d'ultrason pour mesurer la vitesse de propagation de l'onde.....	70
Figure III.7. Positionnement des éprouvettes pour l'essai d'écrasement.....	71
Figure III.8. Ruptures correctes des éprouvettes considérées.....	72
Figure III.9. Comparaison entre la résistance mesurée par la technique non destructive (ultrason) et la technique destructive (écrasement).....	73
Figure III.10. Comparaison des différentes valeurs du module d'élasticité du béton.....	75
Figure III.11. Diagramme de Weibull pour la série S ₇	83
Figure III.12. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₄	83
Figure III.13. Diagramme de Weibull pour la série S ₂₈	83
Figure III.14. Diagramme de Weibull pour la série S ₉₀	84
Figure III.15. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₈₀	84
Figure III.16. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₇	89
Figure III.17. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₄ ...	89
Figure III.18. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₂₈	89
Figure III.19. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₉₀ ...	90
Figure III.20. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₈₀ ..	90
Figure III.21. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture.....	90
Figure III.22. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts.....	91
Figure III.23. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.....	92

Chapitre IV

Figure IV.1. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les cubes (10x10x10) cm ³	94
Figure IV.2. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les cubes (15x15x15) cm ³	95
Figure IV.3. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les cubes (20x20x20)	

cm ³	95
Figure IV.4. Masse volumique moyenne des bétons en fonction du temps.....	96
Figure IV.5. Résistance moyenne à la compression mesurée par ultrason sur les cubes de différentes arêtes.....	96
Figure IV.6. Résistance moyenne à la compression mesurée par écrasement sur les cubes de différentes arêtes.....	97
Figure IV.7. Rapport de résistance moyenne mesurée par écrasement à celle mesurée par ultrason.....	98
Figure IV.8. Diagramme de Weibull pour la série S ₇	99
Figure IV.9. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₄	99
Figure IV.10. Diagramme de Weibull pour la série S ₂₈	100
Figure IV.11. Diagramme de Weibull pour la série S ₉₀	100
Figure IV.12. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₈₀	100
Figure IV.13. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₇	102
Figure IV.14. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₄	102
Figure IV.15. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₂₈	103
Figure IV.16. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₉₀	103
Figure IV.17. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₈₀	103
Figure IV.18. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts.....	104
Figure IV.19. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture.....	104
Figure IV.20. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.....	105
Figure IV.21. Diagramme de Weibull pour la série S ₇	106
Figure IV.22. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₄	106
Figure IV.23. Diagramme de Weibull pour la série S ₂₈	107
Figure IV.24. Diagramme de Weibull pour la série S ₉₀	107
Figure IV.25. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₈₀	107
Figure IV.26. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₇	109
Figure IV.27. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₄	109
Figure IV.28. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₂₈	109
Figure IV.29. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₉₀	110
Figure IV.30. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₈₀	110
Figure IV.31. Probabilité de rupture en fonction de la densité d'activation de défauts.....	110
Figure IV.32. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture.....	111
Figure IV.33. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.....	112
Figure IV.34. Diagramme de Weibull pour la série S ₇	113
Figure IV.35. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₄	113
Figure IV.36. Diagramme de Weibull pour la série S ₂₈	113
Figure IV.37. Diagramme de Weibull pour la série S ₉₀	113

Figure IV.38. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₈₀	114
Figure IV.39. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₇	115
Figure IV.40. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₄	115
Figure IV.41. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₂₈	116
Figure IV.42. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₉₀	116
Figure IV.43. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₈₀	116
Figure IV.44. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts.....	117
Figure IV.45. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture.....	117
Figure IV.46. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.....	118

Chapitre V

Figure V.1. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les Prismes (10x10x15)cm ³	120
Figure V.2. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les Prismes (10x10x20) cm ³	120
Figure V.3. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les Prismes (10x10x30) cm ³	121
Figure V.4. Masse volumique moyenne des bétons en fonction du temps.....	121
Figure V.5. Résistance moyenne à la compression mesurée par ultrason sur les prismes de différents élancements en fonction du temps.....	122
Figure V.6. Résistance moyenne à la compression mesurée par écrasement sur les prismes de différents élancements.....	123
Figure V.7. Rapport de résistance mesurée par écrasement à celle mesurée par ultrason.....	123
Figure V.8. Diagramme de Weibull pour la série S ₇	124
Figure V.9. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₄	124
Figure V.10. Diagramme de Weibull pour la série S ₂₈	125
Figure V.11. Diagramme de Weibull pour la série S ₉₀	125
Figure V.12. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₈₀	125
Figure V.13. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₇	127
Figure V.14. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₄	127
Figure V.15. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₂₈	127
Figure V.16. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₉₀	128
Figure V.17. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₈₀	128
Figure V.18. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts.....	128
Figure V.19. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture.....	129
Figure V.20. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.....	130
Figure V.21. Diagramme de Weibull pour la série S ₇	131
Figure V.22. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₄	131
Figure V.23. Diagramme de Weibull pour la série S ₂₈	131
Figure V.24. Diagramme de Weibull pour la série S ₉₀	131
Figure V.25. Diagramme de Weibull pour la série S ₁₈₀	132
Figure V.26. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₇	133
Figure V.27. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₄	133
Figure V.28. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₂₈	134
Figure V.29. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₉₀	134
Figure V.30. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S ₁₈₀	134
Figure V.31. Probabilité de rupture en fonction de la densité d'activation de défauts.....	135
Figure V.32. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture.....	135

Figure V.33. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.....	136
Figure V.34. Diagramme de Weibull pour la série S_7	137
Figure V.35. Diagramme de Weibull pour la série S_{14}	137
Figure V.36. Diagramme de Weibull pour la série S_{28}	137
Figure V.37. Diagramme de Weibull pour la série S_{90}	138
Figure V.38. Diagramme de Weibull pour la série S_{180}	138
Figure V.39. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_7	139
Figure V.40. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_{14}	140
Figure V.41. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_{28}	140
Figure V.42. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_{90}	140
Figure V.43. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_{180}	141
Figure V.44. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts.....	141
Figure V.45. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture.....	141
Figure V.46. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.....	143

Chapitre VI

Figure VI.1. Evaluation de la masse moyenne des bétons en fonction du temps.....	146
Figure VI.2. Evaluation de la masse volumique moyenne des bétons en fonction du temps....	146
Figure VI.3. Mesure directe de la vitesse ultrasonique.....	147
Figure VI.4. Evaluation de la résistance à la compression par ultrason sur les différents corps d'épreuve en fonction du temps.....	147
Figure VI.5. Essai d'écrasement sur les différents corps d'épreuve.....	148
Figure VI.6. Evaluation de la résistance à la compression par écrasement sur les différents corps d'épreuve en fonction du temps.....	148
Figure VI.7. Effet d'échelle de volume selon (Kadlecek, (1973)).....	150
Figure VI.8. Résistance moyenne à la compression mesurée par ultrason en fonction du volume des éprouvettes.....	150
Figure VI.9. Résistance moyenne à la compression mesurée par écrasement en fonction du volume des éprouvettes.....	151
Figure VI.10. Résistance à la compression à 28 jours mesurée par le deux techniques en fonction de l'arête du cube.....	152
Figure VI.11. Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport h/a	152
Figure VI.12. Résistance à la compression mesurée à 28 jours en fonction des différentes géométries.....	153
Figure VI.13. Résistance à la compression relative (%) en fonction de la forme et des dimensions de l'éprouvette.....	154
Figure VI.14. Rapport des résistances mesurées par écrasement à celles mesurées par ultrason.....	155
Figure VI.15. Exemples du mode de rupture du cube.....	156
Figure VI.16. Mode de rupture pyramidal du cube.....	156
Figure VI.17. Exemples mode de rupture du cylindre.....	157
Figure VI.18. Exemples du mode de rupture du prisme.....	157

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Qualités de divers paramètres en fonction soit de l'ouvrabilité, soit de la résistance recherchée pour un béton.....	05
Tableau I.2. Dosage en ciment Mougin, (1992).....	07
Tableau I.3 : L'influence du rapport G/S sur les propriétés principales du béton selon (Dreux, G, .Festa. J, (1998)).....	08
Tableau I.4 : Spécification de la norme ACI 318 89, concernant les bétons exposés à des cycles de gel-dégel.....	09
Tableau I.6 : Evaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône d'Abrams ou au test d'ouvrabilité.....	14
Tableau I.7 : Evaluation approximative de D dimension maximale (tamis) des granulats en fonction des caractéristiques de la pièce à bétonner et de l'ambiance plus au moins agressive.....	14
Tableau I.8 : Valeurs approximatives du coefficient granulaire G (Cheriat, (2007)) et (Dreux, (1998)).....	15
Tableau I.9 : Correction en pourcentage d'eau en fonction de la dimension des plus gros granulats D_{max} (correction si $D_{max} \neq 25$ mm).....	16
Tableau I.10 : Valeur du terme correcteur K en fonction du dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de l'angularité des granulats.....	17
Tableau I.12 : Qualité du béton en fonction de la vitesse de propagation.....	24

Chapitre II

Tableau II.1 : Les caractéristiques des graviers utilisés.....	52
Tableau II.2 : Les caractéristiques du sable utilisé.....	52
Tableau II.3 : Les coordonnées de la courbe de référence.....	54
Tableau II.4 : Résultats de la courbe de référence.....	55
Tableau II.5 : Constituants du béton pour le programme expérimental.....	56
Tableau II.6 : Dosage final des constituants de béton.....	56
Tableau II.7 : Dosages des constituants pour les différents corps d'épreuve.....	59

Chapitre III

Tableau III.1 : Résistance à la traction par fendage à 7 jours.....	68
Tableau III.2 : Résistance à la traction par fendage à 28 jours.....	68
Tableau III.3 : Valeurs moyennes de la résistance à la compression mesurée par ultrason, des écrt types et des coefficients de variation en (%)......	70
Tableau III.4 : Valeurs moyennes de la résistance à la compression mesurée par écrasement, des écrt types et des coefficients de variation en (%)......	73
Tableau III.5 : Module d'élasticité du béton selon le BAEL91/99.....	74
Tableau III.6 : Module d'élasticité dynamique E_d selon la vitesse du son.....	75
Tableau III.7 : Module d'élasticité E_C selon la vitesse du son.....	75
Tableau III.8 : Probabilité de rupture de la série S_7	79
Tableau III.9 : Probabilité de rupture de la série S_{14}	79
Tableau III.10 : Probabilité de rupture de la série S_{28}	80
Tableau III.11 : Probabilité de rupture de la série S_{90}	80
Tableau III.12 : Probabilité de rupture de la série S_{180}	80
Tableau III.13 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_7	80

Tableau III.14 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S ₁₄	81
Tableau III.15 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S ₂₈	81
Tableau III.16 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S ₉₀	82
Tableau III.17 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S ₁₈₀	82
Tableau III.18 : Valeurs des paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes.....	84
Tableau III.19 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S ₇	86
Tableau III.20 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S ₁₄	87
Tableau III.21 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S ₂₈	87
Tableau III.22 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S ₉₀	88
Tableau III.23 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S ₁₈₀	88

Chapitre IV

Tableau IV.6 : Résistance moyenne à la compression par écrasement sur les cubes de différentes arêtes en fonction du temps.....	97
Tableau IV.17 : Les paramètres de Weibull pour chaque série des cubes d'arêtes 10 cm....	101
Tableau IV.33 : Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes cubiques d'arêtes 15 cm.....	108
Tableau IV.49 : Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm.....	114

Chapitre V

Tableau V.1 : Résistance moyenne à la compression par écrasement sur les cubes de différentes arêtes en fonction du temps.....	122
Tableau V.12 : Les paramètres de Weibull pour chaque série de prisme (10x10x15) cm ³	125
Tableau V.28 : Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes prismatiques d'élancements 2.....	132
Tableau V.44 : Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes prismatiques d'élancements 3.....	138

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Rapport des résistances mesurées par écrasement à celles mesurées par ultrason.....	155
----------------------------------------------------------------------------------------------------	-----

Introduction générale

Les matériaux utilisés dans la pratique du génie civil tels que les bétons présentent une variabilité significative de la résistance à la traction ou à la compression, aussi sur les mécanismes de rupture (Z.P. Bazant, (2004)), il devient nécessaire de quantifier cette variabilité avec des descripteurs statistiques simples. Des échantillons ayant une taille similaire et provenant des mêmes matériaux présentent des valeurs différentes de la résistance, ce qui rend possible d'établir une relation entre la résistance moyenne à la traction et la taille de l'échantillon (G.C. McDowell, (1998)).

Deux échantillons différents provenant du même matériau peuvent présenter différentes valeurs de résistance à la compression en raison de la taille et la quantité de leurs défauts (Z.P. Bazant, (2003) et (2004)). L'état du matériau avant le chargement joue un rôle très important sur l'évolution de l'écrasement des éprouvettes.

Le béton est un matériau hétérogène constitué de composants de caractéristiques morphologiques, mécaniques et physico-chimiques très différentes. Cette hétérogénéité favorise la présence, inévitable, de défauts dans la microstructure du béton qui sont source de variabilité des résistances. Ces défauts qui se présentent sous formes de macro-pores et de fissures au sein du matériau, introduisent des contraintes supplémentaires concentrées aux singularités géométriques (S. Dal Pont, (2010)).

Les contraintes supplémentaires engendrées varient d'un élément à un autre ce qui conduit à la variabilité des résistances nominales dans les éprouvettes de béton confectionnées et maintenues dans les mêmes conditions. Également, d'autres défauts peuvent être provoqués durant la confection du béton et sa mise en place dans les moules ou coffrage car, lors du coulage, le ressuage est dû à la pesanteur d'autant plus important qu'on est en présence des granulats de grandes dimensions (G. Benkechache, (2007)).

En effet, la fissuration du béton n'est jamais homogène dans l'éprouvette, elle se produit dans des zones localisées (liées aux défauts géométriques ou matériels) (J.M. Reynouard, (2005)). De plus, les microfissures proviennent majoritairement de l'hétérogénéité du matériau et sont présentes même avant l'application du chargement (F. Borrel, (2009)). Le béton admet dans son état initial une microfissuration et une microporosité réparties dans tout le volume de l'élément (P. Rossi, (1988)) et (G. Chanvillard, (1999)). Donc, l'augmentation de l'hétérogénéité induit la diminution des résistances (J.M. Reynouard, (2005)).

La résistance à la rupture d'un béton varie en fonction de la présence des défauts, elle n'est donc pas une propriété intrinsèque. La valeur de la contrainte à la rupture dépend de la nature, de la taille, de la géométrie, de la localisation et de l'orientation des défauts contenus dans le matériau (T. Truyen, (2009)). La résistance à la rupture dépend directement de la distribution (aléatoire) des défauts dans le matériau. Cela nécessite d'établir avec précision des critères de rupture fiables avant toute application mécanique des bétons.

L'objectif de la présente thèse porte sur l'étude statistique de la variation de la résistance à la compression du béton formulé par la méthode de Dreux Gorisse. Cette étude est basée sur les résultats issus des essais de compression uniaxiale effectués sur des éprouvettes de différentes géométries cylindriques, cubiques et prismatiques confectionnées à base des matériaux locaux

de nature calcaire et de classes granulométriques différentes. Dans le cadre de cette thèse le béton retenu pour les différents essais est le béton C 30/37, c'est un béton qui possède une résistance à la compression à 28 jours de 30 MPa et un affaissement au cône d'Abrams voisin de 8 cm. Ce béton est choisis parce qu'il s'agit d'un béton ordinaire, caractéristique de nombreux ouvrages, sa composition est fixée de telle sorte que ses propriétés mécaniques sont reproductibles.

Le modèle probabiliste est basé sur la méthode de Weibull. Cette thèse, composée de six chapitres résumant les principaux résultats obtenus.

Le premier chapitre, présente une étude bibliographique, elle traite l'état des connaissances et pratiques actuelles des bétons à savoir : les caractéristiques des bétons (les différents constituants, formulation, critères exigés pour la formulation, ...etc.), les méthodes de formulations traditionnelles du béton (une méthode détaillée de la méthode de Dreux-Gorisse) car tous les bétons de notre étude ont été formulés à base de cette méthode. Cette partie traite encore évaluation destructive des bétons (utilisation des presses pour la compression, traction par fendage, flexion 3 points ou 04 points) et non destructive (capacité de rebondissement, la capacité de transmettre les ultrasons, la capacité à résister à l'arrachement, ...etc.), puis l'estimation du module d'élasticité du béton selon les règles du BAEL 91/99 et selon la vitesse du son. Cette partie traite le comportement de béton (le béton comme matériau hétérogène, comportement en compression uniaxiale et en traction uniaxiale), le changement volumétrique du béton (on s'intéresse au retrait au séchage du béton durci) en fin cette partie traite la rupture fragile et le modèle probabiliste de Weibull ainsi le comportement expérimental du béton avec défauts (rupture fragile, le modèle de Weibull, détermination des paramètres de Weibull (régression linéaire, régression linéaire pondérée, méthode des moments et la méthode de maximum de vraisemblance), effet de volume,...etc.

Le deuxième chapitre, consacré pour la caractérisation et le Protocol expérimental, nous y présentons au premier lieu la description des composants de base destinés à la fabrication des bétons d'étude, en second lieu présentation et interprétation des essais d'identification à savoir : prélèvement d'échantillon, essais sur les granulats (propriétés dimensionnelles, propriétés physiques et propriétés mécaniques). Puis nous nous présentons le choix des matériaux, la réalisation des bétons d'essais, l'obtention des éprouvettes, leur conservation et conditionnement. Puis, nous explicitons les dispositifs expérimentaux employés pour effectuer les essais sur le béton frais (essai d'affaissement au cône d'Abrams et le contrôle de l'air entrainé) et les essais sur le béton durci (retrait sur le béton d'étude, de compression et de traction par fendage).

Dans le chapitre trois, une étude expérimentale sur la variation de résistance à la compression du béton cas des cylindriques de dimensions (16 x 32) cm² à des âges différents 7, 14, 28, 90 et 180 jours selon deux techniques de mesure, technique non destructive (en utilisant l'ultrason) et l'autre destructive (l'écrasement à la presse). Les résultats obtenus ont montrés une dispersion des résistances à la compression pour tous les âges. La variation des résistances à la compression sera modélisée en utilisant le modèle statistique de Weibull.

L'étude statistique des propriétés mécaniques des matériaux a pour but de caractériser la distribution mécanique de rupture et de quantifier l'évaluation de ces distributions dans le volume de l'éprouvette. Dans ce chapitre, les résultats d'une étude expérimentale ont été présentés (écrasements des éprouvettes de différentes géométries) à des âges différents. Ces éprouvettes sont soumises à un chargement uniaxial afin de mettre en évidence l'influence du chargement et de volume (forme) de l'éprouvette sur le taux de variation des résistances en fonction de leurs âges.

Une étude statistique a été entamée par le modèle de Weibull pour modéliser le problème et de quantifier le taux d'écrasement des éprouvettes en fonction de leurs âges pour le corps d'épreuve utilisé. Les résultats obtenus montrent que la méthode statistique de Weibull permet de prédire de manière satisfaisante la probabilité de rupture des éprouvettes de béton sous un chargement donné.

Dans le chapitre quatre, une étude type dans l'objectif de montrer le caractère statistique de la variation de résistance à la compression des bétons sur les cubes de différentes arêtes (10, 15 et 20 cm), car le modèle présenté dans le chapitre III s'applique également aux essais sur cubes de différentes arêtes, à condition d'utiliser un coefficient de conversion approprié. Ce coefficient n'est pas universel, mais dépend de la résistance du béton, type de granulats utilisés, de la taille maximale, etc.

Dans le chapitre cinq, c'est toujours dans l'objectif de montrer le caractère statistique de la variation de la résistance à la compression des bétons, mais cette fois-ci il s'agit d'un autre corps d'épreuve c'est le prisme d'élancements différents (1,5 ; 2 et 3), en utilisant le même modèle statistique de Weibull, car ce dernier est alors le plus adapté pour prédire la rupture d'un prisme de béton sous un chargement donné.

Dans le chapitre six, on a présenté l'influence de la géométrie des corps d'épreuve sur la résistance à la compression du béton mesurée par les deux techniques (destructive et non destructive). Dans notre étude on a utilisé différents corps d'épreuves cylindriques, cubiques et prismatiques, car l'effet des dimensions et de la forme des éprouvettes est un paramètre important dans la détermination des résistances du béton. C'est pourquoi des facteurs correctifs ont été introduits afin de comparer des résultats obtenus sur différentes éprouvettes. En fin, on achèvera notre travail par une conclusion générale qui regroupe les principaux résultats obtenus sur les différents chapitres traités et quelques perspectives.

Chapitre I : Etude bibliographique

I.1. Caractéristiques des bétons

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de granulats durs de diverses dimensions collés entre eux par un liant. Les composants sont très différents: leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants de 1 pour l'eau à plus de 3 pour le ciment (en t/m³). Ces composants forment une masse plastique lorsqu'ils sont mélangés correctement, cette masse peut être coulée ou moulée dans des dimensions et formes voulues.

Une fois durcie cette masse doit supporter des charges et des contraintes en particulier de compression.

I.1.1. Constituants

Le béton est un composite hétérogène qui résulte du mélange intime d'un squelette granulaire et d'un liant qui est la pâte de ciment hydratée et éventuellement d'adjuvants. Parmi les quatre constituants, les granulats jouent un rôle important, d'une part car ils forment le squelette et présentent, dans les cas usuels, environ 80 % du poids total du béton et d'autre part car au point de vue économique, ils permettent de diminuer la quantité de liant qui est le plus cher. En plus, du point de vue technique, ils augmentent la stabilité dimensionnelle (retrait, fluage) et ils sont plus résistants que la pâte de ciment. Ils peuvent provenir de différentes roches inertes (silico-calcaire, basaltes, granites,...etc.) (Dreux & Fiesta, (1998)). Ils peuvent être roulés (granulats issus du lit de rivières) et ont une forme arrondie ou concassées (granulats issus de carrières) et peuvent présenter des formes angulaires. Leur dimension varie entre 0 et 80 mm.

Le sable est un grain minéral dont le diamètre inférieur à 5 mm. Il est utilisé dans le béton afin de combler les vides entre les grains de gravier. Leur granulométrie est définie de la même manière que pour les gros granulats. Le ciment est une poudre sèche ayant des particules très fines (de l'ordre de quelques micromètres). Ainsi le béton présente une continuité de dimensions allant de micromètre au centimètre, cette continuité assure une bonne compacité du matériau (mélange) en minimisant les espaces entre les constituants, ce qui améliore les propriétés mécaniques de l'ensemble (Hanniche, (2015)).

I.1.2. Formulation

L'étude de la composition d'un béton consiste à définir le mélange optimal des différents granulats dont on dispose, ainsi que le dosage en ciment et en eau afin de réaliser un béton dont les qualités soient celles recherchées pour la construction de l'ouvrage ou de la partie d'ouvrage en cause (Dreux. G & Festa. J, (1997)) et (Hadrich, (1998)).

Les méthodes existantes sont nombreuses ; elles aboutissent à des dosages «volumétriques» ou de préférence «pondéraux» ; le passage de l'une à l'autre pouvant toujours se faire, si nécessaire, par la connaissance de la densité apparente des granulats en vrac. Aujourd'hui aborder une composition de béton ne se présente pas comme la simple application d'une méthode qui se présenterait comme une démarche que l'on suivait pas à pas et qui, pour chaque cas concret, conduirait à une solution entièrement et uniquement définie par les données techniques. Il convient de distinguer deux volets dans la formulation d'un béton

(Chanvillard, (1999)) : le choix des constituants tout d'abord, la détermination de leurs proportions ensuite.

Quelle que soit la méthode utilisée, la formule de composition calculée ne peut prétendre correspondre parfaitement au béton désiré, car il n'est pas possible d'appréhender avec précision, par le calcul, certaines qualités des constituants qui influencent directement la qualité du béton : forme, angularité, porosité, adhésivité des granulats, fines du sable, finesse de mouture et classe de résistance vraie du ciment, ... etc.

Beaucoup de spécialistes dans la matière, pensent que le calcul d'un mélange n'est qu'une première approche de préparation des mélanges d'essais qui permettront de corriger expérimentalement la formule calculée pour aboutir au béton désiré (Dreux. G, .Festa. J, (1995)).

I.1.3. Critères exigés pour la formulation de béton

L'étude de la composition de béton consiste presque toujours, à rechercher conjointement deux qualités essentielles: résistance et ouvrabilité; or ces deux qualités sont étroitement liées l'une à l'autre, quant aux facteurs dont elles dépendent mais elles varient en sens inverse comme indiqué dans le tableau (I.1) (Dreux. G, .Festa. J, (1997)), Chanvillard, (1999) et Francqueville, (2005).

Tableau I.1. Qualités de divers paramètres en fonction soit de l'ouvrabilité, soit de la résistance recherchée pour un béton (Dreux, (1997))

Facteurs de composition du béton	Pour une bonne ouvrabilité	Pour une bonne résistance
Finesse du sable.....	plutôt fin	plutôt grossier
Rapport $\frac{G(\text{gravier})}{S(\text{sable})}$	à diminuer	à augmenter
Dosage en eau.....	à augmenter	à diminuer
Granularité.....	continue préférable	discontinue légèrement préférable
Dimension maximale des granulats D.....	plutôt fin	Plutôt forte

I.1.3.1. Dimension maximale des granulats

Selon (Dreux. G, .Festa. J, (1997)), la dimension maximale du gros granulat que l'on peut utiliser dépend à la fois de la forme et des dimensions des éléments de béton, ainsi que des quantités et de la disposition des aciers d'armature. Généralement la grosseur maximale des granulats ne doit pas dépasser 1/5 de la plus faible dimension de l'élément de béton ou le 3/4 de l'espacement des aciers d'armature ou de leur distance aux coffrages.

Dans le cas des dalles non armées reposant sur le sol, la grosseur maximale des gros granulats ne doit pas dépasser 1/3 de l'épaisseur de la dalle.

I.1.3.2. Résistance mécanique

La mise au point d'une formule de béton consiste à rechercher à partir d'un composant donné (le plus souvent local), un mélange ayant, à l'état frais, une certaine maniabilité, à l'état durci, une résistance en compression donnée, et ce au moindre coût (Dreux. G, .Festa. J, (1997)), (Faury, (1958)) et (Geoffray, (C2230)). Ce critère de résistance conduira au choix du ciment (nature, classe) et son dosage, ainsi qu'au dosage en eau et à l'éventuelle utilisation d'adjuvants. Ces deux facteurs présentent deux effets totalement opposés sur la résistance mécanique. Si l'augmentation du ciment favorise son accroissement, un surplus d'eau entraîne sa diminution. Ces deux facteurs sont plus souvent rencontrés sous forme (E/C), alors que plusieurs recherches et formulations faites par le passé utilisent (C/E) qui se traduit par une fonction de résistance linéaire et croissante, et une plage de variation usuelle plus annoncée. De (1,5 à 2,5 contre 0,4 à 0,66 pour un rapport E/C) voir figure (I.1) (Dreux. G, .Festa. J, (1998)).

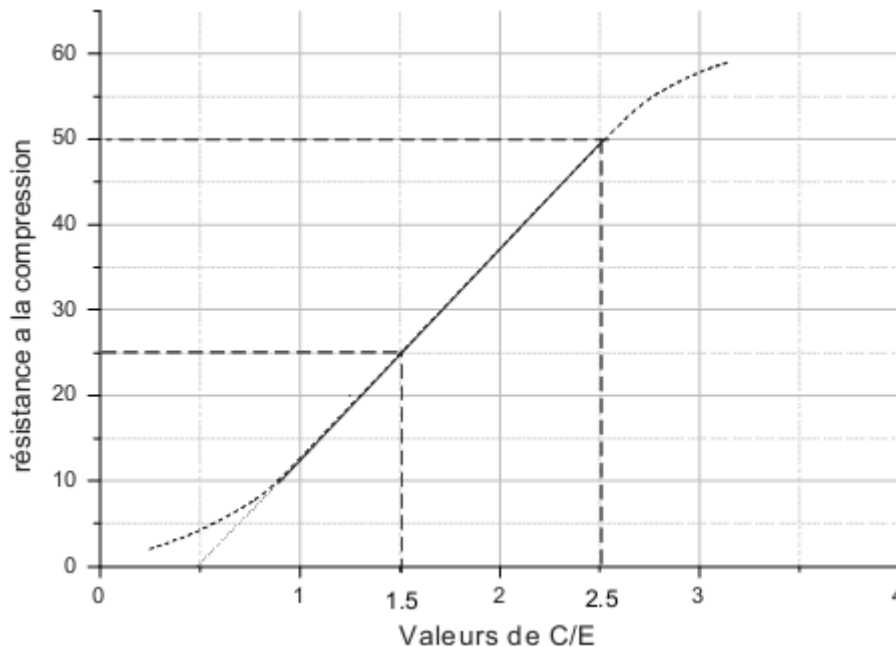


Figure I.1. Relation entre (C/E) et la résistance à la compression selon la formule de Bolomey (Dreux. G, .Festa. J, (1998)).

En fonction de l'environnement, les dosages minimaux prescrits par le fascicule 65A et le cahier des clauses techniques générales appliqués aux marchés publics pour l'exécution des ouvrages en béton armé ou précontraint, sont les suivants:

- Pour un béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière : $C \geq \frac{550}{\sqrt[5]{D}}$
- Pour un béton armé exposé à un milieu sans agressivité particulière mais comportant un parement fin : $C \geq \frac{600}{\sqrt[5]{D}}$

- Pour béton armé exposé à des conditions agressives sévère sou coulé sous l'eau, ainsi en béton précontraint : $C \geq \frac{700}{\sqrt[5]{D}}$

Avec, D la dimension maximale des granulats

Le BAEL 91 prescrit des dosages minimaux permettant d'obtenir des résistances caractéristiques dans les cas courants (CC) et les cas d'autocontrôle surveillé (AS) (Mougin, (1992)).

Tableau I.2. Dosage en ciment (Mougin, (1992))

Classe de ciment	32,5 et 32,5 R		42,5 et 42,5 R	
	CC	AS	CC	AS
$D_{max}= 16$	350 Kg/m ³		350 Kg/m ³	
20	350 Kg/m ³	325 Kg/m ³	325 Kg/m ³	300 Kg/m ³
25	à justifier	400 Kg/m ³	375 Kg/m ³	350 Kg/m ³
30	non admis	à justifier	à justifier	à justifier

La mécanique a également une influence sur le rapport G/S (proportion gravier / sable). Selon (Dreux. G, .Festa. J, (1998)), la résistance à la compression augmente considérablement pour des valeurs (G/S) supérieures à (2,2) comme il est illustrée sur la figure (I.2), une augmentation certainement positive mais prise sur le compte de l'ouvrabilité, car en pratique on ne dépasse pas les valeurs de 1,5 à 1,6 pour avoir un béton ouvrable.

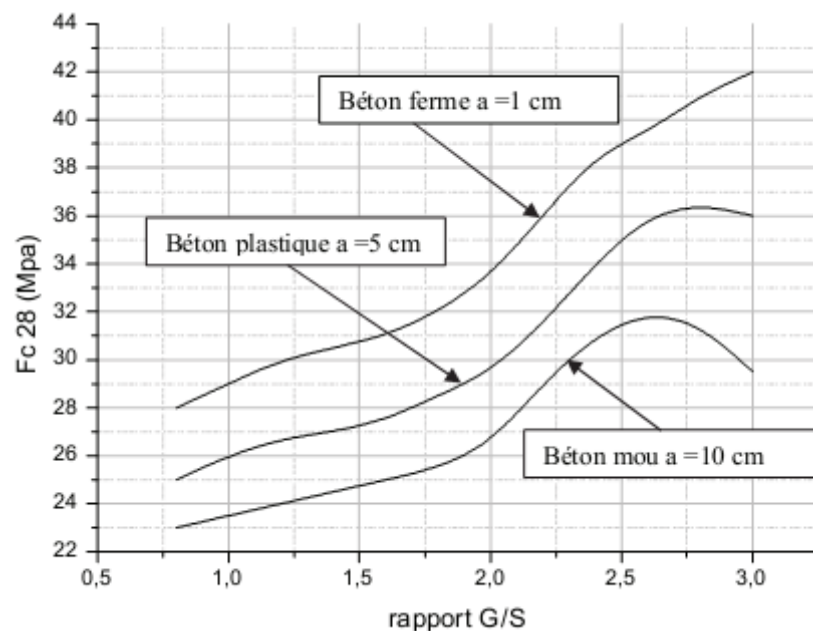


Figure I.2. Variation de la résistance en compression à

28 jours en fonction du rapport G/S (Dreux. G, .Festa. J, (1998)).

Le tableau (I.3) ci-dessous illustre l'influence du rapport (G/S) sur les propriétés principales du béton.

Tableau I.3. L'influence du rapport G/S sur les propriétés principales du béton selon (Dreux. G, .Festa. J, (1998))

Caractéristiques	appréciations concernant les bétons	
	G/S élevé par rapport à G/S faible	granularité discontinue par rapport à continue
Ouvrabilité	Moins bonne surtout pour $G/S > 2,2$	Moins bonne surtout pour $G/S > 2,2$
Résistance à la compression	Meilleur, surtout pour $G/S \geq 2,2$	Très légèrement supérieure
Résistance à la traction	Sans corrélation apparente	Très légèrement inférieure
Module d'élasticité	Sans corrélation très nette sauf pour le module statique un peu plus élevé en fonction de G/S	Un peu plus élevé
vitesse du son	Sans corrélation très nette	Un peu plus élevée
indice sclérométrique	Un peu supérieur	Très légèrement supérieur
Retrait	Sans corrélation très nette	Moins élevé surtout Si $G/S > 2,2$
compacité, densité	Légèrement plus élevées Pour $G/S > 2,2$	Un peu plus élevées

La résistance à la compression s'explique par la réaction d'hydratation du ciment Portland, mélange de clinker et de gypse finement co-broyés. Le clinker se compose principalement des quatre minéraux suivants: silicate tricalcique C_3S , silicate bicalcique C_2S , aluminat tricalcique C_3A et aluminoferrite tétra calcique C_4AF .

La réaction du C_2S et du C_3S avec l'eau conduit à la formation d'hydrates dont les principaux sont les cristaux de C-S-H ($CaO-SiO_2-H_2O$), qui sont en majeure partie responsables du durcissement de la pâte de ciment, permettant à cette dernière de reprendre les charges extérieures et donc de participer à la résistance macroscopique du béton (Regourd, (1982)) et (Folliot, (1982)).

La liaison entre la pâte durcie et les granulats qu'elle enrobe conditionne également la résistance mécanique du béton.

I.1.3.3. Ouvrabilité

L'ouvrabilité est une qualité essentielle du béton, elle peut se définir comme la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et du ferrailage, une bonne ouvrabilité comporte une marge de sécurité permettant sans conséquences fâcheuses, une certaine et nécessaire latitude par rapport aux bonnes et plus ou moins rigoureuses règles à appliquer pour une exécution optimale. De l'ouvrabilité dépendent, en effet, la plupart des qualités de l'ouvrage : compacité et résistance réelle du béton dans l'ouvrage lui-même, enrobage et adhérence des armatures, cohésion du béton entraînant un moindre risque de ségrégation, parements de belle apparence, étanchéité.

L'ouvrabilité est, pour le béton, une qualité fondamentale, son inclusion dans les études de formulation du béton devient primordiale.

L'affaissement au cône d'Abrams est incontestablement un des essais les plus simples et les plus fréquemment utilisés il est décrit dans la norme (NF P 18-451) (1981). Dans le cas d'un béton serré par vibration, le temps total de vibration est relié à l'affaissement au cône d'Abrams par l'expression empirique (I.1) (Geoffroy, (C2230)).

$$t_V = 2,5 \left(G + \frac{1}{A+0,05} \right) \frac{V \cdot F}{\emptyset} \quad (\text{I.1})$$

Où :

t_V : temps total de vibration (s) ;

A : affaissement au cône d'Abrams (m) ;

V : volume du béton (m³) ;

\emptyset : diamètre de l'aiguille vibrante (m) ;

F : coefficient de ferrailage (1 ; 1,5) ;

G : coefficient d'angularité des granulats (1 ; 5).

I.1.3.4. La durabilité

La durabilité est liée à la résistance aux agressions physico-chimiques du milieu environnant (milieu humide, milieu marin, effet du gel, pollution atmosphérique, ... etc.) et aux sollicitations mécaniques de l'ouvrage. À l'heure actuelle il n'existe aucune approche générale permettant de garantir la durabilité sous n'importe quelles conditions d'exposition à cause de leurs grandes diversités.

Des textes réglementaires existent pour remédier à quelques cas précis d'exposition tel que :

La norme ACI 318 89 (révisée en 1992) qui limite le rapport (E/C) et la résistance en compression minimale.

Tableau I.4. Spécification de la norme ACI 318 89, concernant les bétons exposés à des cycles de gel-dégel

Condition d'exposition	Rapport (E/C)	Résistance en compression minimale (MPa)
Exposé à l'eau lorsqu'une faible perméabilité est nécessaire	0,50	28
Exposé au gel-dégel en atmosphère humide ou au sel fondants	0,45	31
Exposé aux chlorures provenant des sels fondants où a l'éclaboussement par l'eau de mer ou aux embruns marins avec protection contre la corrosion nécessaire	0,40	34

Les normes françaises P 18-011 (1992) et P 18-305 (1996) définissent les différents environnements suivant un classement auquel correspond dans chaque cas des limites sur le dosage en liant, le rapport (E/C) et les caractéristiques minimales.

I.2. Les méthodes de formulation traditionnelles du béton

Les méthodes de calcul de la composition du béton sont nombreuses et il n'existe pas de méthode qui soit universellement reconnue comme étant la meilleure (Dreux. G & Festa. J, (1997)) et (Hadrich, (1998)). Une composition de béton est toujours le résultat d'un compromis entre une série d'exigences généralement contradictoires. Une méthode de composition du béton pourra être considérée comme satisfaisante si elle permet de réaliser un béton répondant aux exigences suivantes :

- Le béton doit présenter, après durcissement, une certaine résistance à la compression ;
- Le béton frais doit pouvoir facilement être mis en œuvre (ouvrabilité) avec les moyens et méthodes utilisés sur le chantier ;
- Le béton doit présenter un faible retrait et un fluage peu important ;
- Le coût du béton doit rester le plus bas possible.

Historiquement, les principes régissant les concepts de formulation commencent à se rationaliser à la fin du XIX^{ème} siècle (Bouterfas, (2012)).

I.2.1. Méthode de Féret

En 1892, Féret (Féret, (1892)) auquel on attribue les premières recherches, travaille sur un principe de compacité optimale. Initialement, une compacité est déterminée sur un mélange ternaire de sables puis une matrice cimentaire y est insérée. Cette méthode donne un mortier avec une granularité discontinue sans obtenir le matériau le plus compact à l'état durci.

$$f_c = K_{Féret} + \left(\frac{1}{1 + (e + v) / c} \right) \quad (I.2)$$

Au travers de l'équation (I.2), Féret relie une résistance en compression aux proportions volumiques et notamment en utilisant le rapport volumique E/C.

I.2.2. Méthode de Fuller et Thompson

En 1907, Fuller et Thompson (Fuller, (1907)) basent aussi leur méthode sur une compacité maximale mais sur un mélange à granulométrie continue. L'aspect novateur de la méthode se situe dans la prise en compte du ciment mais aussi des dimensions extrêmes des grains d (plus petite dimension) et D (plus grande dimension) (formule I.3). En revanche, la forme des grains n'intervient pas dans la méthode.

$$P_{Fuller\ Thompson} = 100.5 \sqrt{d/D} \quad (I.3)$$

I.2.3. Méthode d'Abrams

En 1918, Abrams (Abrams, (1923)) définit empiriquement une méthode dans laquelle le dosage en ciment et la dimension maximale des granulats sont les paramètres prépondérants (formule I.4) et fait intervenir au travers du coefficient k_{Abrams} ($k_{Féret}$ amélioré) la nature et la forme des granulats.

$$f_c = K_{Abrams} \left(\frac{1}{7,5^{(1,5E/C)}} \right) \quad (I.4)$$

I.2.4. Méthode de Bolomey

En 1925, Bolomey (Bolomey, (1925)) propose une courbe granulométrique continue de référence incluant le ciment, et qui répond à formule (I.5) suivante :

$$P_{Bolomey} = A_{Bolomey} + (100 - A_{Bolomey}) \times \sqrt{\frac{d}{D}} \quad (I.5)$$

La différence avec l'équation de Fuller et Thompson, intervient au travers de $A_{Bolomey}$ qui dépend de la forme des granulats ainsi que de la consistance du béton. La résistance en compression par Bolomey établie selon l'équation (I.6), est une variante de la loi de Féret.

$$f_c = K_{Bolomey} \left(\frac{C}{E + V} - 0,5 \right) \quad (I.6)$$

I.2.5. Méthode de Caquot

En 1937, Caquot (Caquot, (1937)) généralise sa recherche de compacité maximale à un nombre infini de classes granulaires à partir de la courbe de l'indice des vides d'un mélange de deux granulats de tailles différentes. Il définit expérimentalement une relation en prenant comme principe que le volume des vides dépend essentiellement des diamètres d et D (formule I.7). Il obtient donc une granulométrie optimale infinie. Mais, en réalité, les dimensions des grains sont bornées ce qui entraîne une correction sur la proportion des plus petits et des plus gros granulats. De plus, il introduit l'effet de paroi engendré par les granulats de grosses dimensions.

$$V = V_0 \sqrt[5]{\frac{d}{D}} \quad (I.7)$$

I.2.6. Méthode de Faury

En 1944, J. Faury (Faury, (1944)) proposa, comme suite à une étude générale du béton, une nouvelle loi de granulation du type continu.

Il s'inspira d'une théorie de Caquot relative à la compacité d'un granulat de dimension uniforme correspondant à un serrage moyen.

Faury adopta une échelle des abscisses graduée en $\sqrt[5]{D}$ pour avoir une courbure linéaire, puis adopta un point de brisure pour distinguer les grains fins et moyens des gros. Ce point aura pour abscisse (D/2) et pour ordonnée la valeur Y qui se calcul par la formule (I.8) suivante :

$$Y = A + 17\sqrt[5]{D} + \frac{B}{\frac{R}{D} - 0,75} \quad (\text{I.8})$$

Où :

B : constante, traduisant l'importance du serrage du béton, varie de 1 à 1,5

R : rayon moyen du moule R= Surface / périmètre ;

A : constante, traduisant la maniabilité du béton, les valeurs de A sont données dans le tableau (I.5) en annexe (1).

R/D : l'inverse de l'effet de paroi

I.2.7. Méthode de Joisel

En 1952, Joisel (Joisel, (1952)) s'inspire des travaux de Caquot et Bolomey, la méthode de Joisel est plus généralisante. Il considère que la loi de granulation conduisant à la compacité maximale est fonction de $\sqrt[m]{D}$, où m dépend de la compacité avec laquelle se serre un granulat de dimensions uniforme suivant les moyens de serrage, m peut alors varier de 3 à 10. Joisel utilisa une courbe de référence de forme linéaire, $\sqrt[m]{D}$ comme graduation des abscisses. Joisel donne une droite de référence (avec une échelle complexe) prenant en compte le ciment, l'eau, les vides, la taille des grains et la compacité des classes granulaires.

I.2.8. Méthode de Dreux – Gorisse

En 1970, Dreux et Gorisse (Dreux, (1995)) mettent en œuvre une méthode, basée sur l'optimum granulaire encore couramment utilisée pour des bétons ordinaires. C'est une approche empirique selon une courbe granulaire de référence (2 segments de droite dans un diagramme semi logarithmique). Contrairement à Faury, le ciment ne fait pas partie de la courbe de référence du mélange, sa quantité massique C étant déterminée séparément.

Il s'agit d'une méthode complète dans le sens où elle prend en compte un grand nombre de paramètres (équation I.9) : la géométrie de la pièce à couler, le type et le dosage du ciment, la finesse, la forme, la qualité et les dimensions de granulats, la consistance et la résistance du béton, etc.

$$f_{cm} = G_{Dreux} \times \sigma_c \left(\frac{C}{E} - 0,5 \right) \quad (\text{I.9})$$

Le détail de la méthode de Dreux- Gorisse sera exposé ultérieurement, car tous les bétons de notre étude seront formulés à base de cette méthode.

I.2.9. Méthode de Baron et Lesage

En 1976, Baron et Lesage (Baron, (1976)), proposent une technique d'optimisation du squelette granulaire. Cette technique fondée sur l'utilisation du maniabilimètre. Son principe est de déterminer en premier lieu par approximations successives l'ensemble des proportions des constituants solide inertes qui correspondent à l'écoulement le plus rapide au maniabilimètre. Puis faire varier le dosage en eau jusqu'à l'obtention de l'écoulement désiré.

I.3. Formulation de béton par Dreux-Gorisse

Cette méthode a l'avantage d'être issue de nombreuses formulations ayant été testées sur chantier et ayant données satisfaction. Elle est d'autre part rapide et très simple d'utilisation; puisqu'elle ne demande que de connaître les courbes granulométriques des granulats utilisés (Dreux, (1998)).

I.3.1. Le principe de la méthode

La résistance et l'ouvrabilité désirées conduisent à déterminer le dosage en ciment et le dosage en eau. Une courbe de référence granulaire est ensuite tracée schématiquement en tenant compte des différents paramètres concernant le béton étudié et ses constituants : dimension des granulats, dosage en ciment, plasticité, intensité du serrage, module de finesse du sable, pompabilité,...etc. Cette courbe de référence permet de doser les proportions, en volume absolu, des différents granulats dont on dispose (Boukellouda, (2010)).

Enfin, la prise en compte d'un coefficient de compacité probable du béton et de la masse volumique des différents granulats permet d'aboutir à la formule de dosage pondéral pour le béton désiré. Reste à exécuter, bien entendu, quelques essais sur ce béton pour apporter à cette formule les corrections expérimentales nécessaires (Boukellouda, (2010)).

I.3.2. Les données de base

Les critères de base adoptés pour cette méthode sont les suivants :

I.3.2.1. Nature de l'ouvrage

La connaissance de la nature de l'ouvrage est nécessaire: ouvrage massif ou au contraire élancé et de faible épaisseur, faiblement ou très ferrailé. Il est nécessaire de connaître l'épaisseur minimale des éléments et les dispositions des armatures dans les zones les plus ferrillées, distance minimale entre elles, et couverture par apport au coffrage.

I.3.2.2. Résistance souhaitée

En admettant pour la résistance en compression un coefficient de variation moyen (rapport entre l'écart-type et la moyenne) de l'ordre de 10% (De Larrard, (2010)), la résistance moyenne f_{cm} peut être estimée en fonction de la résistance caractéristique f_{c28} visée, en supposant que la répartition des résistances en compression suit une loi normale, à l'aide de la formule (I.10) suivante :

$$f_{cm} = f_{c28} + 20 \% \quad (I.10)$$

I.3.2.3. Consistance désirée

Cette consistance est fonction de la nature de l'ouvrage (plus ou moins massif ou plus ou moins ferrailé) de la difficulté de bétonnage, des moyens de serrage, ... etc. Elle peut se définir en général par la plasticité désirée mesurée par affaissement au cône d'Abrams (voir le Tableau I.6).

Tableau I.6. Evaluation de l'ouvrabilité par référence à l'affaissement au cône d'Abrams ou au test d'ouvrabilité (Dreux, (1998)).

Plasticité	Serrage	Affaissement A (cm)	Nb de chocs test
Béton très ferme	Vibration puissante	0 à 2	>60
Béton ferme	Bonne vibration	3 à 5	30 à 50
Béton plastique	Vibration courante	6 à 9	15 à 25
Béton mou	Piquage	10 à 13	10 à 25
Béton liquide	Léger piquage	≥ 14	< 10

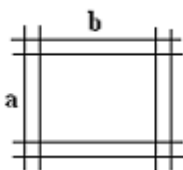
I.3.2.4. Dimension maximale des granulats

Compte tenu de l'efficacité des moyens actuels de vibration et de la tendance à faire des bétons plus plastique, ces valeurs de D sont peut être un peu restrictives, il ne faut pas oublier que les éléments de dimensions D_{max} sont peu nombreux et que là où ils ne passeraient pas, tout le reste passe à condition d'un G/S pas trop élevé et d'une bonne ouvrabilité ce qui correspond à la tendance actuelle.

Afin d'assurer une bonne résistance pour le béton, Dreux recommande d'avoir un rapport G/S voisin de 2.

Tableau I.7. Evaluation approximative de D dimension maximale (tamis) des granulats en fonction des caractéristiques de la pièce à bétonner et de l'ambiance plus au moins agressive

Caractéristiques de la pièce à bétonner		D (Tamis)
e_h espacement horizontal entre armatures		$\leq e_h/1,5$
e_v espacement vertical entre armatures		$\leq e_v$
C distance des armatures de coffrage	<ul style="list-style-type: none"> - ambiance très agressive $\geq 5c$ m - ambiance moyennement agressive ≥ 3 cm - ambiance moyennement agressive mais f_{c28} du béton supérieur à 40 MPa ≥ 2 cm - ambiance non agressive ≥ 1 cm 	} < 1
	r : rayon moyen de ferrailage	$\leq 1,4 r$
	Granulats roulés	$\leq 1,2 r$
	Granulats concassés	$\leq 1,2 r$
	$r = \frac{ab}{2(a+b)}$	
h_m : hauteur ou épaisseur minimale		$\leq h_m/5$



$$r = \frac{ab}{2(a+b)}$$

I.3.2.5. Dosage en ciment et en eau

On commence par évaluer approximativement le rapport C/E en fonction de la résistance moyenne souhaitée f_{cm} (à 28 jours) ; on utilise pour cela une formule inspirée des études de Bolomey donnée par la formule (I.9) précédente.

Où :

f_{cm} (MPa): résistance moyenne en compression souhaitée à (28 jours),

σ'_c (MPa) : classe vraie du ciment à (28 jours),

C (kg/m³) : dosage en ciment, E (litres/m³) dosage en eau totale,

G est un coefficient granulaire sans dimension. Les valeurs du coefficient granulaire données dans le tableau (I.8) supposent que le serrage du béton est effectué dans de bonnes conditions (par vibration en principe). D_{max} est le diamètre du plus gros granulat.

Tableau I.8. Valeurs approximatives du coefficient granulaire G (Cheriat, (2007)) et (Dreux, (1998))

Qualité des granulats	Petits $D \leq 16 \text{ mm}$	Moyens $25 \text{ mm} \leq D \leq 40 \text{ mm}$	Gros $D > 63 \text{ mm}$
Excellente	0,55	0,60	0,65
Bonne, courante	0,45	0,50	0,55
Passable	0,35	0,40	0,45

Ces valeurs de G correspondent à des bétons de plasticité courante ($4\text{cm} \leq A \leq 8\text{cm}$), avec A: affaissement au cône d'Abrams

- pour les bétons fermes ($A \leq 3 \text{ cm}$) : - 0,03

- pour les bétons mous ($A \geq 9\text{cm}$) : + 0,03

L'abaque de la figure (I.3) permet d'estimer approximativement la quantité de ciment C nécessaire en fonction du rapport C/E estimé par la formule (I.9) précédente et de l'ouvrabilité désirée, qui peut être identifiée à partir de l'affaissement au cône d'Abrams et qui doit être considérée comme une donnée du problème.

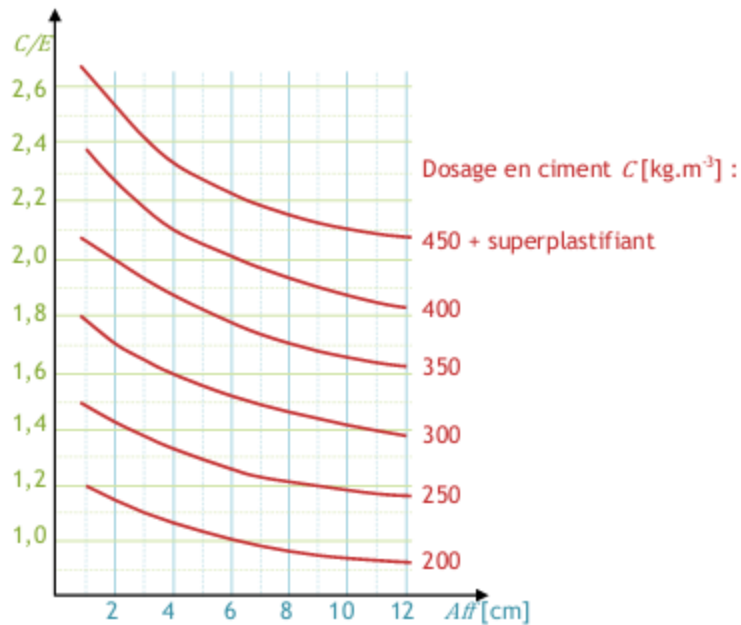


Figure I.3. Abaque pour l'estimation de la quantité de ciment (Dreux, (1998))

Ayant fait le choix du dosage en ciment C , on déduit alors le dosage approximatif en eau E qu'il conviendrait d'ajuster ultérieurement par quelques essais de plasticité et d'ouvrabilité. L'abaque de la figure (I.4) ci-dessous nous permet d'effectuer une première correction en tenant compte de la dimension maximale des granules (D_{\max}).

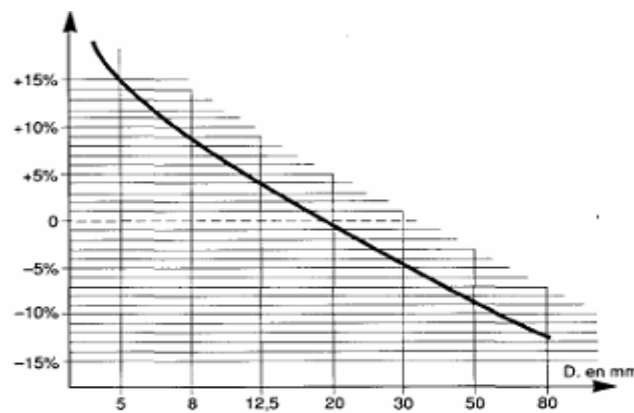


Figure I.4. Correction sur le dosage en eau (Dreux, (1998))

Tableau I.9. Correction en pourcentage d'eau en fonction de la dimension des plus gros granules D_{\max} (correction si $D_{\max} \neq 25$ mm), (Dreux, (1998))

Dimension maximale des plus gros granules D_{\max} (mm)	5	10	16	25	40	63	100
Correction sur le dosage en eau E (%)	+15	+9	+4	0	-4	-8	-12

I.3.2.6. Dosage des granulats

a. Tracé de la courbe granulaire de référence

Après le tamisage des granulats on trace sur le même graphique les courbes granulométriques des différents granulats. Ensuite on trace la courbe granulaire de référence **OAB** : le point **O** étant l'origine, le **B** (à l'ordonnée 100 %) correspond à la dimension D_{max} du plus gros granulat et le point **A** dit le point de brisure a les coordonnées ainsi définies en abscisse à partir de D_{max} :

- ✓ Si $D_{max} \leq 20$ mm, alors l'abscisse $X_A = \frac{D_{max}}{2}$
- ✓ Si $D_{max} > 20$ mm, X_A est située au milieu du "segment gravier" limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D_{max} . et l'ordonnée (Y_A) est donnée par la formule (I.11) :

$$Y_A = 50 - \sqrt{D_{max}} + K \quad (I.11)$$

Avec **K** un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés. Les valeurs de **K** sont indiquées dans le tableau (I.10) suivant :

Tableau I.10. Valeur du terme correcteur **K** en fonction du dosage en ciment, de la puissance de la vibration et de l'angularité des granulats (Dreux, (1998))

Vibration Forme des granulats	Faible		Normale		Puissante	
	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
400 + Superplastifiant	-2	0	-4	-2	-6	-4
400	0	+2	-2	0	-4	-2
350	+2	+4	0	+2	-2	0
300	+4	+6	+2	+4	0	+2
250	+6	+7	+4	+6	+2	+4
200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

Deux cas nécessitent une correction supplémentaire du terme correcteur **K** :

- si le module de finesse est différent de 2,5 (la valeur de 2,5 correspond à une valeur optimale), une correction supplémentaire peut être effectuée en ajoutant la valeur $K_s = 6MF - 15$ (MF étant le module de finesse du sable) ;
- si la qualité du béton est précisée « pompable », il conviendra de conférer au béton le maximum de plasticité et de l'enrichir en sable par rapport à un béton de qualité courante ; le terme correcteur **K** sera majoré par un terme $K_P = +5$ à $+10$ environ, selon le degré de plasticité désiré.

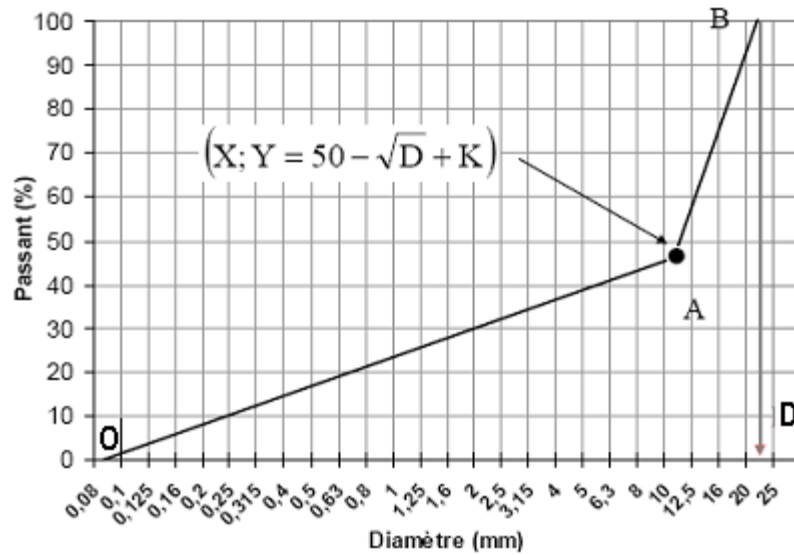


Figure I.5. Courbe optimale selon Dreux-Gorisse, (Dreux, (1998))

La figure (I.6) présente la méthode d'utilisation de la courbe granulair de référence afin de déduire les pourcentages des granulats utilisés.

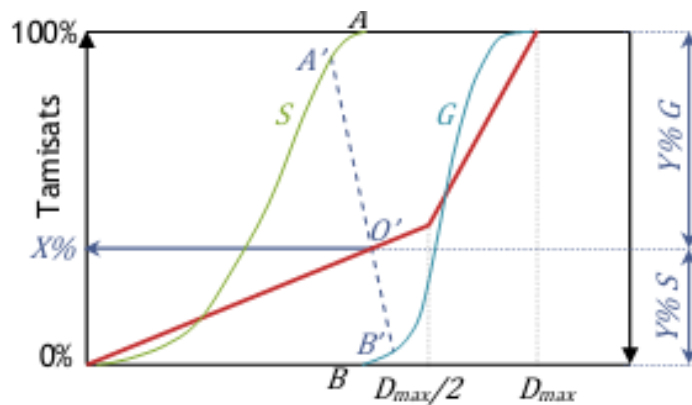


Figure I.6. Utilisation de la courbe granulair de référence (Jourdain, (2018))

b. Masse des granulats

Il convient alors de faire appel à la notion de coefficient de compacité du béton. On définit celui-ci comme le rapport entre la somme des volumes absolus des constituants solides (granulats et ciment) et le volume de béton correspondant en œuvre que l'on prend ici égal à 1000 litres.

Le coefficient de compacité du béton est donné par la formule (I.12) suivante :

$$\gamma = \frac{V_g + V_c}{1000} \tag{I.12}$$

Avec V_g et V_c (en litres) volumes absolus des granulats d'une part et du ciment d'autre part dans un mètre cube de béton en œuvre. La connaissance du dosage en ciment C déjà fixé permet le calcul de V_c en supposant que la masse volumique du ciment est de 3,1 Kg/litre. Le choix de la valeur de γ dans le tableau (I.11) de l'annexe 1 permet de calculer le volume absolu V_g de l'ensemble des granulats : la connaissance du pourcentage de chacun d'eux

permet alors de calculer leurs volumes absolus respectifs en litres pour un mètre cube de béton en œuvre. La connaissance de la masse volumique de chacun d'eux est alors nécessaire et permet de calculer la masse de chacun d'eux dans la formule de composition qui est alors complètement définie et qui, par addition des masses des différents constituants, donne la masse volumique théorique du béton frais en œuvre.

Pour déterminer le dosage des granulats, la courbe granulaire OAB de référence est tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats composants.

On trace alors les lignes de partage entre chacun des granulats, en joignant le point à 95% de la courbe granulaire du premier, au point 5% de la courbe du granulat suivant et ainsi de suite.

On lira alors sur la courbe de référence, au point de croisement avec les droites de partage, le pourcentage en volume absolu de chacun des granulats soit g_1, g_2, g_3, \dots etc.

Le volume Absolu des grains de ciment est : $V_c = C/3,1$ avec C le dosage en ciment, (3,1 étant la masse spécifique admise pour les grains de ciment).

Le volume absolu de l'ensemble des granulats est donné par la formule (I.13) suivante :

$$V = 1000\gamma - V_c \quad (\text{I.13})$$

On en déduit alors le volume absolu de chacun des granulats ainsi que les masses spécifiques de chacun des granulats.

Tels que :

Les volumes absolus de chacun des granulats sont par suite:

$$V_1 \geq g_1 V, V_2 \geq g_2 V, V_3 \geq g_3 V, \dots \text{etc.}$$

Et si les masses spécifiques de chacun de ces granulats sont $\rho_{s1}, \rho_{s2}, \rho_{s3}, \dots$ etc. Les masses de chacun d'eux seront :

$$P_1 = V_1 \rho_{s1}, P_2 = V_2 \rho_{s2}, P_3 = V_3 \rho_{s3}, \dots \text{etc.}$$

La masse totale des granulats sera donc : $G = P_1 + P_2 + P_3$

I.3.3. Ajustement de la formule au mètre cube

Si la masse des granulats est G, si la masse de ciment est C et si le dosage en eau est E (en litres par mètre cube sur matériaux supposés secs), la densité du mètre cube de béton devrait être théoriquement donnée par la formule (I.14) suivante :

$$\Delta_0 = \frac{G+C+E}{1000} \quad (\text{I.14})$$

On peut en pesant une ou plusieurs éprouvettes mesurer la densité réelle Δ du béton frais en œuvre.

Si est Δ peu différente de Δ_0 , c'est que la formule étudiée correspond bien au mètre cube.

Si en revanche, la densité réelle Δ est plus petite que la densité Δ_0 , c'est que la formule étudiée donne un peu plus d'un mètre cube de béton et le dosage réel en ciment se trouve inférieur à celui théoriquement prévu et vice versa. Donc il faut apporter une correction sur la masse totale des granulats est alors:

$$x = 1000 (\Delta - \Delta_0) \quad (\text{I.15})$$

x en (Kg), maintenant :

Si $(\Delta - \Delta_0) < 0 \rightarrow$ la formule proposée faisant de plus du mètre cube

Si $(\Delta - \Delta_0) > 0 \rightarrow$ la formule proposée faisant moins du mètre cube

Sur la masse de chacun des granulats dont les pourcentages sont g_1, g_2, g_3, \dots etc. Et les masses P_1, P_2, P_3, \dots etc. La correction à apporter sera la suivante :

$$\frac{x P_1}{G}, \frac{x P_2}{G}, \frac{x P_3}{G}, \dots \text{etc.}$$

Avec G est la masse totale des granulats.

I.4. Evaluation destructive et non destructive des bétons

I.4.1. Evaluation des ouvrages en béton par la méthode destructive

L'évaluation des propriétés du béton est du plus grand intérêt, qu'il s'agisse de détecter des zones endommagées et altérées ou que l'on souhaite contrôler la qualité du béton et estimer sa résistance à la compression (Breysse, (2009)).

Les méthodes normalisées utilisées pour la qualité du béton dans les structures en béton ne permettent de prendre en compte que des essais destructifs sur des éprouvettes coulées en même moment ou sur des carottes prélevées de l'ouvrage (Hannachi, (2011)). Ces essais sont destructifs. Les mesures des résistances à la compression R_c et de traction R_t sont réalisées souvent avec des presses (compression, traction par fendage, par flexion 03 points ou 04 points, ...etc.).

L'inconvénient est que les résultats ne sont pas connus immédiatement, le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage car la cure ou le serrage peuvent être différents, les résistances des éprouvettes dépendent également de leurs dimensions et de leurs formes, ainsi que le nombre insuffisant des éprouvettes ou des prélèvements, pour une raison économique, ne reflète toujours pas la réalité de la structure (Bin Ibrahim, (2002)).

L'utilisation de méthodes dites non destructives applicables in situ est primordiale dans les cas où il est impossible de prélever un échantillon sur la structure, ou si l'on souhaite suivre l'évolution d'une caractéristique au cours du temps.

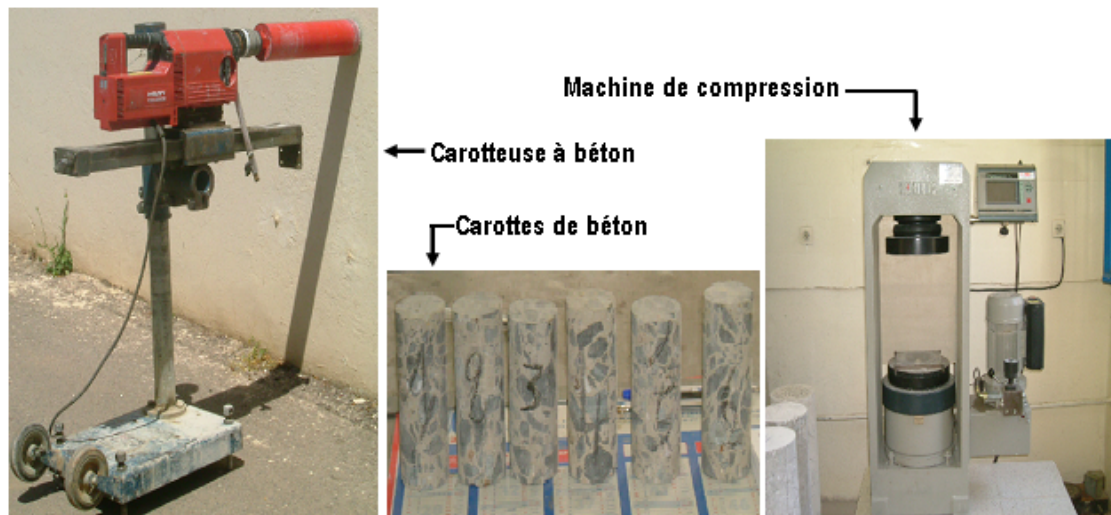


Figure I.7. Appareillage pour essais destructifs (Hannachi, (2015))

I.4.2. Evaluation des ouvrages en béton par la méthode non destructive

Plusieurs méthodes non destructives d'évaluation ont été mises au point ; ces méthodes sont basées sur le fait que certaines propriétés physiques du béton peuvent être reliées à la résistance et peuvent être mesurées par des méthodes non destructives. Ces propriétés physiques du béton comprennent la dureté (capacité de rebondissement), la capacité de transmettre les ultrasons, la capacité à résister à l'arrachement, ...etc.

Toutes les méthodes disponibles pour l'évaluation in situ du béton sont limitées, leur fiabilité est souvent remise en question, la combinaison de deux ou plusieurs techniques se profile comme une réponse à toutes les difficultés (Hobbs, (2007)). La combinaison de plusieurs techniques du contrôle non destructif est souvent mise en œuvre de façon empirique; combiner deux techniques sert le plus souvent à renforcer la fiabilité de l'estimation de la résistance à la compression du béton, le principe repose sur des corrélations entre les mesures observées et la propriété recherchée (Bungey, (1996)).

Plusieurs modèles de corrélation empirique (uni paramétriques et combinées) reliant les résistances du béton et les mesures non destructives correspondantes ont été proposés par différents chercheurs (Qasrawi, (2000)), (Khodja, (2010)), (Lechani, (1997)), (Kenai, (2003)), (Galon, (2003)), (CON, 2000), (Gallo, (2001)) et (Dreux, (2002)). Ces modèles sont uniquement appropriés aux matériaux et environnement similaires à ceux desquels ils sont établis. Cependant, l'utilisation de ces modèles pour estimer la résistance des bétons produits dans les chantiers algériens donne lieu souvent à des résultats contradictoires lors de leur comparaison avec ceux observés par les essais aux carottes. Ceci montre clairement la nécessité de développer des corrélations spécifiques aux bétons à base des matériaux locaux et reflétant les conditions et les pratiques courantes de nos chantiers.

I.4.2.1. Essai sclérométrique

L'essai au scléromètre est destiné à mesurer la dureté superficielle du béton et il existe une corrélation entre la résistance et l'indice sclérométrique. Le scléromètre convient aux essais

en laboratoire comme aux essais sur chantier. Une masse commandée par un ressort se déplace sur un plongeur dans un tube de protection. La masse est projetée contre la surface de béton par le ressort, et l'indice sclérométrique est mesuré sur une échelle. La surface sur laquelle l'essai est effectué peut être horizontale, verticale ou à tout autre angle, mais la corrélation devra prendre en compte l'inclinaison de l'appareil à cette surface.

L'appareil doit être correctement étalonné et il est souhaitable afin que les résultats soient représentatifs qu'une corrélation à partir d'essais destructifs sur éprouvettes soit préalablement réalisée.

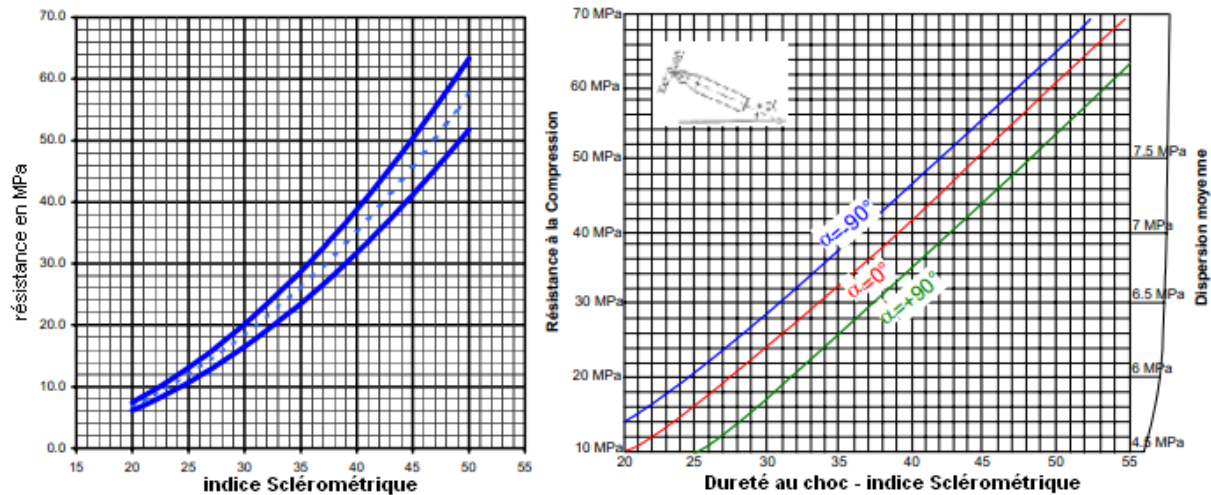


Figure I.8. Résistance à la compression en fonction de l'indice sclérométrique (Hannachi, (2015))

Limites et avantages : Le scléromètre est une méthode peu coûteuse, simple et rapide pour connaître la résistance du béton, mais une précision entre ± 15 et $\pm 20\%$ n'est possible qu'avec des éprouvettes qui ont été coulées et soumises à un traitement de cure et à des essais où les conditions d'étalonnage ont été établies. Les résultats sont influencés par des facteurs tels que la régularité de la surface, la grosseur et la forme de l'éprouvette, le degré d'humidité du béton, le type du ciment, la taille du plus gros granulats et le degré de carbonatation de la surface (Rilem, (2012)).

Une corrélation a été proposée par (Boukhelkhal, (2015)), concernant une étude sur la détermination non destructive de la résistance du béton sur site (Scléromètre & Ultrason). Cette corrélation établie entre les mesures de la résistance à la compression par écrasement et les indices de rebondissement correspondants. L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme puissance présentée par l'équation (I.16) avec un coefficient de corrélation $r = 0,957$ et une erreur type $s = 3,121$ MPa.

$$R = 0,013 I^{2,112} \quad (\text{I.16})$$

Avec : R en MPa

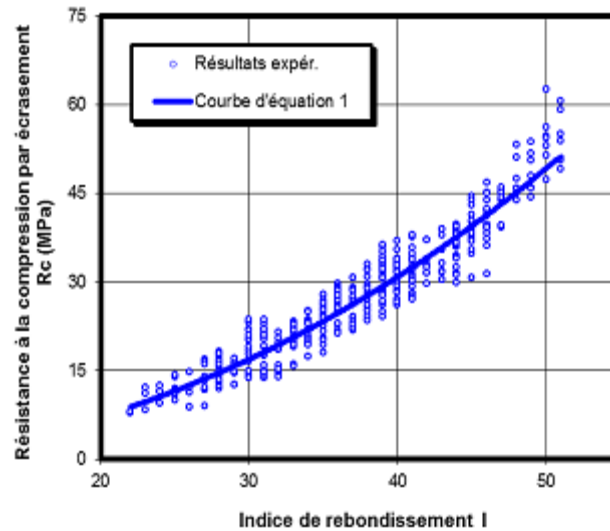


Figure I.9. Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement (Boukhelkhal, (2015)).

D'après la figure (I.9) (Boukhelkhal, (2015)), a conclu qu'il existe une bonne corrélation ($r = 0,957$) entre les résistances à la compression par écrasement et les indices de rebondissement correspondants pour l'ensemble des bétons. A cet effet, il peut dire que les résultats trouvés par le scléromètre convergent bien vers ceux trouvés par écrasement direct.

Une autre équation de corrélation et coefficient de détermination établie entre l'indice sclérométrique et résistance en compression sur éprouvettes a été proposée par (Hannachi, (2011)), cette corrélation a été donnée par l'équation (I.17) suivante :

$$F_c = -0,7708 N + 54,6389 \quad (I.17)$$

Avec : N indice sclérométrique ; $R^2 = 0,3983$ (coefficient de détermination)

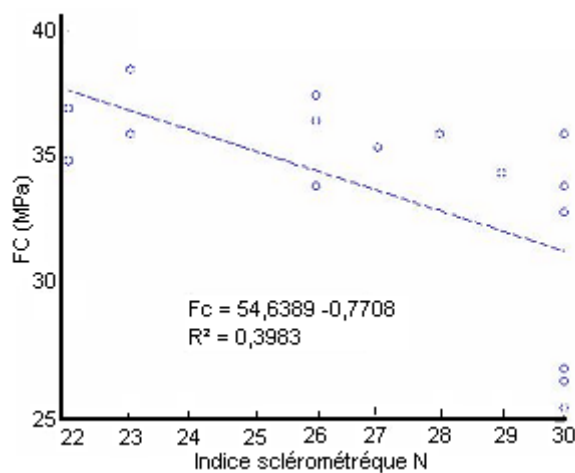


Figure I.10. Corrélation entre indice scléromètre et résistance compression éprouvettes (Hannachi, (2011))

I.4.2.2. Essai d'auscultation sonique

La méthode consiste à mesurer la vitesse de propagation d'ultrasons traversant le béton à l'aide d'un générateur et d'un récepteur. Les essais peuvent être effectués sur des éprouvettes en laboratoire ou sur ouvrage. De nombreux facteurs influent sur les résultats : la surface sur laquelle l'essai est effectué doit épouser parfaitement la forme de l'appareil qui lui est appliqué, et donc l'emploi d'une substance de contact est indispensable (graisse, vaseline, ...etc.); le parcours doit être préférablement d'au moins 30 cm de façon à prévenir toute erreur occasionnée par l'hétérogénéité du béton ; la vitesse de propagation est sensible à la maturité du béton (état d'avancement de l'hydratation, eau occluse, ...etc.); la présence d'armatures dans le béton perturbe la vitesse de propagation. Il est donc souhaitable et voire indispensable de choisir un parcours d'ondes le moins influencé possible par la présence des armatures (Lin, (2003)).

Limites et avantages : Un ultrasons est une méthode simple et relativement peu coûteuse pour déterminer l'homogénéité d'un béton. Elle peut être utilisée dans le cadre d'un suivi de contrôle de qualité de la production qu'en contrôle sur ouvrages. Lorsque de grands écarts de vitesse de propagation sont découverts sans causes apparentes dans l'ouvrage, il y a lieu de soupçonner que le béton est défectueux ou altéré. Une vitesse élevée de propagation indique généralement un béton de bonne qualité. Des études réalisées par la RILEM ont montré que la corrélation avec la résistance à la compression à pour forme suivante :

$$R_c = a. e^{(b.v)} \quad (\text{I.18})$$

Avec : (a, b) coefficients et (v) la vitesse de propagation.

Tableau I.12. Qualité du béton en fonction de la vitesse de propagation

Qualité	Vitesse de propagation (m/s)
Excellente	Supérieure à 4000
Bonne	3200 – 4000
Douteuse	2500 – 3200
Mauvaise	1700 – 2500
Très mauvaise	Inférieure à 1700

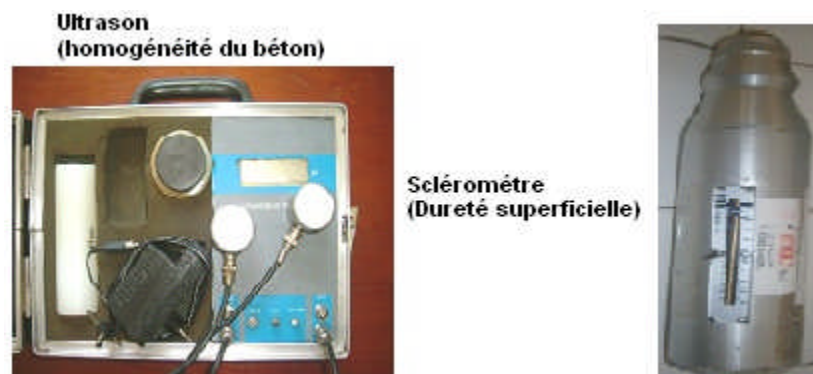


Figure I.11. Appareillage pour essais non destructifs

L'essai d'auscultation sonore a été effectué, afin d'estimer la qualité du béton. La vitesse de propagation (v) est calculée par la formule (I.19) suivante :

$$V = \frac{L}{T} \quad (\text{I.19})$$

Avec :

L : distance entre les deux sondes (émetteur et récepteur) en (m)

T : le temps de propagation en (s)

I.4.3. Corrélation uni paramétrique entre la résistance et la vitesse ultrasonique

La figure (I.12), présente la courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression par écrasement R_c et les vitesses ultrasoniques V correspondantes. L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée par l'équation (I.20) avec un coefficient de corrélation $r = 0,926$ et une erreur type $s = 4,063$ MPa (Boukhelkhal, (2015)).

$$R = 0,342 \exp (1,004 V) \quad (\text{I.20})$$

Avec : R en (MPa) et V en (Km/s)

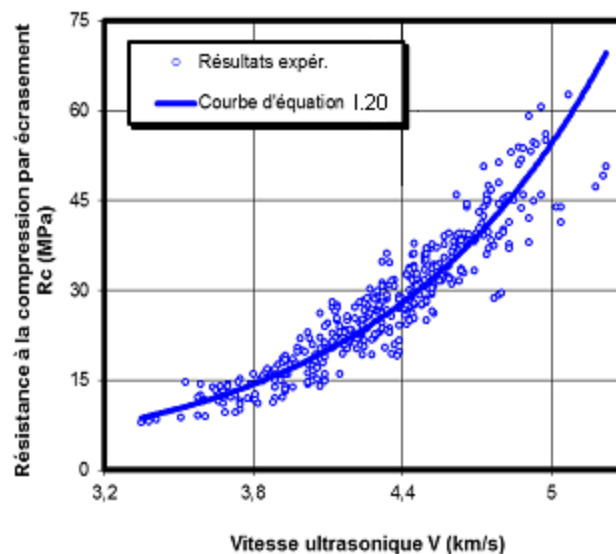


Figure I.12. Corrélation Résistance à la compression- Vitesse ultrasonique

(Boukhelkhal, (2015))

D'après la figure (I.12), on peut dire qu'il existe une bonne corrélation entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques correspondantes pour l'ensemble des différents bétons examinés.

Une autre corrélation établie entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique a été proposée par (Hannachi, (2011)) (voir figure I.13), cette corrélation a été donnée par l'équation (I.21) suivante :

$$F_c = -0,0162 V + 97,54095 \quad (\text{I.21})$$

Avec : V vitesse ultrasonique ; $R^2 = 0,5213$ (coefficient de détermination)

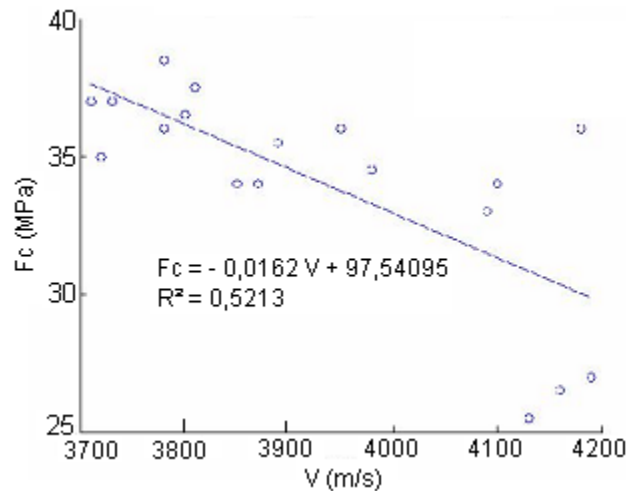


Figure I.13. Corrélation entre vitesse ultrasonique et résistance compression éprouvette (Hanniche, (2015))

Une autre approximation établie entre la résistance à la compression et la vitesse de propagation, pour des granulats siliceux de qualité courante ($D_{\max} = 16$ mm), et pour un béton de résistance inférieure à 30 MPa, cette approximation a été donnée par la formule (I.22) suivante :

$$R_c = 0,08177 \exp (0,00147 V) \quad (\text{I.22})$$

Avec :

V : vitesse de propagation (m/s)

Rc : résistance à la compression en (MPa)

La figure (I.14) représente des études comparatives entre les différents modèles de corrélation entre la résistance à la compression et les vitesses ultrasoniques proposées dans la littérature par différents chercheurs pour des bétons de site.

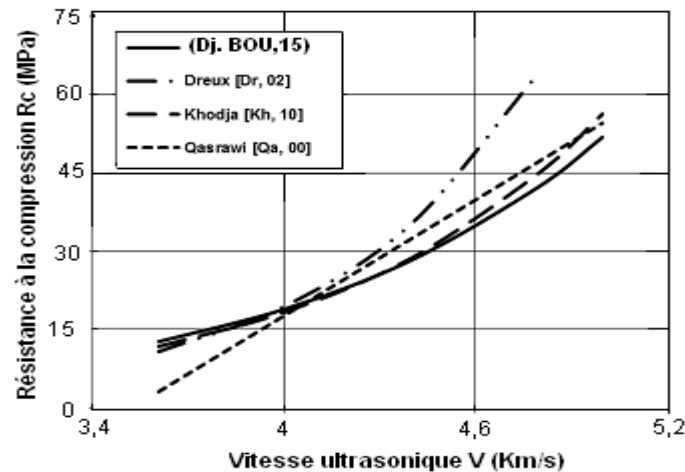


Figure I.14. Corrélation Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établies par divers auteurs (Boukhelkhal, (2015))

I.5. Module d'élasticité

Parmi les paramètres initiaux du matériau béton, le module d'élasticité se distingue comme une constante mécanique qui caractérise le béton en tant que matériau homogène. Les essais de mesure de module d'élasticité sont classés comme des essais mécaniques non destructifs, puisqu'on peut répéter l'essai sur une même éprouvette sans la détruire. L'étude expérimentale d'un matériau comme le béton, destinée à déterminer son comportement sous l'action des charges appliquées, permet de fixer, toutes les valeurs que l'on obtient ordinairement par le calcul, telles que les contraintes et les déformations (Zdiri, (2007)). Le module d'élasticité du béton augmente lorsque la résistance à la compression augmente. De plus, on ne peut pas estimer la forme exacte de cette relation, puisque le module d'élasticité du béton est conditionné par le module d'élasticité du granulat et de la pâte de ciment et par les proportions volumétriques introduites dans le mélange et ceci par analogie à l'idée proposée par Neville sur le béton conventionnel (Neville, (2000)).

I.5.1. Estimation du module d'élasticité selon les règles BAEL 91/99

Le règlement Français de calcul de béton armé "BAEL" (BAEL, 1992) prévoit que le module d'élasticité E_c peut être calculé suivant le modèle empirique en fonction de sa résistance à la compression, à partir du modèle empirique donné par la formule (I.23) suivante:

$$E_c = 11000 \sqrt[3]{R_c} \quad (\text{I.23})$$

I.5.2. Estimation du module d'élasticité selon la vitesse du son

Pour estimer le module d'élasticité d'un ouvrage âgé en service, les mesures par ultrasons sont recommandées. La vitesse de propagation de l'onde ultrasonore dans un béton dépend du module d'élasticité du béton et de sa densité. (Münzer, (1994)) a établi une corrélation afin de déterminer le module d'élasticité dynamique du béton selon la vitesse

de propagation du son et la masse volumique. Cette corrélation a été donnée par la formule (I.24) suivante :

$$E_d = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \gamma V^2 \quad (\text{I.24})$$

Ou bien :

$$E_d = 4xHz^2xL^2x\gamma \quad (\text{I.25})$$

Avec :

Hz : Fréquence de l'onde en Hertz

Cette fréquence est en fonction des dimensions et de la forme de l'éprouvette. Pour une éprouvette (16x32) cm², on adopte Hz = 6000.

L : longueur de l'éprouvette

Ed : module d'élasticité dynamique du béton

ν : Coefficient de poisson du béton ($\nu = 0,2$)

γ : masse volumique du béton expérimentale en (t/m³)

V : vitesse moyenne de propagation du son en (Km/s)

La masse volumique peut être estimée selon la formule (I.26) (Münzer, (1994)) :

$$\gamma = 1,67 + 0,155 V \quad (\text{I.26})$$

Avec : γ en (t/m³)

Le module d'élasticité statique sécant selon SIA 162/1 peut être donné en fonction de la constante K par la formule (I.27) suivante :

$$E_C = K V^2 \quad (\text{I.27})$$

Ou : $E_C = 1,68 V^2$

Avec :

Ec en (GPa) : module d'élasticité sécant

V (Km/s) : vitesse du son dans le béton ; K : constante dont les valeurs :

$K = 1,68$ pour $t \geq 180$ jours ;

$K = t^{0,1}$ pour $t < 180$ jours ;

t : âge du béton en jours

I.6. Comportement du béton

I.6.1. le béton, matériau hétérogène

Le béton est un matériau composite constitué d'une matrice en ciment et d'inclusions de granulats ou agrégats (sables, graviers, cailloux) dont la répartition et géométrie ne sont pas connus à priori et présente souvent une dispersion important. A cette hétérogénéité de composition vient s'ajouter une hétérogénéité dite structurelle. Elle consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure. La plupart de ces défauts se situent à l'interface entre les granulats et la pate de ciment, cette interface constituant le lieu le plus faible du matériau. Des microfissures peuvent également être générées dans le ciment par différents facteurs, tels que le retrait (diminution du volume apparent de la matière) hydraulique engendré par évaporation d'eau, le retrait thermique engendré par une variation de température ou une consolidation incomplète du ciment entraînant la formation de microcavités. Lorsque cette structure est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former suite à des concentrations de contraintes de tension isolées dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment. Lorsque ce chargement augmente, les microfissures se développent et se connectent éventuellement entre elles pour former une microfissure entraînant la rupture du matériau, ce qui se traduit à l'échelle macrostructurale par une diminution des contraintes accompagnée d'une augmentation des déformations. Ce comportement dit adoucissant ou quasi-fragile est associé à un phénomène de localisation des déformations. En effet, le mode de déformation est non homogène, c'est-à-dire que les déformations se concentrent dans des zones localisées de faible dimension (le long des microfissures dans le cas du béton) alors que tout le reste du matériau a tendance à se décharger. De par sa nature hétérogène, le béton présente donc un comportement mécanique multiaxial, une fissuration progressive induite par des contraintes ou des déformations de tension conjuguée à un adoucissement en déformation, et un comportement dépendant du temps tel que le fluage et le retrait.

I.6.2. Comportement en compression uniaxiale

La courbe caractéristique reliant les contraintes aux déformations obtenues lors d'un essai de compression uniaxiale d'un cylindre en béton est présentée sur la figure (I.15). Elle présente un comportement quasiment linéaire élastique jusqu'à environ 40% de sa résistance limite en compression f_c et devient ensuite non linéaire. Après le pic, la partie décroissante de la courbe caractérise le régime d'adoucissement du béton jusqu'à ce que la ruine en effondrement apparaisse. La partie croissante de la courbe est indépendante de l'élanement du cylindre testé (rapport du diamètre sur la hauteur), ce qui n'est pas le cas pour le régime d'adoucissant où une augmentation de la ductilité (en terme contrainte et déformation) est observée expérimentalement avec une augmentation de l'élanement (effet d'échelle).

Le comportement du béton en compression uniaxiale peut être divisé en deux zones : la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation décrit le comportement du béton non fissuré (présence uniquement de microfissures non visible à l'œil nu) alors que la partie d'adoucissement est associée au comportement du béton fissuré (les fissures sont observées à l'œil nu).

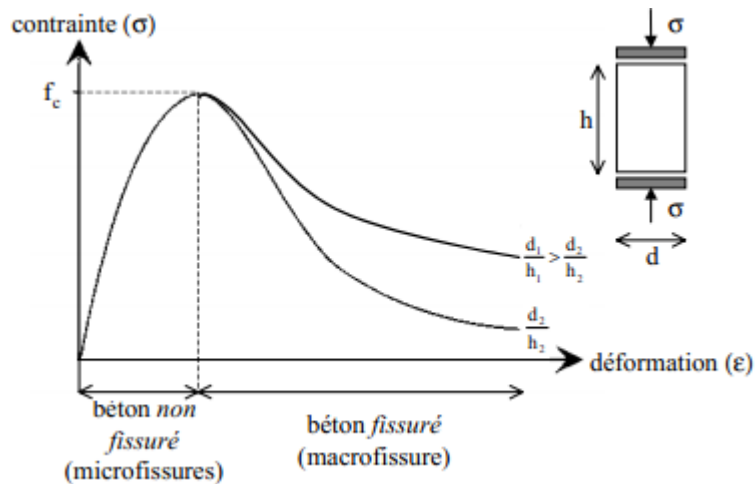


Figure I.15. Comportement du béton en compression uniaxiale (Vu, (2007))

I.6.3. Comportement en traction uniaxiale

La courbe contrainte-déformation du béton en traction uniaxiale comme il est illustrée sur figure (I.16) est similaire à celle décrite pour la compression uniaxiale, mis à part le fait que la résistance limite en traction f_t est nettement plus faible que celle en compression ($f_t = 0,1f_c$). La courbe est linéaire jusqu'à environ 75% de f_t (Karihaloo, (1995)). Les microfissures commencent à se développer dans la région précédent le pic mais s'agrandissent plus rapidement que lors d'un test de compression et donc la rupture survient plus tôt.

Des tests expérimentaux de traction directe d'éprouvettes en béton ont montré que, juste avant le pic, une décohésion des granulats les plus importants apparaissait et que les fissures nées de cette décohésion coalescente ensuite avec les microfissures existantes pour former une macrofissure continue. De plus, les résultats révèlent la présence de nombreux grains reliant les surfaces de la fissure, ce qui explique la branche d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation. La ruine des éprouvettes apparaît lors de la rupture de ces grains.

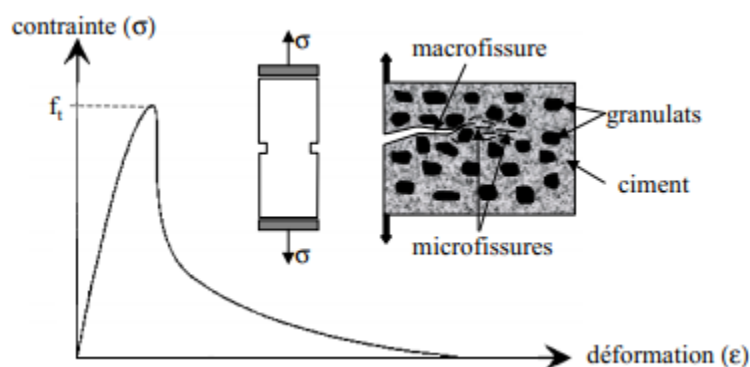


Figure I.16. Comportement du béton en traction uniaxiale (Terrien, (1980))

La résistance à la traction du béton peut être évaluée par fendage d'éprouvettes cylindriques. La résistance du béton est normalement évaluée à partir de la déformation latérale de l'échantillon Picandet (Picandet, (2001)). L'hétérogénéité du champ de contrainte le long du diamètre de rupture et la rupture de traction non typique ont

limité l'utilisation des résultats de ces essais dans les calculs d'application. Les résultats de Picandet (Picandet, (2001)) ont montré que la déformation résiduelle latérale d'un cylindre en traction par fendage est approximativement égale à la moitié de la déformation latérale sous chargement.

I.7. changements volumétriques du béton

Le béton change légèrement de volume, pour plusieurs raisons, et comprendre la nature de ces changements s'avère utile pour planifier ou analyser les travaux en béton. Si le béton était libre de se déformer, les changements volumétriques normaux auraient très peu d'importance, mais puisque le béton est ordinairement retenu par la fondation, l'infrastructure, l'acier d'armature ou des membrures de liaison, il peut se produire des efforts importants. Cela est particulièrement sérieux lorsqu'il s'agit d'efforts de tension.

Des fissures se développent parfois, puisque le béton est relativement faible en tension mais particulièrement fort en compression. Les tensions élevées et les fissurations peuvent être évitées ou minimisées en contrôlant les variables qui affectent les changements volumétriques. Le calcul des structures devrait être effectué en tenant compte de l'ouverture de fissure tolérée dans le béton armé. Par changement de volume, on entend aussi bien une augmentation qu'une diminution de volume. La plupart du temps, les changements de volume du béton peuvent être reliés à une expansion ou une contraction due à des variations de température ou d'humidité. Il peut y avoir aussi des changements de volume causés par des réactions chimiques tel le retrait de carbonatation, l'attaque par des sulfates ou une expansion délétères alcalis granulats. Il y a aussi le fluage qui est une déformation consécutive à l'application continue d'une contrainte ou d'une charge.

Il ne faudrait pas oublier non plus les changements de longueur ou de forme dans le domaine des déformations élastiques ou inélastiques qui se produisent instantanément chaque fois qu'on applique une charge. Les changements de volume qui se produisent dans le béton sont normalement de très faible amplitude, ils peuvent varier de (10 à 1000 x 10⁻⁶).

I.7.1. Changements volumétriques à jeune âge

Le volume du béton commence à varier peu de temps après sa mise en place. Les variations volumétriques au jeune âge, durant les premières 24 heures, peuvent influencer les changements volumétriques (comme le retrait de séchage) et la fissuration du béton durci, particulièrement dans le cas des bétons ayant un faible rapport eau/liants.

Différentes formes de changements volumétriques au jeune âge (retrait chimique, retrait endogène, retrait plastique, le tassement, le gonflement et le retrait de séchage), dans cette présente recherche on s'intéresse au retrait de séchage (encore appelé retrait de dessiccation).

I.7.1.1. Retrait au séchage du béton durci

Le retrait au séchage est le plus connu. Il se développe dans le béton au cours de son durcissement, pendant les premiers mois. Il est plus important en surface que dans la masse du béton. C'est un retrait du béton durci causé par l'évaporation de l'eau contenue dans la

porosité du béton, à partir des surfaces libres soumise à l'air ambiant ayant un degré d'humidité inférieur à celui du béton. Ce processus de séchage génère une diminution de volume du béton. La perte d'eau est progressive et décroissante au cours du temps.

Les facteurs qui influencent l'amplitude de la perte d'eau, et donc le retrait de séchage, sont la porosité du béton, le degré hygrométrique de l'air ambiant, et le rapport surface exposée à l'air/volume de l'élément. D'un point de vue pratique, ce n'est pas tant le retrait de séchage qui est important, mais plutôt la fissuration qu'il peut provoquer. Le mécanisme de fissuration est le suivant : le retrait de séchage commence toujours à se développer au niveau de la surface du béton exposée à l'air sec. Les forces de tension, qui apparaissent alors près de la surface, sont équilibrées par des forces de compression intérieures au béton. Des fissures s'ouvrent dès lors que les efforts de tensions dépassent la résistance à la tension du béton. Ces efforts de tension étant libérés chaque fois que la partie extérieure du béton se fissure.

Le béton se dilate avec l'accroissement d'humidité et se contracte avec la perte d'humidité. Les effets de ces changements d'humidité sont illustrés schématiquement dans la figure(I.17).

L'échantillon A représente un béton entreposé continuellement dans l'eau à partir du temps de la mise en place, tandis que l'échantillon B représente un autre échantillon du même béton exposé d'abord au séchage et ensuite à des cycles de mouillage et de séchage. Pour fins de comparaison, il peut être noté que le gonflement qui survient durant l'entreposage à l'humidité continue pendant une période de plusieurs années est de moins de (150×10^{-6}) soit le quart du retrait du béton séché à l'air pour la même période.

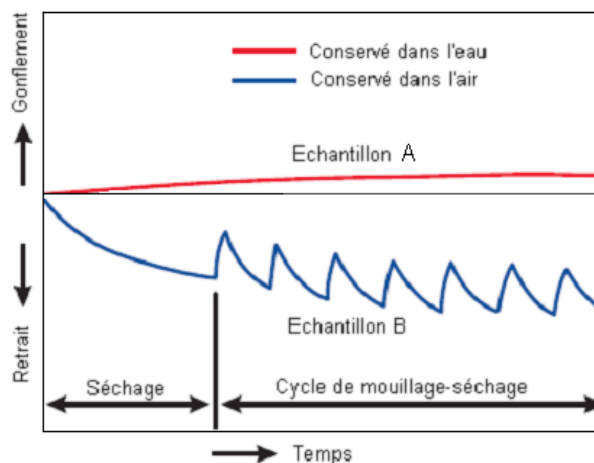


Figure I.17. Illustration schématique des mouvements dus aux variations d'humidité dans le béton (Roper, (1960))

Le béton mûris à l'eau pendant 7 jours possède moins de retrait (séchage et endogène) que le béton qui n'a pas été mûris à l'eau. Cela démontre l'importance d'un mûrissement humide précoce pour diminuer le retrait (Aïtcin, (1999)).

Les essais indiquent que le changement de longueur dû au retrait causé par le séchage dans de petits échantillons de béton ordinaire (non armé) varie entre $(400 \text{ à } 800) \times 10^{-6}$ lorsqu'il est exposé à l'air à 50 % d'humidité. Cela veut dire que le béton ayant un retrait unitaire de (550

$\times 10^{-6}$), rétrécit d'une longueur équivalente à la contraction causée par une baisse de température de 55 °C.

Le retrait au séchage d'un béton à granulats pré-placés est de l'ordre de $(200 \text{ à } 400) \times 10^{-6}$, ce qui est considérablement moindre que celui du béton normal, en raison du contact étroit des particules entre elles. Le retrait au séchage du béton structural léger varie d'une quantité légèrement inférieure à celle d'un béton de masse volumique normale et jusqu'à 30 % de plus, selon la nature du granulat utilisé.

Le retrait du béton armé est inférieur à celui du béton non armé, la différence dépendant de la quantité d'armature. L'acier d'armature restreint le retrait dû au séchage mais ne le prévient pas. Pour les structures en béton armé ayant une quantité normale d'armature, le retrait au séchage est ordinairement considéré comme étant de $(200 \text{ à } 300) \times 10^{-6}$.

Pour plusieurs applications extérieures, le béton atteint son pourcentage d'humidité maximal durant l'hiver. Ainsi, les changements de volume dus à l'humidité et aux variations de température ont fréquemment tendance à se contrebalancer mutuellement.

La quantité d'humidité dans le béton est influencée par l'humidité relative de l'air environnant. Le contenu d'humidité libre des éléments de béton à la suite d'un séchage à l'air à des humidités relatives de 50 % à 90 % pendant plusieurs mois est de l'ordre de 1 à 2 % en masse du béton selon les ingrédients du béton, le contenu original d'eau, les conditions de séchage et la dimension aussi bien que la forme de l'élément.

La figure (I.18) illustre la relation entre le taux de séchage à différentes profondeurs, le retrait au séchage et la perte de masse pour un béton normal (Hanson, (1968)).

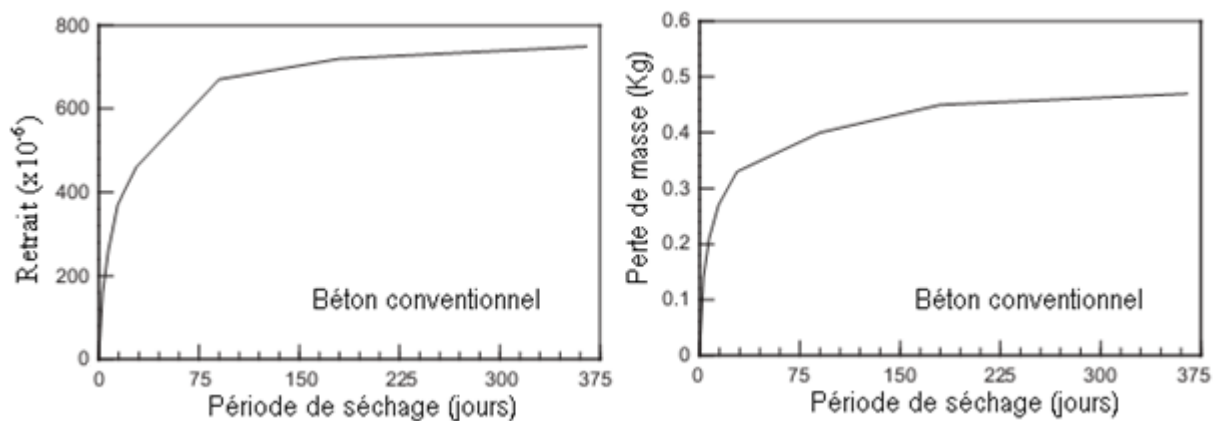


Figure I.18. Retrait au séchage et de la perte de masse de cylindre 150x300 mm mûris à l'humidité pendant 7 jours, suivi d'un séchage à 23 °C et 50% d'humidité relative (Hanson, (1968)).

Le retrait peut continuer durant plusieurs années selon la grosseur et la forme de la masse de béton. Le taux et la quantité ultime de retrait sont moins considérables pour les grandes masses de béton que pour les petites, bien que le retrait continue plus longtemps pour les grandes masses. Plus le rapport volume/surface est élevé, (plus les éléments sont volumineux) plus le retrait est faible ainsi que l'indique la figure (I.19).

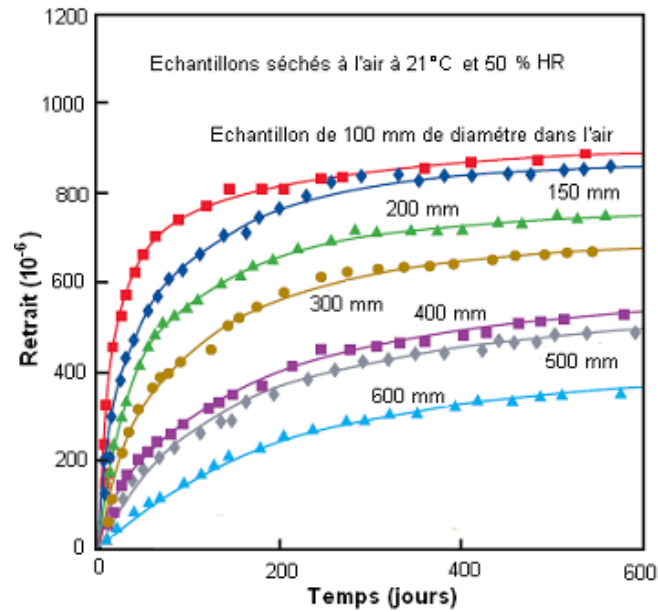


Figure I.19. Retrait au séchage des échantillons cylindriques de différents diamètres faits du gravier provenant d'Elgin, Illinois (Hanson, (1966)).

I.7.2. Effet des ingrédients du béton sur le retrait au séchage

Le facteur maîtrisable le plus important qui influence le retrait est la quantité d'eau par unité de volume de béton. Des résultats d'essais illustrant la relation entre le contenu en eau et le retrait sont présentés dans la figure (I.20). Le retrait peut être réduit en maintenant la quantité d'eau aussi basse que possible; ceci peut être réalisé en utilisant la plus grande quantité possible de gros granulats (diminution du volume de pâte) (Steven, (2004)). L'emploi de faibles affaissements et de méthodes de mise en place qui réduisent les besoins d'eau sont donc des facteurs importants de contrôle du retrait. Tout ce qui augmente les besoins d'eau dans la pâte de ciment, comme les affaissements élevés, les températures excessivement hautes du béton frais, la forte teneur en granulat fin ou une plus petite taille du gros granulat, augmente le retrait. L'ajout d'une faible quantité d'eau au chantier ne modifie pas le retrait de séchage en autant que la quantité ajoutée respecte les spécifications du mélange (Suprenant, (2000)).

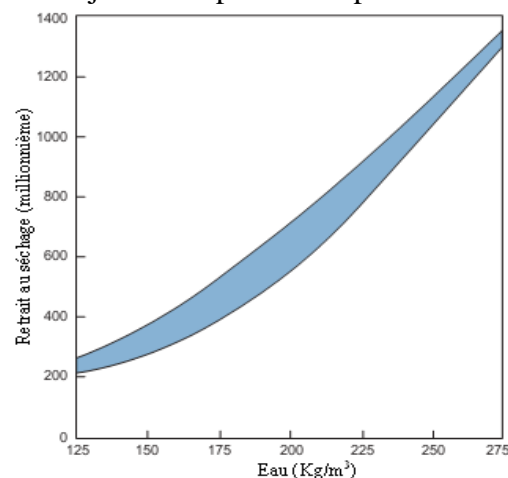


Figure I.20. Relation entre la teneur en eau totale et le retrait au séchage (Steven, (2004))

I.8. Rupture fragile et le modèle de Weibull

Le matériau étudié dans la présente thèse (le matériau béton) a un comportement mécanique à rupture fragile. Les méthodes de dimensionnement des composants et le modèle utilisé doivent alors prendre en compte cette caractéristique de comportement. Le caractère probabiliste de la rupture fragile nécessite l'introduction de la notion de probabilité de rupture, associant à un chargement donné une probabilité de rupture du composant. L'objectif de la thèse est de réaliser une démarche de dimensionnement prenant en compte cette notion pour ce matériau à rupture fragile.

Les écarts de résistance à la rupture s'expliquent par la présence de défauts au sein de la microstructure. C'est-à-dire la présence d'éléments perturbant l'ordre parfait de l'empilement des atomes. La contrainte théorique maximale est alors atteinte par concentration de contrainte au voisinage de ces défauts. En effet, par leurs tailles et leurs formes, les défauts modifient localement le champ de contraintes (Griffith, (1920)).

Les défauts responsables de la rupture peuvent être volumiques ou surfaciques. Les défauts volumiques se forment généralement lors de l'élaboration du matériau. Il peut s'agir de porosités, d'inclusions par pollution ou d'une région où les grains sont plus gros que la moyenne.

Les défauts surfaciques sont principalement dus à l'usinage du matériau, aux sollicitations subies par le matériau ou à réactions chimiques affectant la surface du matériau.

Griffith, modélise ces défauts par une fissure artificielle droite de longueur $2a$. Dans la théorie de l'élasticité linéaire, la contrainte est infinie à l'extrémité de la fissure. Pour résoudre ce point, Griffith a mis en œuvre un raisonnement thermodynamique. La fissure se propage lorsque la valeur de la contrainte dépasse localement la contrainte seuil. La propagation de la fissure génère progressivement deux surfaces libres, ce qui augmente l'énergie de surface du matériau. L'ouverture de la fracture libère de l'énergie permettant la propagation du front de fissure. Il existe alors une contrainte de résistance à la rupture associée à une taille critique de fissure, pour laquelle la propagation de la fissure devient macroscopique et amène à la rupture totale du matériau.

En effet, les défauts, origines de la rupture, sont répartis aléatoirement dans la microstructure du matériau. Leur concentration peut alors varier d'un échantillon à l'autre. Un échantillon possédant plus de défauts aura plus de risque de rompre qu'un échantillon possédant moins de défauts pour un même volume (Mauduit, (2016)). Par corollaire, une pièce de grandes dimensions a plus de risque de contenir des défauts susceptibles d'amorcer la rupture qu'une pièce de petites dimensions. La première pièce aura donc plus de chance de rompre que la seconde. Il s'agit des effets d'échelles, difficiles à représenter par les modèles déterministes.

En fin, d'un échantillon à l'autre, la répartition et les orientations des défauts fluctuent. Le défaut le plus critique est celui qui est orienté perpendiculairement à la direction de sollicitation. D'un chargement à l'autre, la direction de sollicitation change. Le défaut

critique n'est pas le même suivant le type de chargement. Le défaut le plus grand n'est donc pas toujours le défaut le plus critique pour le matériau : cela dépend de la direction de sollicitation et de l'orientation du défaut par rapport à celle-ci. On parle alors d'effet du champ de contrainte qui est équivalent aux effets d'échelles.

Toutes les caractéristiques des défauts (types, tailles et orientations) sont alors des variables aléatoires difficiles à quantifier. La contrainte à la rupture d'un matériau sous une sollicitation donnée devient alors une variable statistique. La rupture a alors un caractère aléatoire (Regal, (2016)). Elle devient un événement aléatoire, c'est-à-dire un événement auquel est associée une probabilité de se réaliser dans des circonstances données. La rupture, et donc la contrainte à la rupture, est déterminée par les caractéristiques d'un défaut critique sous un chargement donné.

Les approches statistiques de la rupture cherchent à relier les caractéristiques de la population de défauts et les caractéristiques du champ de contrainte à une probabilité de rupture du matériau. Elles se divisent en deux catégories : les approches à échelle macroscopique et les approches à échelle microscopique qui considèrent les défauts comme des objets physiques.

I.8.1. Modèle de Weibull

Le modèle de Weibull (Weibull, (1951)) est un modèle très employé en mécanique probabiliste, il s'emploie dans le cadre de la théorie du maillon faible. Il a été développé pour les matériaux fragiles et vise à établir une relation entre la probabilité de rupture et le chargement appliqué – la contrainte principale maximale pour un matériau fragile.

La probabilité de survie d'un élément de volume V , soumis à une contrainte σ , est définie comme une fonction de la forme suivante:

$$P_s(\sigma, V) = \exp(-\varphi(\sigma)xV) \quad (\text{I.28})$$

La probabilité de survie d'un élément de volume doit respecter quelques conditions asymptotiques. Pour un matériau fragile tel que le béton, être égale à 1 si la contrainte principale maximale est négative ou nulle, et tendre vers zéro lorsque la contrainte principale maximale tend vers l'infini. Cela impose des conditions sur la fonction φ . Une des solutions les plus simples et plus utilisées pour la fonction φ est la statistique de Weibull (Weibull, (1951)).

$$\begin{cases} \varphi(\sigma) = \left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0}\right)^m & \text{pour } \sigma > \sigma_u \\ \varphi(\sigma) = 0 & \text{pour } \sigma < \sigma_u \end{cases} \quad (\text{I.29})$$

La probabilité définissant la probabilité de rupture d'un élément de volume en fonction de son volume V et de la sollicitation σ s'exprime par formule (I.30) suivante :

$$\begin{cases} P_r = 1 - \exp \left[-V \left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0} \right)^m \right] & \text{pour } \sigma \geq \sigma_u \\ P_r = 0 & \text{pour } \sigma < \sigma_u \end{cases} \quad (\text{I.30})$$

Une loi de Poisson permet de bien appréhender ce genre de problématique où l'on souhaite dénombrer le nombre d'événements discrets (ici la rupture d'un maillon) sur un intervalle (ici spatial, le volume de notre échantillon).

La fonction φ de Weibull est choisie pour ses bonnes propriétés vis-à-vis de la théorie du maillon faible, pour laquelle on obtient la probabilité de rupture à partir du champ de contrainte dans la structure :

$$P_{r \text{ structure}}(V) = 1 - \exp \left(\int_V -\left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0}\right)^m dV \right) \quad (\text{I.31})$$

Le modèle de Weibull, permet cependant de bonnes corrélations avec les résultats expérimentaux. Pour des questions d'hétérogénéité, on peut être amené à introduire arbitrairement un volume V_0 qui permet une simplification des unités. On écrit alors :

$$\begin{cases} P_r = 1 - \exp \left[-\frac{V}{V_0} \left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0}\right)^m \right] & \text{pour } \sigma \geq \sigma_u \\ P_r = 0 & \text{pour } \sigma < \sigma_u \end{cases} \quad (\text{I.32})$$

Ainsi la probabilité de survie est définie par la formule (I.33) suivante :

$$P_s(V, \sigma) = e^{-\lambda(\sigma)V} \quad (\text{I.33})$$

La probabilité de rupture est définie par la formule (I.34) suivante :

$$P_r(V, \sigma) = 1 - e^{-\lambda(\sigma)V} \quad (\text{I.34})$$

L'état du matériau avant le chargement joue un rôle très important sur l'évaluation de la contrainte de rupture des éprouvettes. Ceci nécessite de prendre en compte cela dans la modélisation du problème. Si λ est le paramètre représentant la population de défauts pour le matériau : il est écrit sous la forme d'une densité d'activation des défauts dans le matériau sous une contrainte σ . Plus la valeur de la contrainte augmente, plus la densité de défauts activés est grande. Les observations expérimentales ont amené Weibull a choisi de décrire le paramètre λ comme une loi puissance pour représenter λ , cela correspondant à la phénoménologie habituelle de la rupture fragile.

$$\lambda = \frac{1}{V_0} \left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0}\right)^m \quad (\text{I.35})$$

Où m est le module de Weibull. Il est caractéristique de la dispersion et donc de la forme de la courbe. Pour les valeurs croissantes de m , on réduit la dispersion et pour les valeurs décroissantes on l'augmente. σ_0 est le facteur d'échelle sans signification physique lorsque les autres paramètres fixes, il définit la position de la courbes selon l'axe des contraintes.

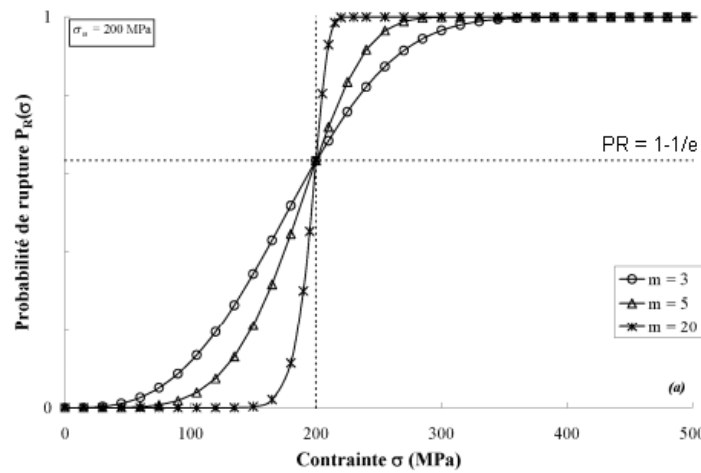


Figure I.21. Module m de la statistique de Weibull (Thieulot, (2008))

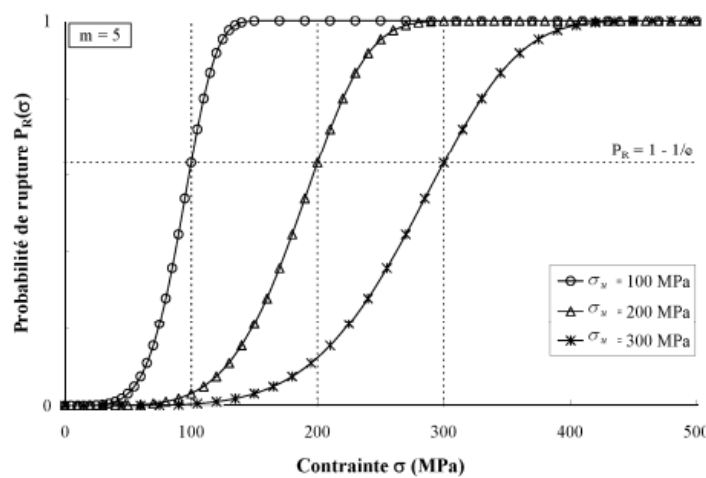


Figure I.22. Facteur d'échelle σ_u de la statistique de Weibull (Thieulot, (2008))

Où V_0 correspond à un volume élémentaire de référence (généralement égal à 1 m^3), et de façon à simplifier l'identification des paramètres, la contrainte seuil est souvent considérée comme nulle, on a alors une loi de Weibull dite « à deux paramètres ».

La probabilité de rupture peut se réécrire sous la formule (I.36) suivante :

$$P_r(V, \sigma) = 1 - e^{-\frac{1}{V_0} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m V} \tag{I.36}$$

Dans le cas d'un champ de contrainte non uniforme il faut prendre en compte la répartition du champ de contrainte au sein du volume. Alors la probabilité de rupture ne s'écrit plus en fonction du simple produit $\sigma^m V$, mais de l'intégrale de σ^m sur le volume.

$$P_r(V, \sigma) = 1 - e^{-\frac{1}{V_0} \int \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m dV} \tag{I.37}$$

Le volume équivalent correspond à une intégrale sur le volume réel du composant à partir du rapport entre la valeur locale de la contrainte et la contrainte maximale du champ de chargement imposé sur le composant formule (I.38).

$$V_{Eq} = \int \left(\frac{\sigma}{\sigma_{max}}\right)^m dV \quad (I.38)$$

Le volume équivalent se calcule uniquement pour des valeurs de contraintes positives ou nulles. En effet, on considère les contraintes de traction comme étant plus critiques pour un matériau fragile que les contraintes de compression. La compression permet de bloquer la croissance des défauts. La résistance en compression est ainsi généralement environ 10 fois supérieure à celle en traction. En pratique, les champs de compression ne sont ainsi pas pris en compte pour le calcul de la probabilité de rupture. En revanche, un essai de compression peut générer localement des contraintes de traction et de cisaillement qui doivent être prises en compte pour le calcul de la probabilité de rupture.

Le volume équivalent est ainsi nul pour un champ de contrainte de compression et est toujours inférieur au volume réel du composant pour un champ de contraintes non-uniforme.

Ainsi, le volume effectif dans le cadre de la flexion trois points en utilisant la théorie des poutres est rappelée dans l'équation (I.39) qui est en fonction du volume et du module de Weibull.

$$V_{eff} = \frac{V}{2(m+1)^2} \quad (I.39)$$

En fin, la probabilité de rupture pour un certain volume à une certaine contrainte qui est donnée par la formule (I.40). Les paramètres m et σ_0 sont à déterminer à l'aide d'essais.

$$P_r(V, \sigma) = 1 - \exp \left[-\frac{V}{2(m+1)^2 V_0} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m \right] \quad (I.40)$$

Dans la formule (I.40), P_r est la probabilité de rupture totale de la structure pour la contrainte σ , V est le volume de l'éprouvette, m le module de Weibull, σ_0 le paramètre de forme, et V_0 est volume de référence. Ce dernier est unitaire ($1m^3$) par exemple - il permet d'ajuster la dimension du facteur de forme.

Il s'agit d'une loi d'extremum généralisée. Elle représente par des probabilités des phénomènes de valeurs extrêmes au même titre que les distributions de Fréchet (bornées inférieurement) et Gumbel (non bornées) (Quinn, (2010)). Les trois distributions peuvent d'ailleurs être utilisées pour décrire la théorie du maillon le plus faible mais seule la distribution de Weibull est bornée, permettant une cohérence entre le modèle et la réalité physique.

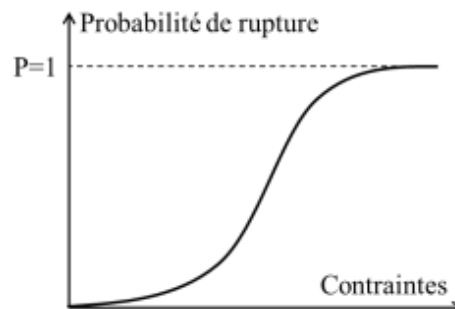


Figure I.23 Représentation graphique de la distribution statistique définie par Weibull (Weibull, (1951)).

I.8.2 Détermination des paramètres de Weibull

Plusieurs méthodes utilisées pour déterminer les paramètres de la distribution de Weibull d'un matériau à partir de données expérimentales. La détermination correcte des paramètres de la loi de distribution est importante : mal estimés, la rupture peut être sous estimée pour de faibles valeurs de chargement et donc amener à un mauvais dimensionnement de la structure.

I.8.2.1 Régression linéaire

Il s'agit de la méthode la plus simple à mettre en œuvre (Trustum, (1979)). Elle utilise la représentation graphique de la distribution des contraintes à la rupture associée à leurs estimateurs de probabilité respectifs. Il suffit de prendre deux fois le logarithme de la formule de Weibull (I.40) pour obtenir la formule (I.41) et (I.42).

$$\ln(1 - P_r) = -\frac{V}{2(m+1)^2 V_0} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m \quad (\text{I.41})$$

$$\ln(-\ln(1 - P_r)) = m \ln(\sigma) + \ln\left(\frac{V}{2(m+1)^2 V_0 \sigma_0^m}\right) \quad (\text{I.42})$$

Ainsi en établissant l'interpolation linéaire du nuage de points défini par les couples $[\ln(\sigma), \ln(-\ln(1 - P_r))]$, on peut déterminer le module de Weibull m , ce dernier étant le coefficient directeur de cette interpolation correspond graphiquement à la pente de la droite tracée à partir des données expérimentales. Dans un second temps, il est alors possible de déterminer le facteur d'échelle.

I.8.2.2 Régression linéaire pondérée

Elle a été proposée par Bergman (Bergman, (1986)) qui considérait que tous les points expérimentaux n'ont pas la même importance lors de la détermination des paramètres. Les valeurs expérimentales proches de la moyenne des contraintes à la rupture sont plus importantes que les extrêmes (minimale et maximale). La théorie se base sur l'hypothèse qu'une ligne droite doit minimiser la somme pondérée des carrés des écarts des données, c'est-à-dire chercher le minimum de l'équation donnée par la formule (I.43) où W_i est le facteur de pondération pour la $i^{\text{ème}}$ valeur expérimentale. La régression linéaire est donc un cas particulier de cette méthode où tous les W_i sont fixés à 1.

$$\kappa^2 = \sum W_i \left[\ln \left(\ln \left(\frac{1}{1 - P_i} \right) \right) + m \ln(\sigma_0) - m \ln(\sigma_i) \right]^2 \quad (\text{I.43})$$

Pour trouver le minimum de la fonction κ^2 , il faut rechercher les valeurs de m et de σ_0 telles que les dérivées par rapport à (m) et $(-m \ln \sigma_0)$ soient nulles. Cela amène à l'obtention des équations de (I.44 a) et (I.44 b), en posant $X_i = \ln(\sigma_i)$ et $Y_i = \ln(-\ln(1 - P_i))$

$$m = \frac{\sum W_i \sum X_i Y_i W_i - \sum Y_i W_i \sum X_i W_i}{\sum W_i \sum X_i^2 W_i - (\sum X_i W_i)^2} \quad (\text{I.44 a})$$

$$-m \ln(\sigma_0) = \frac{\sum Y_i W_i - m \sum X_i W_i}{\sum W_i} \quad (\text{I.44 b})$$

Bergman a proposé le calcul du facteur de pondération à partir des estimateurs de probabilité de rupture de valeurs expérimentales décrit par la formule (I.45) suivante :

$$W_i = [(1 - P_i) \ln(1 - P_i)]^2 \quad (\text{I.45})$$

I.8.2.3 Méthode des moments

En théorie statistique, les moments, sont des indicateurs sur la dispersion d'un variable aléatoire réelle. Il s'agit généralement de la moyenne (moment d'ordre 1), de la variance (moment centré d'ordre 2) et du coefficient d'asymétrie (moment centré d'ordre 3). Les moments permettent de déterminer les paramètres de la distribution que suit la variable aléatoire étudiée. Les premiers et seconds moments de la distribution de Weibull sont donnés par la valeur moyenne $\bar{\sigma}$ et par la variance S^2 (Mauduit, (2016)) et (Tebbi, (2005)).

Les moments de la distribution peuvent s'exprimer à partir des deux paramètres de Weibull et de la fonction Gamma d'Euler $\Gamma(x)$ définie par la formule (I.46).

$$S^2 = \sigma_0^2 [\Gamma(1 + \frac{2}{m}) - \Gamma^2(1 + \frac{1}{m})] \quad (\text{I.46a})$$

$$\bar{\sigma} = \sigma_0 \Gamma(1 + \frac{1}{m}) \quad (\text{I.46b})$$

$$\Gamma(x) = \int_0^{\infty} t^{x-1} e^{-t} dt \quad (\text{I.47})$$

Et $t = -(\frac{\sigma}{\sigma_0})^m V$ où V est le volume total de l'éprouvette.

Le module de Weibull est alors déduit de l'expression donnée par la formule (I.48 a) et le paramètre de forme à partir de la formule (I.48 b).

$$\frac{S}{\bar{\sigma}} = \frac{[\Gamma(1 + \frac{2}{m}) - \Gamma^2(1 + \frac{1}{m})]^{\frac{1}{2}}}{\Gamma(1 + \frac{1}{m})} \quad (\text{I.48 a})$$

$$\sigma_0 = \frac{\bar{\sigma}}{\Gamma(1 + \frac{1}{m})} \quad (\text{I.48 b})$$

Cette méthode est rarement utilisée (Bermejo, (2012)) à cause de sa forte dépendance au nombre de valeurs expérimentales disponibles.

I.8.2.4 Méthode de maximum de vraisemblance

C'est la méthode la plus utilisée et considérée comme étant la plus précise (Trustum, (1979)) et (Basu, (2009)). Elle a été développée par Fisher (Fisher, (1922)) en créant la fonction de vraisemblance d'une distribution statistique. Elle est définie à partir du produit des valeurs de la fonction densité d'une distribution : il s'agit de la dérivée de la distribution par rapport à sa variable aléatoire. La formule (I. 49) donne la formulation de la fonction de

vraisemblance L pour la distribution de Weibull à partir des deux paramètres de Weibull et des contraintes expérimentales à la rupture σ_R , ici dans la formule σ_i .

$$L = \prod_{i=1}^n \frac{m}{\sigma_0} \left(\frac{\sigma_i}{\sigma_0}\right)^{m-1} \exp \left[-\left(\frac{\sigma_i}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (\text{I.49})$$

La méthode de Fisher consiste à chercher le maximum de vraisemblance (problème d'optimisation) entre la distribution expérimentale et la distribution théorique. C'est-à-dire déterminer m et σ_0 tel que la fonction L soit maximale. Pour cela, son logarithme est dérivé (la dérivation d'une somme est plus aisée que celle d'un produit) par rapport au module de Weibull et par rapport au paramètre de forme. Les valeurs des paramètres sont déterminées lorsque les deux dérivées obtenues sont nulles (il s'agit alors d'un maximum).

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial m} = 0 \quad (\text{I.50})$$

$$\frac{\partial \ln(L)}{\partial \sigma_0} = 0 \quad (\text{I.51})$$

Ainsi nous avons :

$$\frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m \ln(\sigma_i)}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\sigma_i) - \frac{1}{m} = 0 \quad (\text{I.52})$$

$$\sigma_0 = \left[\frac{1}{m} \sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m \right]^{1/m} \quad (\text{I.53})$$

Afin de déterminer m il suffit de trouver celui qui minimise la fonction $f(m)$ que l'on définit à l'aide de l'équation (I.54).

$$f(m) = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m \ln(\sigma_i)}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\sigma_i) - \frac{1}{m} \quad (\text{I.54})$$

En dérivant la fonction définie ci-dessus (I.55) on obtient :

$$f'(m) = \frac{(\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m) (\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m \ln(\sigma_i)^2) - (\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m \ln(\sigma_i))^2}{(\sum_{i=1}^n (\sigma_i)^m)^2} + \frac{1}{m^2} \quad (\text{I.55})$$

Et ainsi à chaque pas :

$$m_{n+1} = m_n - \frac{f(m_n)}{f'(m_n)} \quad (\text{I.56})$$

L'algorithme itératif se termine lorsque $f(m)$ est suffisamment proche de 0. Une fois m le module de Weibull déterminé on obtient directement le paramètre σ_0 lié au facteur d'échelle à l'aide de l'équation (I.53).

L'intérêt de la méthode de maximum vraisemblance par rapport aux méthodes de régression linéaire que la méthode de maximum vraisemblance n'utilise pas les estimateurs de probabilités dans la détermination des paramètres de Weibull car ces estimateurs génèrent plus d'erreurs lors de l'indentification des paramètres de Weibull (Peterlik, (1995)).

I.8.3 Les valeurs de module de Weibull selon la littérature

Le module de Weibull m , sans dimension, rend compte de la dispersion des valeurs de contrainte à la rupture. Plus il est élevé, plus la dispersion est faible. Les céramiques ont un module de Weibull compris entre 1 et 20 (Jayatilaka, (1977)), les composites de l'ordre de 30 et les métaux les plus fragiles ont un module supérieur à 50 (Glandus, (1981)). Ce paramètre traduit en fait le caractère probabiliste du comportement à la rupture du matériau. Pour des valeurs très élevées de m (au-delà de 50), le matériau peut être considéré comme ayant un comportement déterministe (Jiang, (2011)) et (Kundu, (2012)).

Le module de Weibull est lié à la fonction densité de probabilité et à la probabilité de rupture (figures I.24 et I.25).

L'aplatissement de la courbe représentant la densité de probabilité se traduit par une diminution des valeurs de m ; ceci indique donc que le matériau présente une grande inhomogénéité.

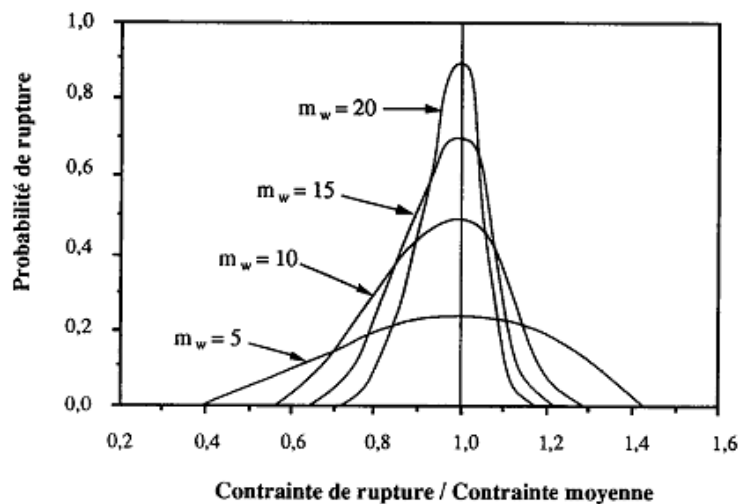


Figure I.24. Densité de probabilité pour diverses valeurs de m (Stanley, (1973))

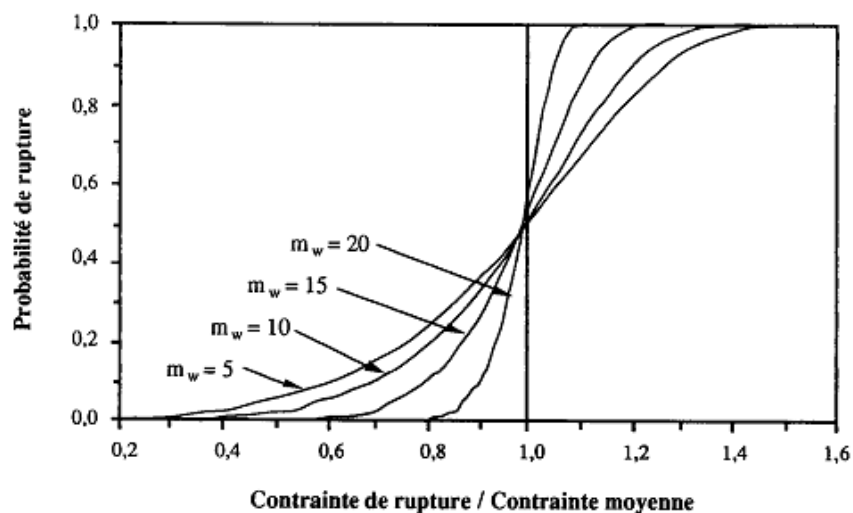


Figure I.25. Probabilité de rupture pour diverses valeurs de m (Stanley, (1973))

I.9. Comportement expérimental du béton avec défauts

La notion d'effet d'échelle en mécanique caractérise la dépendance des performances des matériaux, notamment au voisinage de la rupture, aux différentes dimensions entrant en jeu lors du passage d'une échelle d'étude à une autre. Ce phénomène s'observe sous trois aspects différents : effet d'échelle de volume, effet d'échelle de structure et effet d'échelle de taille.

I.9.1. Effet de volume

L'effet d'échelle de volume est relatif aux essais sur éprouvettes de laboratoire de même forme mais de volumes différents. Dans ce cas, on observe expérimentalement une diminution de la contrainte moyenne de rupture avec l'augmentation du volume de l'éprouvette d'essai soumise à une sollicitation homogène. L'effet d'échelle de volume est lié souvent à l'existence de défaut dans les matériaux. Cet effet de volume a été observé sur le matériau fragile béton (Hild, (1992)).

Cet effet a été observé la première fois par Léonard de Vinci lorsqu'il a testé la "résistance en traction" de fils (Lemaitre, (1992)). Il observa une décroissance de la "résistance en traction" en fonction de la longueur des fils. Plus le volume est élevé, plus la contrainte moyenne de rupture est faible (car la probabilité de trouver un gros défaut augmente).

Choi et al., (2006), l'effet d'échelle basé sur la modification des dimensions de l'éprouvette existe. Cet effet est plus marqué pour les cubes et les prismes que pour les cylindres. Selon (Del Viso et al., (2008)), ont conclu que les résultats des essais montrent un effet d'échelle. Les grandes éprouvettes résistent moins en termes de contraintes que les éprouvettes plus petites. L'effet d'échelle pour les cubes est plus net que pour les cylindres, où la résistance moyenne obtenue est presque constante à l'intérieur de l'intervalle des dimensions planifié. Selon les travaux de recherche publié par (Bartlett et MacGregor, (1996)), la résistance de la carotte décroît avec l'augmentation de son diamètre pour les bétons ordinaires (< 45 MPa), et que l'effet d'échelle est moins décelable pour les bétons de haute performance (> 45 MPa). L'effet de volume, observé dans le cas des céramiques et les bétons s'explique par le fait que plus le volume augmente, plus la probabilité de trouver un gros défaut augmente et par conséquent plus la contrainte moyenne de rupture diminue. Si le matériau obéit à une loi de Weibull, la décroissance de la contrainte moyenne de rupture en fonction du volume est donnée par le facteur $V^{-1/m}$. Cela s'explique par le fait que plus le volume sollicité est important et plus la probabilité d'avoir un défaut critique activé à contrainte faible augmente. Cet effet d'échelle a notamment été retrouvé par (Rossi et al., (1994)) lors d'essais de traction sur bétons. Ainsi, il est important d'indiquer le volume effectif avec lequel ont été obtenues les contraintes moyennes à rupture.

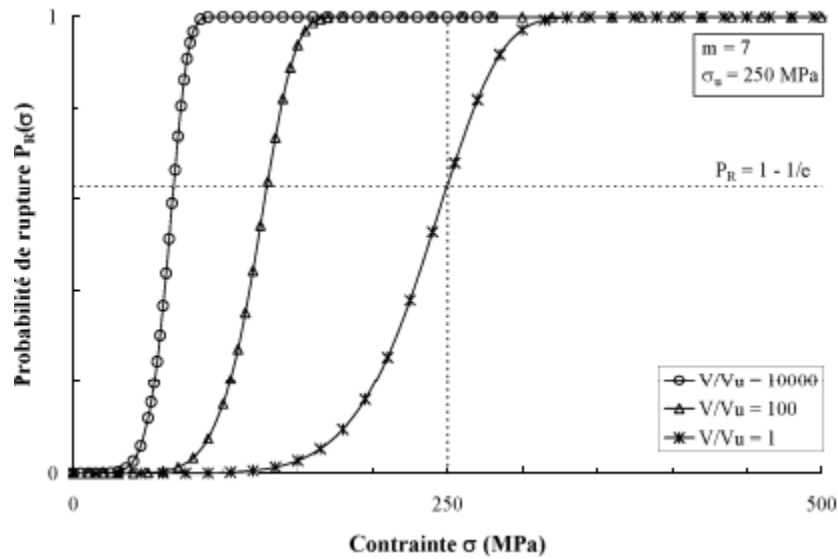


Figure I.26. Influence du volume de matière sollicité sur la probabilité de rupture calculée par la statistique de Weibull, dans le cas d'un champ de contrainte homogène (Thieulot, (2008))

I.9.2. Effet d'échelle de structure

Ce type d'effet d'échelle est dû à la différence des performances mécaniques des structures réelles à celles des éprouvettes testées au laboratoire. On observe alors que la contrainte de rupture diminue lors de l'augmentation de la taille de la structure.

L'Hermite, (1973), en particulier a bien mis en évidence le phénomène de l'effet d'échelle dans les structures en béton à partir de travaux conduits sur des poutres sollicitées en flexion 3 points de dimensions homothétiques (rapport maxi d'homothétie = 10). Les résultats obtenus montrent une dépendance des contraintes à rupture, calculées par un modèle élastique linéaire, avec l'échelle de la structure. La (figure I.27) montre que les caractéristiques mécaniques du béton mesurées sur des éprouvettes de différentes tailles aux laboratoires diminuent quand la taille des éprouvettes augmente.

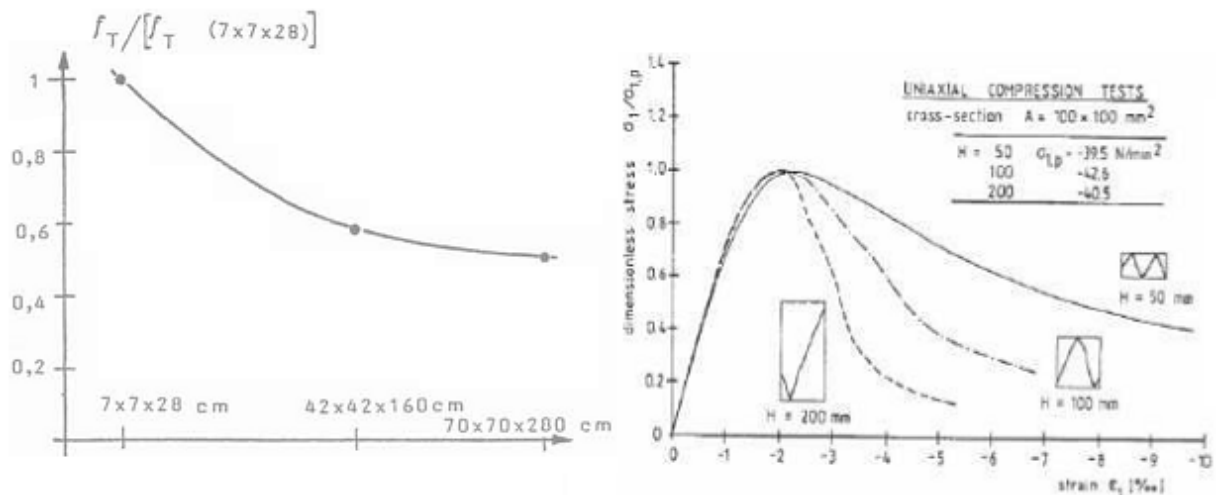


Figure I.27. Variation de la résistance de flexion et de compression du béton selon la taille des éprouvettes (L'Hermite, (1973))

I.10. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une étude bibliographique en relation avec la problématique de notre thèse, nous avons mis l'accent sur les différents aspects théoriques concernant le matériau béton, de ses constituants et de ses propriétés à l'état frais (ouvrabilité) et à l'état durci (résistance à la compression), car ces deux propriétés sont étroitement dépendantes l'une de l'autre et d'autant plus, qu'elles varient en sens inverse en fonction de certains facteurs essentiels de la composition du béton. Puis nous avons mis l'accent sur le comportement du béton sachant que le béton un matériau hétérogène (comportement fragile), comportement en compression uniaxiale et comportement en traction uniaxiale.

Nous avons ensuite analysé le modèle probabiliste de Weibull, ce modèle permet d'analyser les résultats expérimentaux et étudier leur variabilité. Ce modèle est très utile pour modéliser la fiabilité d'équipement divers à partir d'un retour d'expérience, et d'autre part la représentation graphique de Weibull garde tout son intérêt car elle donne une image visuelle de la qualité de l'ajustement réalisé.

Dans la présente thèse nous nous intéressons à l'étude statistique de la variation de la résistance à la compression du béton formulé par la méthode de Dreux Gorisse, cette résistance à la compression est estimée par deux techniques de mesure, une méthode destructive par écrasement et l'autre méthode non destructive en utilisant l'ultrason. Pour prendre en compte la dispersion des résultats de mesure de la résistance à la compression, le modèle statistique de Weibull à deux paramètres a été utilisé. Le chapitre II qui suit est consacré pour l'étude de la caractérisation des matériaux utilisés et le Protocole expérimental.

Chapitre II : Caractérisation et Protocol Expérimental

II.1. Introduction

La qualité du béton est fortement liée à celle de ses constituants et particulièrement les granulats. La connaissance des caractéristiques intrinsèques de ces granulats s'avère importante, puisqu'ils occupent plus de 70% de son volume. Les granulats sont donc des constituants essentiels des bétons, ces granulats doivent être caractérisés avant leur utilisation, car les propriétés médiocres peuvent affecter la durabilité et les performances structurales du béton.

Dans ce présent chapitre, nous présentons au premier lieu la description des composants de base destinés à la fabrication des bétons d'étude, en second lieu une présentation et interprétation des essais d'identification à savoir : prélèvement d'échantillon, essais sur les granulats (propriétés dimensionnelles, propriétés physiques et propriétés mécaniques), puis nous présentons le choix des matériaux, la réalisation des bétons d'essai, l'obtention des éprouvettes, leur conservation et conditionnement. Dans la dernière partie, nous explicitons les dispositifs expérimentaux employés pour effectuer les essais de retrait sur le béton d'étude, de compression et de traction par fendage.

II.2. Description des composants de base

Les matériaux granulaires retenus pour cette étude sont des matériaux naturels de types sable et gravier (produits concassés calcaires).

II.2.1. Ciment

Tous les mélanges ont été fabriqués en utilisant le ciment portland type CPJ, CEM II 42,5 fabriqué par la société de ciments d'Ain El Kebira (Sétif), les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques ainsi que la composition minéralogique (Bogue) sont mentionnées sur la fiche technique de la cimenterie AIN EL KEBIRA de l'annexe A. Les analyses ont été réalisées au niveau de laboratoire de l'usine de fabrication du ciment.

Pour l'essai de prise nous avons réalisé l'essai à l'aiguille de Vicat à l'aide de la méthode expérimentale normalisée (NF EN 196-3) qui permet de suivre l'évolution de la structuration de la pâte de ciment et notamment le moment de sa prise, comprise entre deux échéances : le temps de début et de fin de prise Vicat, définis par des hauteurs normalisées d'enfoncement de l'aiguille. Trois essais simultanés à l'aiguille de Vicat ont été réalisés sur la pâte de ciment étudiée. D'après les résultats de l'essai, le temps de prise se manifeste après 2h25' selon les prescriptions de la norme, le ciment utilisé est à prise lente.

Les résultats des essais montrent que le ciment utilisé est conforme aux exigences de sa classe.

Selon les exigences de la norme NA 231 (Normes Algériennes, 1992), les masses volumiques (apparente et absolue) du ciment utilisé, sont incluses dans l'intervalle [900 à 1100 Kg/m³] pour la masse volumique apparente et [2900 à 3150 Kg/m³] pour la masse volumique absolue.

La consistance normale du ciment utilisé est de l'ordre de 26,4% est conforme à la norme (NF EN 196-3) où les valeurs sont généralement entre 26 et 33%. De même un temps de prise minimal de 60 minutes est prescrit par la norme NF P 15-301 pour les ciments de type CPJ-CEM II 42,5.

Les résistances en compression à 2, 7 et 28 jours mentionnées sur la fiche technique de la cimenterie Ain El Kebira en Annexe (A) sont conformes aux exigences de la norme EN 196.1

II.2.2. L'eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée lors de la fabrication des bétons est une eau potable (l'eau de robinet) qui est conforme à toutes les exigences de sa norme.

II.2.3. Les Agrégats (sable et graviers)

Les granulats utilisés pour cette étude, sont issus de concassage des roches saines qui proviennent de la carrière de l'ENOF (Entreprise Nationale des produits minier non ferreux) Adrar Oufarnou (Bejaia). Ces granulats calcaires concassés sont commercialisés en tant que classes granulaires : sable (0/3), graviers de classes (3/8), (8/15) et (15/25). La connaissance des caractéristiques intrinsèques de ces granulats s'avère importantes, puisque ces derniers constituent le squelette du béton et plus de 70 % de son volume affecte donc fortement ses caractéristiques, à savoir les propriétés dimensionnelles, physicochimiques et mécaniques. La distribution granulométrique des granulats utilisés est représentée sur la figure (II.1).

II.2.3.1. Situation géographique du gisement de la carrière d'ENOF d'Adrar Oufarnou (voir annexe B)

Le gisement est situé dans le noyau du mont «Adrar Oufarnou». Ce dernier est limité au nord par la mer méditerranée, au sud par la route nationale RN 24 et le village Adrar Oufarnou, à l'est par la carrière de la SNTP, distante de 1,750 Km et à 12 Km à l'ouest de la ville de Bejaia sur le littoral. L'accès à ce gisement se fait par la RN 24, reliant Bejaia – Alger par Azeffoune, en empruntant une piste bitumée de 1,8 Km.

II.2.3.2. Géologie du gisement

Le massif calcaire d'Adrar Oufarnou est un anticlinal jurassique, orienté Est – Ouest. Il est limité par l'accident d'Aghbalou (orienté NE-SW) qui le sépare d'Adrar Oufarnou et qui est d'âge crétacé. A l'Est, il est limité par une faille importante qui le sépare du Djebel Gouraya, formant un haut d'une dizaine de kilomètres de long dont le sommet atteint 673 m.

Ce massif est formé, à sa base, par des marnes et marno-calcaires du dogger et par des calcaires massifs et dolomies du lias inférieur vers le sommet.

a. Description macroscopique de la roche

Les gisements d'Adrar Oufarnou, sont constitués par des terrains du lias inférieur, qui sont représentés par des calcaires gris, gris clair, rosâtres, compacts et massifs à petits et gras cristaux dolomités. Toute l'assise de calcaire est traversée par des filons.

b. Etude morphologique

Trois variétés de calcaires sont visibles selon l'étude morphologique:

- Calcaires organogènes, microcristallins.
- Calcaires détritiques.
- Calcaires brèches à carbonates

c. Analyse microscopique

La formation est constituée par un calcaire Mudstone, dont les éléments figurés sont des oolithes à contours déformés et des gros cristaux de calcite et la phase de liaison est une boue micritique.

II.3. Présentation et interprétation des essais d'identification**II.3.1. Prélèvement d'échantillon (échantillonnage) : (EN 932-1)**

Echantillonner un granulat consiste à sélectionner une fraction de masse réduite qui représente de façon aussi fidèle que possible le matériau : c'est à ce titre que nous nous sommes souciés pour le prélèvement de tous nos échantillons de suivre les recommandations de la norme EN 932-1.

II.3.2. Essais sur granulats

Pour pouvoir construire des ouvrages fiables et de haute efficacité technico-économique, selon les normes il faudra déterminer les caractéristiques intrinsèques des granulats. Ils constituent la plus grande partie du béton environ 70 % du poids total du béton et influent fortement sur ces caractéristiques, à savoir les propriétés dimensionnelles, physico-chimiques et mécaniques.

II.3.2.1. Propriétés dimensionnelles**✓ Analyse granulométrique : (P 18-560)**

La granularité d'un granulat est la propriété qui varie le plus, compte tenu des techniques industrielles de concassage et de criblage. L'échantillon doit être préparé suivant les prescriptions de la norme P 18-553.

Les résultats de l'analyse granulométrique de différentes classes granulaires sont présentés sur la figure (II.1).

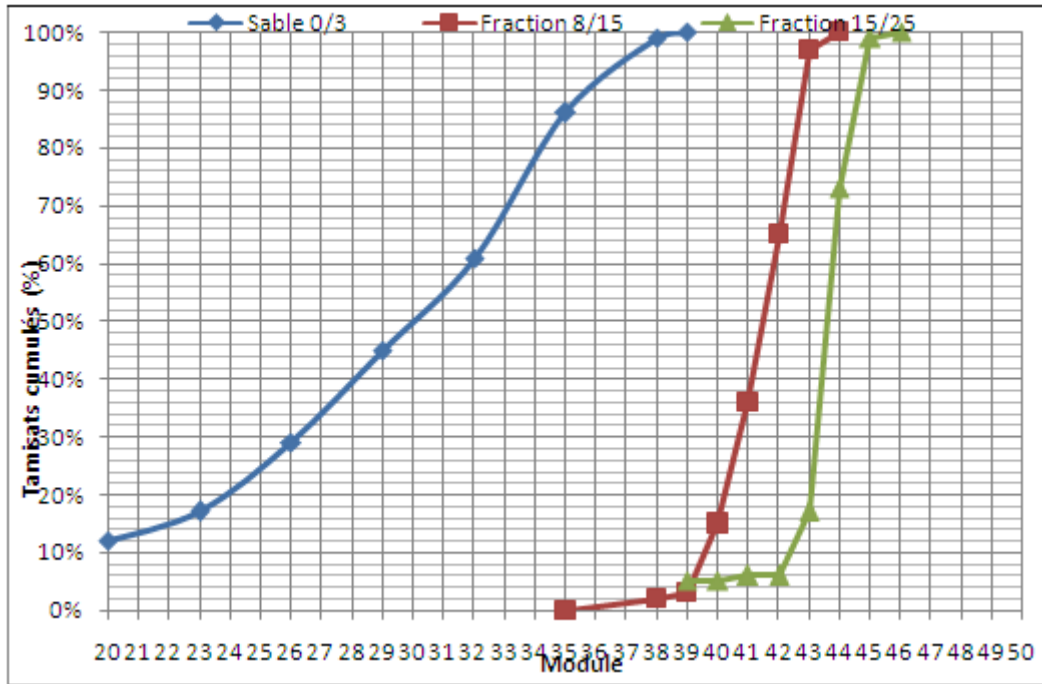


Figure II.1. Distribution granulométriques des granulats utilisés

Les résultats montrent que le sable utilisé présente un module de finesse de 2,63. Il se situe dans le fuseau recommandé des sables à béton. La norme P 18-541 (Baron et Ollivier, (1996)), tenant compte des caractéristiques des gisements, fixe les limites pour le module de finesse de 1,8 à 3,2 et prescrit un module optimum de 2,5. Donc notre sable à une finesse moyenne avec un taux de fines inférieure à 80 microns égal à 12 % qui est une valeur limite préconisée par la norme. Dans le cadre de notre étude, nous avons utilisé le sable tel quel. Nous n'avons pratiqué aucun traitement (lavage) pour la formulation de béton étudié.

✓ **Forme des granulats : coefficient d'aplatissement (P 18-561)**

La forme des granulats est déterminée par l'essai d'aplatissement conformément aux prescriptions de la norme NA 256. Le coefficient d'aplatissement caractérise la forme du granulat à partir de sa plus grande dimension et son épaisseur. Plus le coefficient d'aplatissement est élevé, plus le granulat contient d'éléments plats. Une mauvaise forme à une incidence sur la maniabilité et favorise la ségrégation.

Les coefficients d'aplatissement des différents graviers sont illustrés dans le tableau (II.1).

Les trois classes granulaires étudiées (issus de la carrière Adrar Oufarnou) présentent toutes une forme favorable qui répondent aux exigences de la norme P 18-561 ($\leq 30\%$).

II. 3.2.2. Propriétés physiques

✓ **Masses volumiques : (P 18-554) et (P 18-555)**

Ces essais ont pour but la détermination de la masse d'une fraction granulaire lors l'élaboration d'une composition de béton, nous distinguons deux masses volumiques : absolue et apparente. Nous avons utilisé la méthode du pycnomètre pour déterminer la masse

volumique absolue, qu'est une méthode précise par rapport à la méthode des éprouvettes graduées. Et nous avons utilisé la méthode des réceptions pour la détermination de la masse volumique apparente.

Les granulats (Sable et Gravier) de la carrière Adrar Oufarnou ont donné des masses volumiques (absolues et apparentes) qui répondent aux spécifications de la norme. La masse volumique apparente comprise entre 1300 Kg/m^3 et 1600 Kg/m^3 et la masse volumique absolue comprise entre 2500 Kg/m^3 et 2700 Kg/m^3 (Bouklihacene,(2009))et (Cherait, (2007)).

Les résultats obtenus des masses volumiques sur les différents granulats sont récapitulés sur les tableaux (II.1 et II.2).

Propreté des graviers : (P 18-591)

Les impuretés peuvent perturber l'hydratation du ciment ou entraîner des défauts d'adhérence granulats-pâte, ce qui peut y avoir une incidence sur la résistance du béton. La propreté traduit l'absence d'éléments fins indésirables dans les granulats. Elle désigne essentiellement la teneur de fines argileuses, dont la valeur doit être limitée par la norme.

L'essai consiste à déterminer le pourcentage de fines argileuses inférieures à 0,5 mm conformément à la norme (P 18-591).

Les résultats concernant la propreté des granulats sont résumés dans le tableau (II.1) les spécifications exigées par la norme, montrent que le pourcentage des impuretés pour des gravillons concassés passant à 0,5 mm ne dépassant pas les 3%. En effet, les deux classes de graviers respectent les exigences de la norme (P 18-591) en matière de propreté.

✓ Essai d'équivalent de sable : (P 18-598)

L'essai d'équivalent de sable, permettant de mesurer la propreté d'un sable, est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis à mailles carrées de 5 mm. Il rend compte globalement de la qualité des éléments fins, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

La valeur de l'équivalent de sable (E_s) est le rapport, multiplié par 100, de la hauteur de la partie sableuse sédimentée, à la hauteur totale du flocculat et de la partie sableuse sédimentée.

L'essai de l'équivalent de sable par piston nous a donné un équivalent de sable de 74%, cette valeur comprise entre 70 et 80. Donc selon les prescriptions de la norme P 18-598, la carrière Adrar Oufarnou produise des sables propres et sont favorables pour la confection des bétons. Le résultat de l'équivalent de sable par piston est récapitulé dans le tableau (II.2).

✓ La porosité

A partir de la masse volumique absolue on en déduit la porosité défini par la formule (II.1).

$$P = \left(1 - \frac{\rho_{app}}{\rho_{abs}}\right) \cdot 100 \dots\dots\dots (II.1)$$

Les résultats de la porosité des différents granulats sont illustrés dans les tableaux (II.1 et II.2)

II.3.2.3. Propriétés mécanique

La résistance aux chocs et à l'usure est caractérisée par deux essais : Los Angeles et Micro Deval.

✓ Essai Los Angeles

L'essai consiste à mesurer la quantité d'éléments inférieurs à 1,6 mm produite en soumettant le matériau aux chocs de boulets normalisés dans la machine Los Angeles. L'essai ainsi que le calcul du coefficient de Los Angeles ont été effectués conformément aux prescriptions de la norme P 18-573. Les graviers de la carrière Adrar Oufarnou présentent de bonnes résistances à la fragmentation par chocs, sachant que la norme préconise pour les granulats courants un coefficient Los Angeles $LA \leq 30\%$. Les résultats des essais sont résumés dans le tableau(II.1)

✓ Essai Micro Deval

L'essai Micro Deval permet de déterminer la résistance à l'usure par frottements réciproques dans un cylindre en rotation dans des conditions bien définies. Cette résistance est caractérisée par le coefficient Micro Deval (M_{DE}), plus ce coefficient est faible, plus la résistance à l'usure des graviers est élevée. L'essai ainsi que le calcul du coefficient Micro Deval ont été effectués conformément aux prescriptions de la norme P 18-572. Les graviers de la carrière Adrar Oufarnou présentent de bonnes résistances à l'usure, la présente norme exige des valeurs maxima tolérées inférieures à 20%. Les résultats des essais sont résumés dans le tableau (II.1)

Tableau II.1. Les caractéristiques des graviers utilisés

Caractéristiques	Normes	8/15	15/25
Coefficient D'aplatissement (%)	P 18-561	17	6
Propreté superficielle (%)	P 18-591	0,70	0,40
Coefficient Los Angeles (%)	P 18-573	28	29
Coefficient Micro Deval (%)	P 18-572	17	18
Masse volumique Absolue (g/cm^3)	P 18-554	2,67	2,64
Masse volumique apparente (g/cm^3)	P 18-555	1,41	1,40
La porosité (%)	-	47,20	46,97

Tableau II.2. Les caractéristiques du sable utilisé

Caractéristiques	Normes	0/3
Equivalent de sable (%)	P 18-598	74
Teneur en fines (%)	-	12
Module de finesse	-	2,63
Teneur en carbonates ($CaCO_3$) (%)	-	96,18
Teneur en gypse ($Ca SO_4$) (%)	-	Néant
Teneur en sulfate (SO_4^-) (%)	-	Néant
Masse volumique Absolue (g/cm^3)	P 18-554	2,65
Masse volumique apparente (g/cm^3)	NF 18-555	1,45
La porosité (%)	-	45,28

II.4. Conclusion

Les résultats des essais montrent que le ciment utilisé est conforme aux exigences de sa classe.

Les masses volumiques du ciment utilisé sont incluses dans l'intervalle imposé par la norme NA 231 et sa consistance conforme à la norme NF EN 196-3. De même, ces résistances en compression obtenues à 2, 7 et 28 jours sont conformes aux exigences de la norme EN 196-1.

Les essais réalisés sur les granulats de la carrière Adrar Oufarnou, ont présentés de bonnes propriétés physiques, physico-chimiques et mécaniques, qui répondent en général, aux spécifications exigées par les normes citées précédemment. Durant nos études ces granulats ont été utilisés en tant que tel, aucun traitement (lavage) pratiqué pour confectionner nos bétons. L'utilisation de ces granulats présentent de bonnes caractéristiques permettront l'obtention d'un béton de qualité, satisfaisants les critères de maniabilité, d'aspect des parements, de résistance et de durabilité.

II.5. Formulation et caractérisation de béton d'étude

II.5.1. Introduction

La formulation d'un béton doit intégrer avant tout les exigences de la norme NF EN 206-1, laquelle, en fonction de l'environnement dans lequel sera mis en place le béton, sera plus ou moins contraignante vis-à-vis de la quantité minimale de ciment à insérer dans la formule ainsi que la quantité d'eau maximale tolérée dans la formule. De même, à chaque environnement donné, une résistance garantie à 28 jours sur éprouvettes sera exigée aux producteurs, pouvant justifier des dosages de ciments plus ou moins supérieurs à la recommandation de la norme, et basée sur l'expérience propre à chaque entreprise, laquelle étant dépendante des ses matières premières dont la masse volumique peut varier, notamment celle des granulats.

D'autres exigences de la norme NF EN 206-1 imposent l'emploi de ciment particulier en raison de milieux plus ou moins agressifs, ainsi que l'addition d'adjuvants conférant des propriétés différentes à la pâte de ciment que ce soit le délai de mise en œuvre, la plasticité, la quantité d'air occlus, etc.

En plus des résultats, concernant les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques du ciment ainsi que l'identification des propriétés des granulats de la carrière Adrar Oufarnou, le programme expérimental réalisé a pour objectif de formuler un béton à base des ces matériaux locaux ainsi que l'étude et la mesure d'un nombre important de propriétés.

La campagne d'essai comprend deux parties : la première est la détermination d'une formulation de béton à caractère normalisé. Dans la seconde partie on procède à la caractérisation du béton (à l'état frais et à l'état durci).

II.5.2. Calcul de la formulation de béton selon la méthode de Dreux Gorisse

Cette méthode a l'avantage d'être issue de nombreuses formulations ayant été testée sur chantier, et ayant donnée satisfaction.

Elle est d'autre part plus rapide et très simple d'utilisation ; puisqu'elle ne demande que de connaître les courbes granulométriques des granulats utilisés.

Nous allons établir toutes les courbes granulométriques sur un graphique du type normalisé AFNOR, qui comporte en abscisse une graduation logarithmique, ce qui présente l'avantage d'une graduation équidistante en module successifs ; outre intérêt que présente l'utilisation d'un graphique normalisé, cette échelle linéaire en module a l'avantage de la simplicité d'établissement.

II.5.2.1. Détermination de la composition de béton

Sur le graphique semi-logarithmique, on trace les courbes granulométriques des granulats utilisés (0/3), (8/15) et (15/25).

a. Tracé de la courbe granulaire de référence

La composition granulométrique optimale est représentée par une ligne brisée OAB, cette droite nous permet de déterminer les différents pourcentages (%) des granulats entrants dans la composition du béton. Cette courbe granulaire de référence est tracée sur le même graphique que les courbes granulométriques des granulats voir figure (II.3).

Les coordonnées O, A et B sont données dans le tableau (II.3).

Tableau II.3. Les coordonnées de la courbe de référence

Le point	Abscisse	Ordonnée
O	0,08 mm	0 %
A	12,5 mm	47,78 %
B	25 mm	100 %

Pour un dosage en ciment 350Kg/m^3 ; Vibration normale et Granulats concassés

$K = 2$; $K_P = 0$ et $K_S = 2,78$ (voir le tableau I.10)

Pour savoir les proportions des gravillons et de sable on trace, alors les lignes de partages entre chacun des granulats, en joignant le point de 95 % de la courbe granulaire du premier, au point de 5 % de la courbe granulaire suivante et ainsi de suite.

On lira sur la courbe de référence, au point de croisement avec les lignes de partages, le pourcentage de chacun des granulats utilisés (0/3), (8/15) et (15/25) qui sont respectivement : 40%, 24% et 36%.

b. Tracé de la courbe représentative du mélange des granulats

Les valeurs des tamis (%) de la courbe de mélange, sont calculées à partir des analyses granulométriques des granulats et des pourcentages de ces derniers obtenus à partir de la courbe de référence, ces valeurs sont illustrées sur le tableau (II.4).

Tableau II.4. Résultats de la courbe de référence

Tamis (mm)	0,24G ₁ + 0,36G ₂ + 0,4S (%)
0.08	05
0.16	07
0.315	12
0.63	18
1.25	24
2.5	34
5	40
6.3	43
8	45
10	51
12.5	58
16	70
20	90
25	100

La composition de béton selon Dreux-Gorisse est représentée sur la figure (II.2)

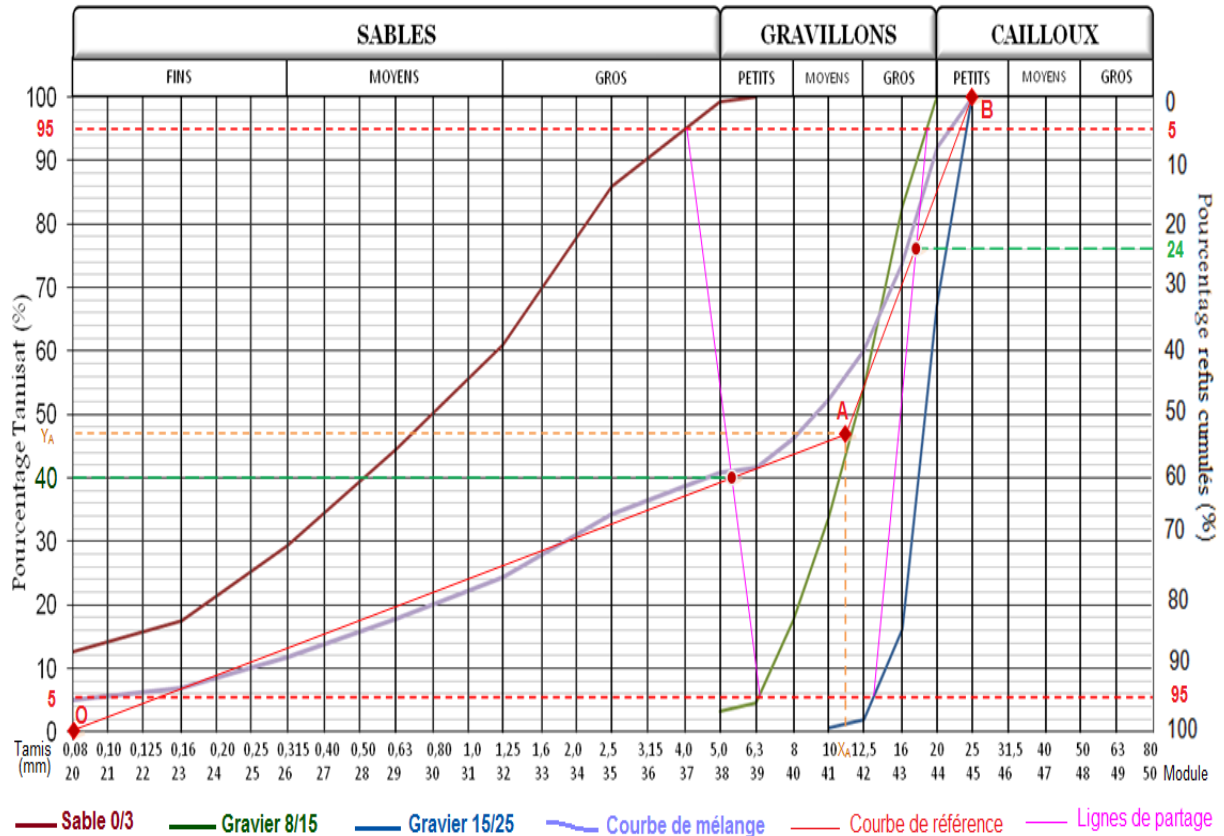


Figure II.2. Composition de béton selon Dreux - Gorisse

Selon le graphe, on remarque que la courbe de mélange granulaire s'approche de la courbe de référence (voir la figure II.2) ce qui implique une bonne granulométrie du mélange.

c. Dosage des constituants

Tous les bétons de notre étude sont confectionnés avec un dosage en ciment de l'ordre 350 Kg/m³ et un rapport $\frac{E}{C}$ fixé à 0,5.

Les constituants du béton pour le programme expérimental sont donnés sur le tableau (II.5)

Tableau II.5. Constituants du béton pour le programme expérimental

Composant	Poids (Kg/m ³)
Ciment CPJ 42,5	350
Sable carrière 0/3	725
Eau	175
Gravier 8/15	438
Gravier 15/25	650
Total	2338
L'air occlus	1,4 %
Slump-test	8 cm

II.5.3. Influence du rapport G/S (gravier/sable)

Afin d'assurer une bonne résistance pour le béton, Dreux recommande d'avoir un rapport G/S voisin de 2.

Dans notre cas : $G/S = (438 + 650) / 725 = 1,50 < 2$.

Alors, on va essayer de modifier les pourcentages des granulats de façon à avoir un rapport G/S voisin de 2.

Après plusieurs itérations de calcul, on a opté pour les pourcentages suivants : 34% du sable (0/3), 31% du gravier (8/15) et 35% du gravier (15/25). Ces pourcentages vérifient un rapport $G/S = 1.95 \approx 2$. Finalement les dosages des constituants en Kg/m³ sont donnés dans le tableau (II.6).

Tableau II.6. Dosage final des constituants de béton

Composant	Poids (Kg/m ³)
Ciment CPJ 42,5	350
Sable carrière 0/3	616
Eau	175
Gravier 8/15	566
Gravier 15/25	632
Total	2339
L'air occlus	1,4 %
Slump-test	8 cm

II.6. Plan expérimental

Les bétons ont été confectionnés à base des matériaux locaux et ont été formulés par la méthode de Dreux - Gorisse, le dosage des constituants en (Kg/m^3) est indiqué dans le tableau (II.6) ci-dessus. Afin de caractériser le béton étudié à l'état frais et durci, cette étude nous a conduits à la réalisation de 37 formulations identiques de béton réparties comme suit : 35 formulations pour suivre l'évolution de la résistance à la compression par la méthode destructive (écrasement) et par la méthode non destructive (ultrason) à différents âges (7, 14, 28, 90 et 180 jours) à travers les différents corps d'épreuve, une formulation pour suivre l'évolution des retraits du béton à différents âges (7, 14, 28, 90 et 180 jours) et une dernière formulation pour évaluation de la résistance à la traction par fendage (essai Brésilien) sur des éprouvettes cylindriques de dimensions $(16 \times 32) \text{ cm}^2$ à (7 et 28 jours).

Nous avons utilisé un seul mode de maturation : l'ensemble des éprouvettes ont été conservées après confection et démoulage dans l'eau jusqu'à le jour de l'essai selon les recommandations de la norme NF EN 12390-2.

Puis on a procédé au surfacage des éprouvettes, sachant que les éprouvettes devant être surfacées peuvent être extraites de l'ambiance humide au plus de 24 h avant l'essai, sous réserve d'être placées dans un milieu dont la température est comprise entre 15°C et 30°C .

Chaque mesure de la résistance à la compression est donc la valeur moyenne obtenue sur seize éprouvettes, une étude statistique sera conduite par la suite.

II.7. Confection des bétons

Le malaxage des bétons a été effectué à l'aide d'un malaxeur à cuve horizontale tournante d'une capacité de 80 litres. Le but recherché est de répartir, dans la masse, le plus régulièrement possible, chaque constituant afin de rendre le mélange homogène, et d'obtenir ainsi les mêmes propriétés, qu'une quantité identique prise en un endroit différent.

La vitesse du malaxeur combinée à l'action des couteaux et du rotor interne a permis une bonne dispersion du liant et une homogénéisation du mélange. La séquence d'introduction des différents matériaux dans le malaxeur est faite comme suit :

- On verse les gros éléments (15/25, 8/15), sable et le liant, et seront malaxés à sec pendant 1 minute, l'eau sera rajoutée et le malaxage sera poursuivi pendant 2 à 3 minutes.

La gâchée exécutée dans le laboratoire pour des différents essais doit permettre d'obtenir un volume de béton compacté excédant celui des éprouvettes d'au moins 25%.

Dans notre étude on réalise des bétons plastiques avec un affaissement voisin de 8 cm donc on ajoute progressivement la quantité d'eau qui nous permet d'avoir cet affaissement. La mise en place du béton dans les moules est assurée par une aiguille vibrante.

II.7.1. Choix des moules

Le matériau du moule utilisé influe en termes de rigidité, d'absorption d'eau et de capacité de dilatation. Un moule rigide se déforme moins durant le durcissement du béton et offre un meilleur support. Selon la NF EN 12390-1, les moules de référence sont les moules en acier. Les moules les plus communément employés sont les moules en carton (non réutilisables).

Quel que soit le matériau utilisé, les moules peuvent souffrir de défauts de circularité. Par exemple, il est rencontré une forme ovale au sommet des moules en plastique ou en carton. Cette anomalie conduit à une diminution de la résistance mécanique jusqu'à 10 %. Un contrôle a posteriori peut être réalisé en vérifiant les dimensions des éprouvettes. En plus en dehors des défauts de forme, il convient de veiller à la propreté des moules utilisés.

Dans le cadre de notre étude on utilise les différents corps d'épreuves à savoir :

- Epreuves cylindriques en acier de dimensions (16×32) cm², destinées à la confection des éprouvettes pour les essais de compression, selon la norme « NF EN 12390-6 » et l'essai de traction par fendage (Essai Brésilien) ;
- Epreuves cubiques en acier de dimensions $(10 \times 10 \times 10)$ cm³, $(15 \times 15 \times 15)$ cm³, et $(20 \times 20 \times 20)$ cm³ destinées à la confection des éprouvettes pour les essais de compression ;
- Epreuves prismatiques en bois de dimensions $(10 \times 10 \times 15)$ cm³, $(10 \times 10 \times 20)$ cm³ et $(10 \times 10 \times 30)$ cm³ destinées à la confection des éprouvettes pour les essais de compression ;
- Epreuves prismatiques en acier de dimensions $(10 \times 10 \times 50)$ cm³, destinées à la confection des éprouvettes pour les essais de retrait, selon la norme « NF P 15-433 ».

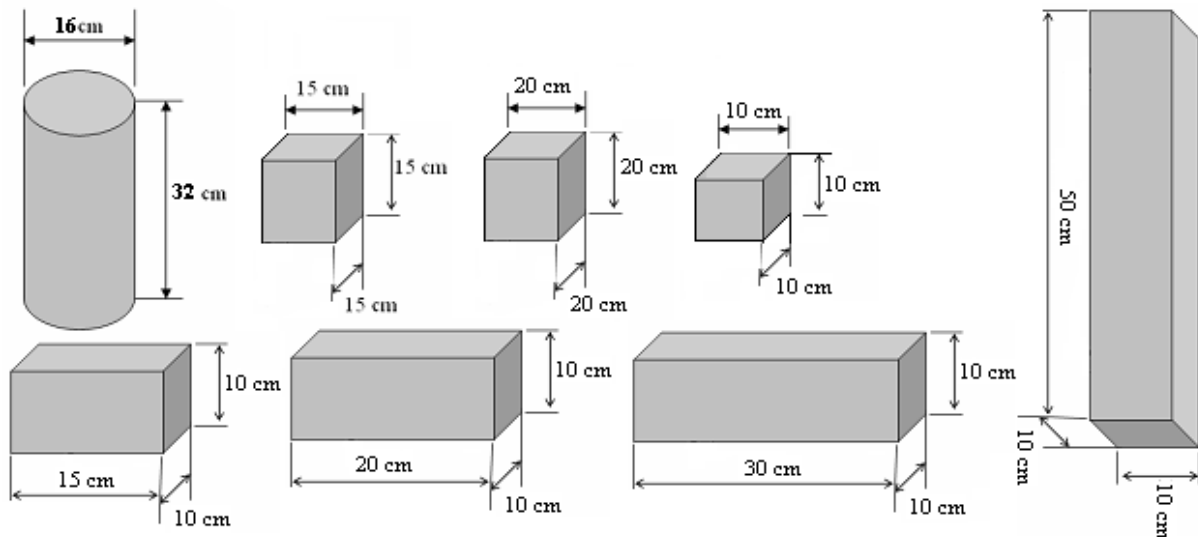


Figure II.3. Les différents corps d'épreuve utilisés

II.7.2. Quantités des matériaux

Dans le cadre de notre étude, on a besoin de réaliser (5) cinq séries de 16 (seize) éprouvettes pour chaque corps d'épreuve (cylindre, les différents cubes et les différents prismes en bois) pour les essais de compression soit au total 572 éprouvettes à différents âges 7, 14, 28, 90 et 180 jours. Les séries sont notées respectivement (S_7 , S_{14} , S_{28} , S_{90} et S_{180}), deux (02) série de trois (03) éprouvettes cylindriques pour les essais de traction par fendage (essai Brésilien) pour estimer la résistance à la traction à l'âge de 7 et 28 jours et enfin une série de 06 (six) éprouvettes prismatiques en acier de dimensions $(10 \times 10 \times 50)$ cm³ pour les essais du retrait, cette série est notée S_R .

Les dosages des constituants pour les différents essais pour les différents corps d'épreuve sont résumés dans le tableau (II.7).

Tableau II.7. Dosages des constituants pour les différents corps d'épreuve

Dosage	15/25 (Kg)	8/15 (Kg)	0/3 (Kg)	E (Kg)	C (Kg)
E1	80,90	72,45	78,85	22,40	44,80
E2	42,66	38,20	41,58	11,81	23,62
E3	12,64	11,32	12,32	03,50	07,00
E4	101,12	90,56	98,56	28,00	56,00
E5	18,96	16,98	18,48	05,25	10,50
E6	25,28	22,64	24,64	07,00	14,00
E7	37,92	33,96	36,96	10,50	21,00
E8	63,20	56,60	61,60	17,50	35,00

II.8. Caractérisation du béton à l'état frais

II.8.1. Echantillonnage du béton frais

Les échantillons doivent être prélevés et manipulés selon la norme CSA A23.2-1C (ASTM C 172, (2000)), sauf pour les essais d'affaissement et de teneur en air. Cette méthode exige un échantillon d'au moins 30 litres. Il ne doit pas s'écouler plus de 10 minutes entre le temps et l'échantillon à prélever pour être transporté au site des essais sur le béton plastique (ou au site de moulage des éprouvettes) et son remalaxage avec une pelle pour en assurer l'uniformité. Lorsque l'échantillon est effectué au déchargement d'un malaxeur, l'échantillon doit être prélevé entre 10% et 90% du déchargement. Lors de l'échantillonnage et des essais, l'échantillon doit être protégé du soleil, du vent et des autres causes d'évaporation rapide.

Pour évaluer les propriétés et les qualités à l'état frais du béton, plusieurs types d'essais normalisés et non normalisés ont été proposés par les chercheurs, dont les principaux sont présentés ci-après.

II.8. 2. Essai d'affaissement au cône d'Abrams – Slump test (NF P 18-451)

Le principe de cet essai est de constater l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son propre poids. Plus cet affaissement sera grand et plus le béton sera réputé fluide. Pour estimer cet affaissement trois mesures ont été réalisées sur nos bétons. D'après les résultats de mesures A = 8 cm, selon les prescriptions de la norme, il s'agit d'un béton plastique. La figure (II.4) présente une photo de cet essai d'affaissement.



Figure II.4. Mesure de l'affaissement du béton

II.8.3. Contrôle du volume d'air entraîné (NF P 18-353)

Selon les prescriptions de la norme (NF P 18-353), le seul élément compressible dans un béton frais est l'air. Cet essai a pour objet d'évaluer la quantité d'air occlus de manière à vérifier que le minimum prévu par la norme (XP P 18-305) en cas de gel est bien atteint.

Il existe plusieurs méthodes pour mesurer la teneur en air d'un béton plastique (ASTM, (2000)), on cite : la méthode pressiométrique, la méthode volumétrique et la méthode gravimétrique

Trois mesures ont été réalisées afin d'estimer la teneur en air par la méthode pressiométrique en utilisant un aéromètre à béton voir la figure (II.5), les résultats de mesure donnent une teneur en air de l'ordre de 1,40 %.

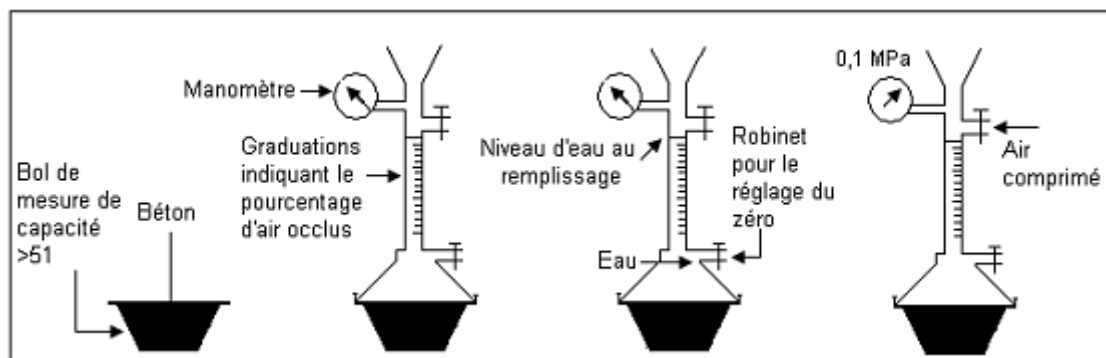


Figure II.5. Mesure de l'air occlus à l'aéromètre

II.8.4. Interprétation du résultat

Lors du mélange des bétons, il y a création des bulles d'air et la mise en place du béton enferme toujours une certaine quantité d'air occlus. D'après le résultat, on constate que le volume d'air décroît en fonction de la présence de fines, car ces fines remplissent les pores existant entre les grains, et augmente la compacité ainsi que la résistance des bétons.

II.9. Préparation des éprouvettes

Les constituants du béton prévus pour cette étude sont préparés selon les proportions calculées par la méthode de Dreux – Gorisse. En mélangeant les différents granulats (gravier, sable et liant) dans un malaxeur, l'eau sera ajoutée progressivement jusqu'à atteindre l'affaissement désiré (voisin de 8 cm). A la fin le béton obtenu prêt à être moulé dans des moules cylindriques, cubiques et prismatiques en deux couches égales. La mise en place du béton à l'intérieur du moule est assurée par une aiguille vibrante. La durée du serrage est la durée maximale nécessaire pour remonter les bulles d'air à la surface du béton jusqu'à l'obtention d'un aspect lisse, et luisant sans ségrégations apparentes. L'arasement de la face supérieure de l'éprouvette s'effectue à l'aide d'une truelle ou d'une taloche. Un léger film d'huile a été utilisé sur les parois des moules afin de faciliter le démoulage après 24 heures.

II.9.1. Conservation initiale des éprouvettes

Après le coulage et la finition, les éprouvettes ont été conservées initialement dans les conditions proches du produit préfabriqué, de manière à être représentative de la qualité réelle des produits. Les éprouvettes ont été conservées au sein de notre laboratoire du béton à une température $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ et une humidité relative supérieure à 95 %.

II.9.2. Démoulage des éprouvettes

Après 24 heures le démoulage des éprouvettes s'est effectué avec soin pour ne pas épaufrer les arêtes. Sachant que pour faciliter le démoulage, on a procédé au départ à une application d'un léger film de huile sur les moules.

II.9.3. Conservation des éprouvettes après démoulage

Après le démoulage, les éprouvettes ont été conservées au sein de notre laboratoire du béton dans un bain rempli d'eau jusqu'à le jour de l'essai.

II.10. Caractérisation du béton à l'état durci

II.10.1. Retrait au séchage du béton

L'essai de retrait consiste à mesurer, en fonction du temps, la variation de longueur que provoque le ciment utilisé sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $(10 \times 10 \times 50 \text{ cm}^3)$ de béton conservées au niveau du laboratoire de béton de notre Université. On compare, à différents temps t , la variation de longueur d'une éprouvette $(10 \times 10 \times 50) \text{ cm}^3$, par rapport à sa longueur initiale à un temps t_0 pris pour origine.

Pour mesurer le retrait, les éprouvettes $(10 \times 10 \times 50) \text{ cm}^3$ ont été coulées dans un moule permettant d'intégrer aux deux extrémités de la longueur de l'éprouvette deux plots de mesure. Le béton est mis dans les moules à l'aide d'une tige vibrante afin de tasser le matériau et de s'assurer de sa bonne mise en place. Au démoulage, des mesures sont effectuées sur six (06) éprouvettes prismatiques. Ces mesures ont été effectuées jusqu'à stabilisation de retrait (environ 180 jours).

Avant chaque série de mesure, l'appareil est étalonné avec une tige de métal de longueur $(L = 500 \text{ mm})$ (longueur initiale prise pour origine), et dont les extrémités reproduisent la forme des plots du prisme du béton.

Au moment de la mesure, le comparateur est mis à zéro sur la tige.

Soit : $\ell(t)$: la valeur lue sur le comparateur au temps t .

L : la longueur de base prise égale à 500 mm.

L'éprouvette a une longueur au temps considéré :

$$\Delta \ell = L - \ell(t).$$

La variation relative de la longueur est généralement désignée par ε et a pour expression :

$$\varepsilon(t) = \frac{\Delta \ell}{L}$$



Figure II.6. Appareillage de mesure du retrait du béton

Les résultats de mesure sont donnés dans le tableau (II.8) en Annexe 2 et schématisés sur les figures (II.7 et II.8) suivantes :

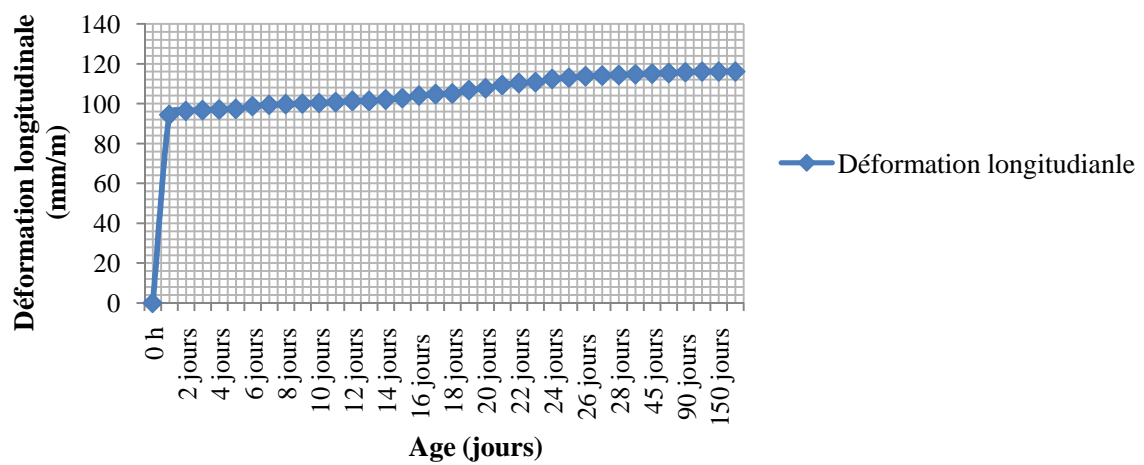


Figure II.7. Evaluation du retrait sur les prismes du béton en fonction du temps

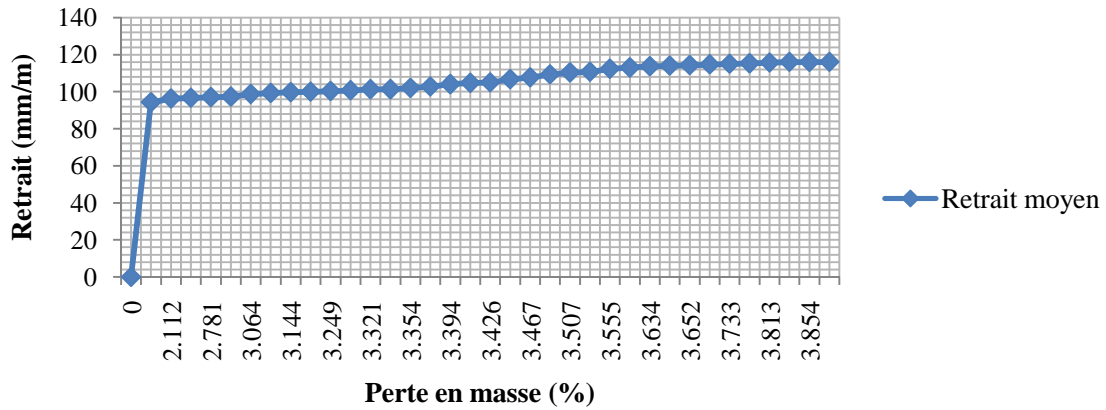


Figure II.8. Evaluation du retrait sur les prismes du béton en fonction de perte en masse

II.10.2. Interprétation des résultats

Par définition la réaction d'hydratation s'accompagne d'une réduction de volume, appelée contraction. L'eau qui s'évapore d'un prisme conservé à l'air libre provoque du retrait, qui est la conséquence de la perte d'eau libre. Lorsque cette eau se retire du matériau engendrant une perte de masse, une contraction se produit automatiquement, ce qui explique la proportionnalité entre le retrait et la perte de masse illustrée sur la figure (II.8).

Les résultats présentés sur la figure (II.7), montre un comportement de contraction des prismes de béton à différents âges, changements volumétriques se produisent après la prise.

Pour tous les prismes, nous remarquons une évolution continue de retrait en fonction de l'âge de mesure, donc on peut dire que le retrait évolue en fonction du temps, par évaporation de l'eau emprisonnée dans les prismes et par dessiccation, au-delà de 45 jours cette évolution se stabilise.

La présence des fines de sable provoque un raffinement des pores, ce qui engendre alors des dépressions capillaires plus importantes. Les pores capillaires fins (raffinés) commencent très vite à se dessécher en créant des contraintes de tensions élevées au sein du béton. Cet assèchement interne entraîne la formation de ménisques qui créent des forces de tension au sein du béton, ce qui entraîne le développement d'un certain retrait.

II.10. 3. Résistance à la compression

La résistance à la compression du béton est une caractéristique mécanique importante pour toute structure en béton armé appelée à résister à des charges extérieures. Mieux encore, la résistance du béton est un bon indicateur pour d'autres caractéristiques ayant une importance pratique (Ferdjani, (2011)). Néanmoins, la résistance à la compression projette généralement une image globale de la qualité d'un béton puisqu'elle est directement reliée à la structure de la pâte de ciment hydraté. De plus, la résistance du béton est presque invariablement l'élément clé lors de la conception des structures en béton et de l'établissement des spécifications de conformité (Bouklihacene, (2009)).

D'autre part, la contrainte à la rupture moyenne des éprouvettes de béton utilisée dans les calculs de dimensionnement et de modélisation reste une valeur déterministe qui ne peut constituer une donnée suffisante pour décrire de façon fiable leurs caractéristiques à la rupture. C'est ce qui justifie alors la nécessité d'utiliser des approches statistiques probabilistes de la rupture basées sur la notion de probabilité de rupture acceptable.

Dans le cadre de notre étude, on utilisera un modèle statistique de Weibull à deux paramètres qui permettra de d'écrire l'aspect probabiliste de la variation de la résistance à la compression du béton d'étude en utilisant les différents corps d'épreuve à savoir : les cylindres (16x32) cm², les cubes de différentes arêtes (10, 15 et 20 cm) et les prismes de différents élancements (1,5, 2 et 3). Le chapitre III qui suit illustre l'étude statistique de la variation de résistance à la compression du béton sur les cylindres de dimensions (16x32) cm².

**Chapitre III : Etude statistique de variation de la résistance à la
compression du béton cas du cylindre (16x32) cm²**

III.1. Introduction

La résistance à la compression mesurée au laboratoire sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16 x 32) cm², conservées dans un bain rempli d'eau jusqu'à le jour de l'essai. Des précautions particulières sont prises en compte pour surfer les faces supérieures d'appuis des éprouvettes.

Pour analyser la résistance à la compression des bétons formulés, le béton est assimilé à un matériau composite formé d'une phase rigide, dure et inerte (le granulat) dispersée dans une matrice liante (la pâte de ciment), l'ensemble étant considéré homogène à l'échelle macroscopique. En premier lieu nous étudierons la caractérisation des bétons confectionnés sur les cylindres (16x32) cm² à savoir (masse volumique apparente, résistance à la traction, résistance à la compression par ultrason et écrasement et estimation du module d'élasticité du béton). En second lieu pour tenir compte de la dispersion entre les valeurs mesurées de la résistance à la compression des bétons à différents âges, nous avons procédé à la modélisation statistique de cette variation en utilisant le modèle statistique de Weibull.

III.2. Caractérisation des bétons confectionnés sur cylindres (16x32) cm²

III.2.1. Mesure de la masse Apparente du béton

La détermination de la masse des éprouvettes est un indicateur utile dans l'analyse des résultats d'essais de compression. En effet, si les résultats des pesées sont très dispersés, on peut en déduire une masse volumique différente du béton testé qui se traduira par une dispersion des résultats lors des essais de compression.

Les résultats de la masse moyenne sur les éprouvettes en fonction du temps sont illustrés sur la figure (III.1).

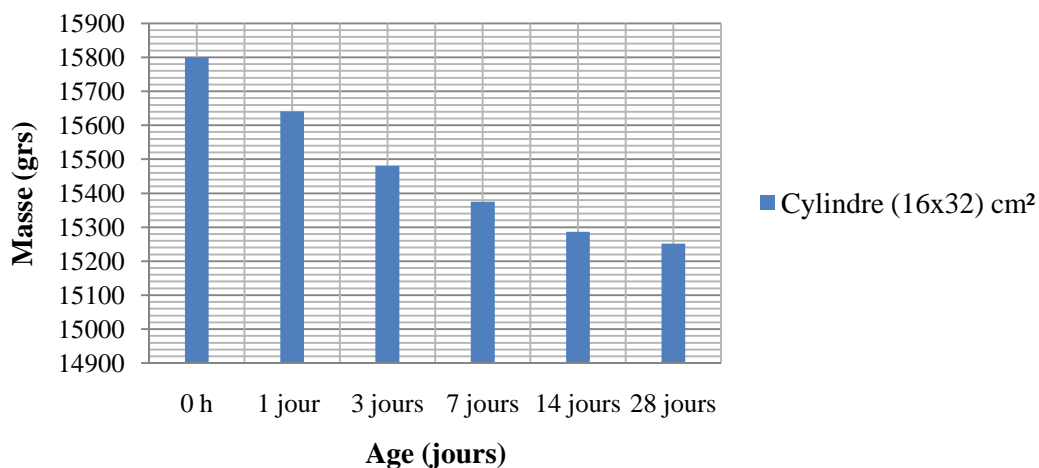


Figure III.1. Evolution de la masse moyenne du béton en fonction du temps

III.2.2. Mesure de la masse volumique Apparente du béton

Après avoir retiré les éprouvettes de leur milieu de conservation (bain rempli d'eau), il convient de les essayer et les dessécher avant de les peser.

La masse volumique du béton à différents âges 0 h, 1, 3, 7, 14 et 28 jours sera obtenue par la division de la masse par le volume de l'éprouvette. Avec le volume de l'éprouvette

$$V = \pi \cdot \frac{D^2}{4} h = 3,14 \times \frac{16^2}{4} \times 32 \cong 6400 \text{ cm}^3$$

Les résultats de la masse volumique moyenne du béton en fonction du temps sont illustrés sur la figure (III.2).

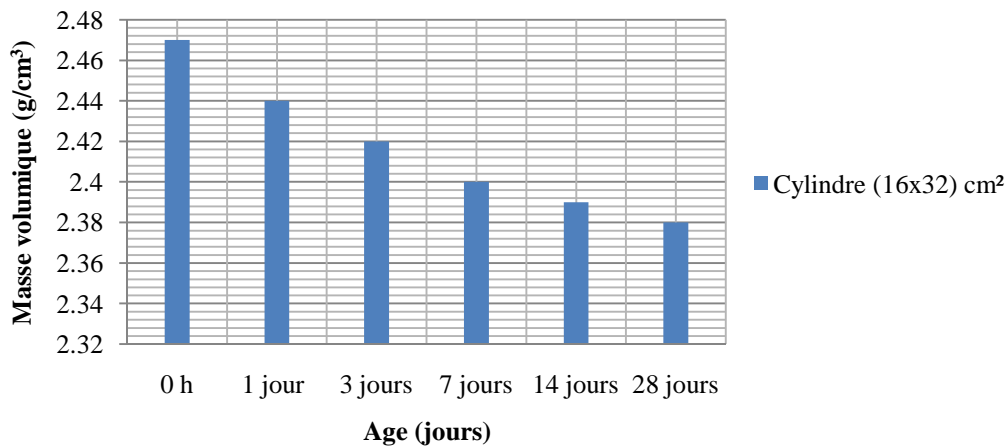


Figure III.2. La masse volumique moyenne du béton en fonction du temps

III.2.3. Interprétation des résultats

On constate d'après la figure (III.2) qu'il n'y a pas de variation avérée de la masse volumique des mélanges. Les valeurs obtenues sont celles d'un béton ordinaire, elle est en général comprise entre [2.4 à 2.8] (g/cm³) (Boufedah, (2011)), puis à partir du 14 jours cette masse se stabilise.

III.2.4. Essai de résistance à la traction

La résistance à la traction est également mesurée sur des éprouvettes cylindriques de dimensions (16x32) cm² par un essai de fendage (essai Brésilien) conformément aux prescriptions de la norme (NF EN 12390 – 6). Cet essai permet de déterminer expérimentalement la résistance en traction de béton. L'essai consiste à rompre un cylindre entre les plateaux d'une presse de compression suivant deux génératrices opposées. Le contact des plateaux de la presse avec l'éprouvette est réalisé par l'intermédiaire de réglettes de contre-plaqué de 5 mm d'épaisseur et de largeur égale au 1/10 du diamètre du cylindre. Un centrage parfait est nécessaire comme l'indique la figure (III.3).

L'essai nécessite des éprouvettes avec des génératrices rectilignes. L'effort de compression N développe des contraintes de traction à l'intérieur de l'éprouvette suivant un plan médian. Ces contraintes de traction sont développées sur le plan de fendage au moment de la rupture.

Les répartitions des contraintes sur les plans verticaux et horizontaux sont identiques. Le cylindre se fend suivant une surface très voisine du plan diamétral qui joint les génératrices.

La résistance du béton en traction par fendage R_{fd} est donnée par la formule (III.1) ci-dessous, obtenue à partir de la théorie de l'élasticité (Guerrin, (1973)), (Albiges, (1976)) et (Jourdain, (2018)) :

$$R_{fd} = 2N/(\pi dL) \quad (III.1)$$

N : charge à la rupture

d : diamètre de l'éprouvette

L : longueur de l'éprouvette

Cependant les comparaisons faites avec l'essai de traction directe donnent une assez bonne concordance. D'après (Guerrin, (1973)) le rapport R_{tr}/R_{fd} varie de 0,72 à 0,85.

Les recommandations internationales FIP/CEB indiquent que l'expression donnant R_{fd} doit être multipliée d'un coefficient de minoration égal à 0,85 selon (Redjel, (2014)).

D'après cette recommandation, la résistance à la traction serait alors donnée par la formule empirique (III.2) suivante (Lacroix, (1982)) :

$$R_{fd} = 0,55N/(dL) \quad (III.2)$$



Figure III.3. Machine d'essai de fendage et positionnement de l'éprouvette à gauche et l'essai de fendage et éprouvette fendue à droite

III.2.4.1. Observations durant l'essai

Pendant la rupture des éprouvettes, on observe différents types de dommages à savoir : rupture de la pâte de ciment, rupture de granulats, et granulats déchaussés à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats (notamment les plus gros) (voir la figure III.4).

On observe également que l'intérieur de la section de l'éprouvette est encore humide. Le béton testé dans notre cas âgé de 28 jours au maximum, au moment de l'essai, n'a pas donc terminé son hydratation, ni son séchage. Selon (Jourdain, (2018)), le séchage complet d'un béton est un processus très lent, environ vingt-cinq années sont nécessaires pour obtenir l'équilibre hydrique d'une éprouvette de ce type dans un milieu possédant une humidité relative de 35%. Néanmoins, cette propriété donne au béton des caractéristiques intéressantes. En effet, lors de la prise, on estime que pour un béton ordinaire environ 15% du ciment utilisé n'est pas hydraté. Ce ciment sera progressivement hydraté au cours du temps, grâce aux transferts hydriques au sein du matériau. Ce phénomène apporte au béton sa propriété d'auto-cicatrisation. L'ouverture d'une fissure peut en effet permettre à l'eau de pénétrer et d'hydrater progressivement le ciment encore anhydre.



Figure III.4. Faciès des ruptures lors de l'essai de fendage (Jourdain, (2018))

III.2.4.2. Présentation des résultats de l'essai

Les résultats de la résistance à la traction par fendage donnés par le calcul direct et par la formule empirique sont représentés dans les tableaux (III.1 et III.2) puis sont schématisés sur la figure (III.5).

Tableau III.1 . Résistance à la traction par fendage à 7 jours

Charge de rupture	Calcul direct	Formule empirique	Age
190,30 KN	2,36 MPa	2,03 MPa	7 Jours
200,80 KN	2,49 MPa	2,14 MPa	7 Jours
180,20 KN	2,30 MPa	1,98 MPa	7 Jours
Moyenne	2,38 MPa	2,05 MPa	7 Jours

Tableau III.2 . Résistance à la traction par fendage à 28 jours

Charge de rupture	Calcul direct	Formule empirique	Age
240,60 KN	3,00 MPa	2,58 MPa	28 Jours
267,20 KN	3,32 MPa	2,85 MPa	28 Jours
251,90 KN	3,13 MPa	2,69 MPa	28 Jours
Moyenne	3,15 MPa	2,71 MPa	28 Jours

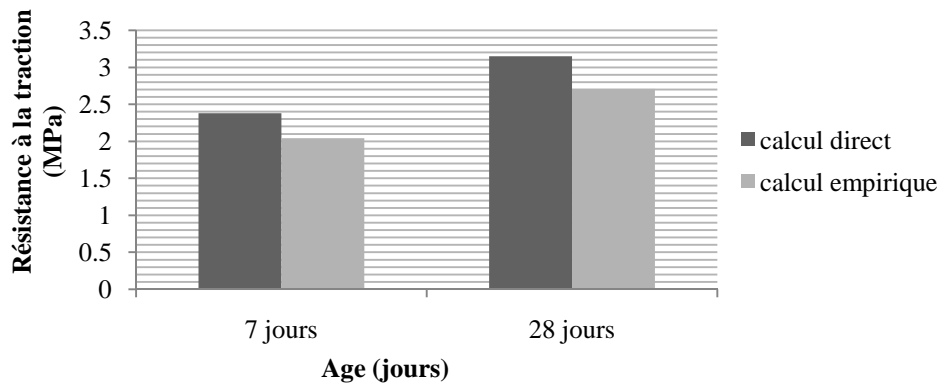


Figure III.5. Résistance à la traction par fendage des éprouvettes cylindriques

III.2.4.3. Conclusion de l'essai : Les résultats de la résistance à la traction donnés par l'essai de fendage sont encourageants. Selon (Redjel, (2004)), cet essai permet dans certaines conditions de remplacer l'essai de traction directe.

Il a l'avantage d'être reproductible et peut être utilisé quand le choix d'un essai de traction est à faire pour le contrôle d'un ouvrage à condition d'y consacrer suffisamment de soins.

III.2.5. Essai de résistance à La compression

L'essai couramment effectué sur le béton durci est la mesure de la résistance à la compression. En effet, quand il est effectué correctement, donne lieu à une appréciation qualitative du béton en général. Seulement il dépend de plusieurs paramètres difficiles à réunir, entre autres ; le mode de confection, le surfacage des éprouvettes, la machine de compression, le mode opératoire de l'essai,...etc.

Deux techniques ont été utilisées pour la détermination de la résistance à la compression du béton étudié, une technique non destructive (ultrason), dont l'objectif principal est de fournir une évaluation correcte de la qualité du matériau dans sa structure quelque soit son âge et son état de dégradation, sans avoir à s'en rapporter uniquement aux résultats d'éprouvettes qui ne représentent pas forcément la structure exacte du béton d'ouvrage (Kouassi, (1989)) et (Gadri, (2015)). Cependant, il est généralement difficile de déduire directement la résistance mécanique des bétons à partir des mesures non destructives avec une précision acceptable (Nguyen, (2012)). En effet, le résultat est souvent affecté par des erreurs liées à la précision de la mesure, la variabilité du matériau et aux conditions in-situ. Une deuxième technique destructive (par écrasement) en utilisant une presse d'écrasement.

III.2.5.1 Estimation de la résistance à la compression par ultrason (EN 12504-4)

Pour chaque éprouvette cylindrique on a effectué l'essai d'auscultation sonore, afin d'estimer la qualité de béton.

Dispositif de l'appareil ultrasonore

La méthode ultrasonore utilisée est la méthode en transmission en conformité avec la norme (EN 1254-4). Les capteurs que son l'émetteur et le receptrer de l'ultrason sont montés de part et d'autre des surfaces opposées de l'éprouvette selon l'axe longitudinal. Les surfaces lisses sont choisies pour le placement des capteurs. Un léger film de gel enduit les deux surfaces parallèles pour assurer un bon contact entre les transducteurs et le béton. L'appareil calibré (étallonné) à l'indice $51 \mu s$ permet d'enregistrer le temps transmit de l'onde comme indiquer sur la figure (III.6). La vitesse est calculée par la formule (III.3).

$$V \text{ (Km/s)} = \frac{d}{t} \quad (\text{III.3})$$

La résistance à la compression R_c en MPa, mesurée par la méthode non destructive (ultrason) sera déterminée en utilisant une corrélation proposée par (Boukhelkhal, (2015)), cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée dans l'équation (III.4) avec un coefficient de corrélation $r = 0,926$ et une erreur type $S = 4,063$ MPa.

$$R_c = 0,342 \cdot e^{1,004 V} \quad (\text{III.4})$$

Avec R_c en MPa et V en Km/s.



Figure III.6. Dispositif d'ultrason pour mesurer la vitesse de propagation de l'onde

Pour notre étude la résistance à la compression par ultrason est la moyenne de seize (16) éprouvettes, les résultats de mesures sont illustrés dans le tableau (III.3) et schématisés sur la figure (III.9).

Tableau III.3. Valeurs moyennes de la résistance à la compression mesurée par ultrason, des écarts types et des coefficients de variation en (%)

Age (jours)	7 jours	14 jours	28 jours	90 jours	180 jours
t (μs)	78,0	73,7	71,6	70,3	70,1
V (Km/s)	4,10	4,34	4,47	4,55	4,56
R_c (MPa)	20,977	26,693	30,415	32,959	33,290
S (MPa)	2,754	2,09	4,04	4,81	4,86
Coef. Variation	12,10 %	7,85 %	13,27 %	14,61 %	14,59 %

Ces résultats sont montrés sur l'histogramme de la figure (III.8).

III.2.5.2. Estimation de la résistance à la compression par le méthode destructive (écrasement) selon les normes (NF EN 12390-3 et NF EN 12390-13)

Pour notre étude un essai de compression est réalisé sur seize (16) éprouvettes cylindriques de dimensions (16 x 32) cm² afin de déterminer la résistance moyenne du béton testé.

III.2.5.2.1. Description de l'essai d'écrasement

Cet essai consiste à appliquer une contrainte de compression sur les éprouvettes cylindriques posées verticalement (voir figure III.7). Les éprouvettes sont au préalable surfacées (surfaçage au soufre) afin que le contact avec les plateaux de la presse engendre le moins de frottement possible (Jourdain, (2018)). L'objectif est d'appliquer une contrainte homogène dans toute la section durant l'essai. Une surface grossière initiale peut être à la source de problèmes. Les défauts d'interface peuvent provoquer une répartition hétérogène des forces appliquées au cours de l'essai et minorer la résistance vraie (Boukellouda et al., (2020)). Le risque de voir apparaître des concentrations de contraintes, pouvant causer une rupture prématurée de l'éprouvette, est ainsi limité. Le surfaçage permet ainsi d'assurer la reproductivité et la fiabilité de l'essai et surtout de diminuer l'effet de frettage. Cet effet est du à la diminution de l'effet de Poisson dues aux frottements entre les plateaux de la presse et l'éprouvette.

Pour les essais d'écrasement, une presse hydraulique de capacité 2000 KN à servi à l'enregistrement de la force de rupture. La manipulation a été conduite selon la norme NF P 18-406. Les éprouvettes cylindriques ont été placées de façon à être parfaitement centrées entre les plateaux de la presse de compression. Le plateau supérieur est mobile de telle sorte à épouser la surface de l'échantillon. L'essai est conduit jusqu'à la ruine totale de l'éprouvette à une vitesse lente et constante.



Figure III.7. Positionnement des éprouvettes pour l'essai d'écrasement

La résistance à la compression est calculée par la formule classique de la résistance des matériaux donnée par le formule (III.5).

Ou F et S représentent respectivement la valeur de la force relevée au moment de la rupture de l'éprouvette sur le cadran de la presse et la section transversale de l'échantillon.

$$R_c = F/S \quad (\text{III.5})$$

III.2.5.2.2. Observation durant les essais

L'observation de l'ensemble des éprouvettes soumises à l'essai à montrer que les fissures se propagent de manière aléatoire dans le volume des éprouvettes. Ces fissures qui prennent naissance sur la surface latérale, sont dues aux contraintes de tractions développées par effets de poisson (Jourdain, (2018)). Etant donné que le béton a une résistance faible en traction par rapport à celle en compression, sous chargement uni-axial, à la présence de défauts, des déformations radiales et longitudinales apparaissent (Beinish, (2006)). Les déformations radiales, génèrent des contraintes de traction qui entraînent l'apparition des premières fissures.

Les matériaux peuvent contenir des hétérogénéités qui constituent des sites privilégiés pour l'amorçage de fissures (Jourdain, (2018)). La dimension, la position, la forme et l'orientation des défauts sont conditionnées par le procédé de fabrication (Regal, (2016)). Le mode de rupture de l'éprouvette donne une information sur le déroulement de l'essai. Dans les ruptures dites correctes, toutes les faces exposées sont fissurées approximativement de la même façon, en général sans dommages importants des faces en contact avec les plateaux.

Les résultats des essais retenus dans cette étude sont ceux pour les éprouvettes qui présentent l'un des trois modes de ruptures présentés sur la figure (III.8). Les modes de ruptures b et c sont généralement très remarquables pour les éprouvettes écrasées à 7 et 14 jours et le mode d peut être remarquable pour la majorité des éprouvettes à partir de l'âge de 28 jours. Ce qui a conduit de constater que le mode de propagation des fissures dépend du durcissement du béton. Pour les éprouvettes à l'âge de 7 jours la majorité des ruptures se localisent dans la matrice cimentaire, cela peut être expliqué par le fait que celle-ci constitue la partie faible où les fissures peuvent se propager facilement.

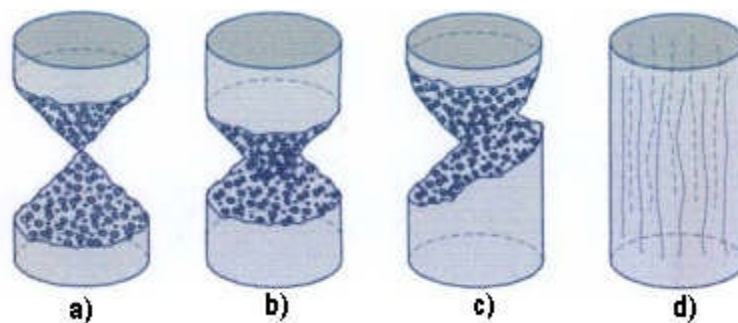


Figure III.8. Ruptures correctes des éprouvettes considérées.

L'activation des défauts et l'apparition des fissures, vont générer des concentrations de contraintes de traction au niveau des zones faibles, au premier lieu les interfaces granulats /pâte de ciment où les microfissures vont s'amorcer, par la suite dans la matrice cimentaire et à la fin dans les granulats surtout les gros grains (Calais, (2013)). C'est ce qui justifie que dans les sections de rupture de l'ensemble des éprouvettes, on observe différents types de

dommages : rupture de granulats ; rupture de la matrice cimentaire ; granulats déchaussés à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats (notamment les plus gros).

III.2.5.2.3. Présentation des résultats et discussions

Pour notre étude la valeur moyenne de la résistance à la compression est obtenue sur seize (16) éprouvettes écrasées, la valeur de résistance à la compression sur chaque éprouvette est mentionnée dans l'annexe 3. Les résultats sont illustrés dans le tableau (III.4) et schématisés sur la figure (III.9).

Tableau III.4. Valeurs moyennes de la résistance à la compression mesurée par écrasement, des écarts types et des coefficients de variation en (%)

Age (jours)	7 jours	14 jours	28 jours	90 jours	180 jours
R_C (MPa)	21,700	28,177	32,004	34,200	35,250
S (MPa)	2,304	1,181	2,395	2,520	1,829
Coef. Variation	10,61 %	4,191 %	7,483 %	7,368 %	5,188 %

Les résultats de la résistance à la compression par les deux techniques de mesure destructive et non destructive sont illustrés sur l'histogramme de la figure (III.9).

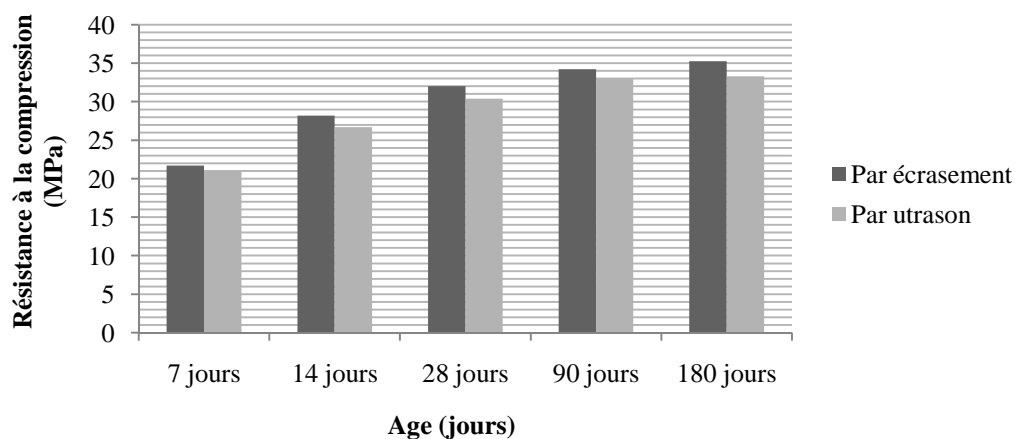


Figure III.9. Comparaison entre la résistance mesurée par la technique non destructive (ultrason) et la technique destructive (écrasement).

Comme on peut le remarquer sur la figure (II.9), il n'y a pas de différence significative entre les valeurs des résistances mesurées par la méthode destructive et celles mesurées par la méthode non destructive. Les deux essais donnent donc des valeurs similaires, l'écart relatif observé étant inférieur à 6 %.

Les rapports entre les résistances montrées ne sont pas importants et ne dépassent pas la valeur 1,06. Il apparaît que la résistance mesurée par la méthode destructive est légèrement supérieure à celle mesurée par la méthode non destructive. Toutefois, ce léger écart n'est pas significatif. Les mesures obtenues lors des contrôles par ultrason sont raisonnables et satisfaisantes et sont par conséquent acceptables par les organismes de contrôles Algériens tel

que les CTC (Redjel, (2014)). Ces mesures constituent ainsi une justification de la qualité des bétons permettant de contourner les résultats obtenus par écrasement sur des éprouvettes de béton qui n'ont pas souvent une crédibilité apparente suite aux prélèvements des échantillons qui ne sont pas réalisés par les organismes de contrôles et de suivis.

III.2.6. Estimation du module d'élasticité

III.2.6.1. Selon les règles du BAEL91/99

Le module d'élasticité E_c est calculé selon la formule (III.6) suivante :

$$E_c = 11000 \sqrt[3]{R_c} \quad (\text{III.6})$$

Les résultats de calcul du module d'élasticité sont illustrés dans le tableau (III.5).

Tableau III.5. Module d'élasticité du béton selon le BAEL91/99

Eprouvette	R _c (MPa)	E _c (GPa)	Eprouvette	R _c (MPa)	E _c (GPa)
1	33,025	35,290	9	34,212	35,708
2	32,645	35,155	10	31,629	34,786
3	28,485	33,594	11	34,317	35,747
4	29,465	33,975	12	33,349	35,405
5	28,125	33,452	13	34,693	35,874
6	28,165	33,467	14	33,974	35,625
7	30,070	34,207	15	33,992	35,631
8	31,844	34,864	16	34,084	35,664

III.2.6.2. Selon la vitesse du son

Pour estimer le module d'élasticité d'un ouvrage âgé en service, les mesures par ultrasons sont recommandées. La vitesse de propagation de l'onde ultrasonore dans un béton dépend du module d'élasticité du béton et de sa densité. (Munzer, (1994)), a déterminé le module d'élasticité selon la vitesse du son et la masse volumique.

Le module d'élasticité dynamique peut être déterminé par l'équation (III.7).

$$E_d = \frac{(1+\vartheta)(1-2\vartheta)}{(1-\vartheta)} \gamma V^2 \quad (\text{III.7})$$

Où γ : masse volumique du béton (expérimentale) en [t/m³] ; $\vartheta = 0,2$ (coefficient de poisson),

V : vitesse du son en [Km/s]

Selon (Munzer, (1994)), la masse volumique peut être estimée selon l'équation (III.8).

$$\gamma_v = 1,67 + 0,155 V \quad (\text{III.8})$$

Le module d'élasticité peut être donné en fonction de la constante (K) selon l'équation (III.9).

$$E_c = K V^2 \quad (\text{III.9})$$

E_C en [GPa] ; V en [Km/s] : vitesse du son dans le béton ; et K :

$K = 1,68$ pour $t \geq 180$ jours

$K = t^{0,1}$ pour $t < 180$ jours

Les résultats du module d'élasticité dynamique E_d et E_C selon la vitesse du sont sont illustrés dans les tableaux (III.6 et III.7).

Tableau III.6. Module d'élasticité dynamique E_d selon la vitesse du son

Eprouvette	V (Km/s)	Ed (GPa)	Eprouvette	V (Km/s)	Ed (GPa)
1	4,50	28,147	9	4,54	28,650
2	4,48	27,897	10	4,48	27,897
3	4,38	26,667	11	4,52	28,398
4	4,36	26,423	12	4,48	27,897
5	4,34	26,181	13	4,53	28,524
6	4,33	26,061	14	4,51	28,272
7	4,44	27,402	15	4,49	28,022
8	4,43	27,278	16	4,54	28,650

Tableau III.7. Module d'élasticité E_C selon la vitesse du son

Eprouvette	γ_v (t/m ³)	Ec (GPa)	Eprouvette	γ_v (t/m ³)	Ec (GPa)
1	2,37	43,193	9	2,37	43,964
2	2,36	42,629	10	2,36	42,629
3	2,35	40,575	11	2,37	43,578
4	2,34	40,034	12	2,36	42,629
5	2,34	39,668	13	2,37	43,771
6	2,34	39,485	14	2,37	43,385
7	2,36	41,871	15	2,36	42,820
8	2,35	41,507	16	2,37	43,964

Les résultats de différentes valeurs du module d'élasticité du béton sont illustrés sur l'histogramme de la figure (III.10).

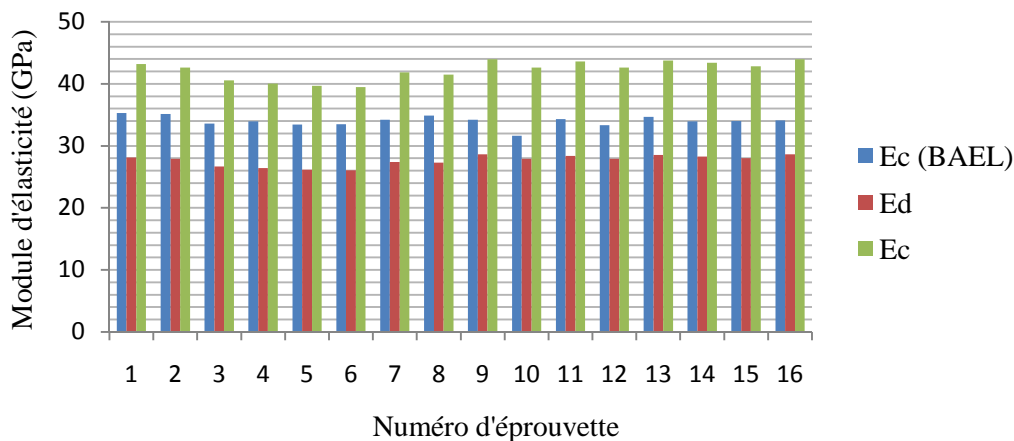


Figure III.10. Comparaison des différentes valeurs du module d'élasticité du béton.

Discussions

On remarque que pour les valeurs du module d'élasticité calculées en fonction de la vitesse du son sont légèrement supérieures par rapport à celles calculées par le BAEL91/99 (Gadri, (2015)).

III.2.7. Comparaison des mesures issues des essais de fendage et de compression

Selon l'Eurocode 2, la résistance en traction d'un béton peut être estimée de sa résistance en compression à partir de la relation (III.10) suivante :

$$f_{ctm} = 0,3f_{ck}^{2/3} \quad (III.10)$$

La résistance moyenne f_{cm} peut être estimée par la relation (III.11) suivante :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (III.11)$$

Les essais en compression ayant donné une valeur moyenne $f_{cm,comp} = 32,004 \text{ MPa}$, alors à partir de la relation (III.11) $f_{ck} = 24,004 \text{ MPa}$, soit une valeur de la résistance à la traction : $f_{ctm} = 2,5 \text{ MPa}$.

Or, la valeur moyenne de résistance à la traction issue des essais de fendage est $f_{ctm,fend} = 3,15 \text{ MPa}$, donc avec des résultats, on trouve $f_{ctm,comp} < f_{ctm,fend}$, ce qui correspond à un écart relatif d'environ 26 %.

A travers le calcul de la résistance à la traction f_{ctm} une différence assez importante est observée entre la valeur obtenue à l'aide de l'essai de fendage, et celle déduite de l'essai de compression selon l'Eurocode 2. Malgré cela, les deux valeurs de résistance à la traction sont du même ordre de grandeur ; les résultats de l'essai de fendage semble donc cohérents, bien que la traction soit appliquée de manière indirecte (Jourdain, (2018)).

D'une façon générale, la valeur de la résistance à la traction d'un béton est estimée proche de 10 % de sa résistance en compression. Ce ration dans notre cas vaut 09, 84 % ($\frac{f_{ctm}}{f_{cm}} = \frac{3,15}{32,004} = 0,0984$). Les expérimentations prouvent la validité de cette estimation dans le cas d'un béton ordinaire.

III.3. Modélisation statistique

Les défauts initiaux jouent un grand rôle dans la tenue des matériaux à comportement fragile comme les bétons. Dans tous les types d'essais, ils sont la principale cause de rupture. Il ressort également des résultats expérimentaux qui seront présentés dans ce chapitre que l'analyse statistique est le meilleur moyen de prendre en compte les défauts (Hild, (1992)) et (Carre, (1996)). Ces aspects statistiques conduisent à des propriétés caractéristiques des bétons : l'effet de la distribution de défauts, effet de volume, effet d'hétérogénéité des contraintes sur la contrainte de rupture. Si, le comportement en compression du béton peut être considéré comme fragile, l'apparition de la première macro-fissure menant à la ruine, la valeur de la contrainte à rupture varie sensiblement d'un échantillon à l'autre. La distribution

des défauts ayant un caractère aléatoire, la contrainte maximale atteinte possède aussi cet aspect aléatoire (Regal, (2016)) et (Nazaret et al., (2006)).

Dans ce qui suit, on va présenter un ajustement d'un modèle statistique, qui consiste à trouver les paramètres d'une fonction mathématique a fin de la faire correspondre au mieux à une courbe expérimentale. L'ajustement graphique consiste à effectuer un changement de variables judicieux permettant de ramener l'ajustement à une simple régression linéaire en utilisant le modèle de Weibull. Pour cela la probabilité de non-rupture ou de survie d'une éprouvette sous une contrainte donnée, sera présentée sous forme graphique $P_s = f(\sigma)$ en se basant sur des résultats des essais d'écrasement réalisés sur un ensemble de séries d'éprouvettes de même volume.

Le calcul de la probabilité de survie des éprouvettes de béton s'effectue selon la formule (III.12) :

$$P_s = 1 - P_R \quad \text{(III.12)}$$

Avec :

P_s : Probabilité de survie des éprouvettes qui correspond au pourcentage des éprouvettes non rompues ;

P_R : Probabilité de rupture des éprouvettes qui correspond au pourcentage des éprouvettes rompues.

Pour aboutir à un modèle qui prend en charge la quantification du taux d'écrasement des éprouvettes on a utilisé la méthode statistique de Weibull. Par rapport à d'autres méthodes, la loi de Weibull est une loi très générale à laquelle s'ajuste un grand nombre de phénomènes d'apparition d'avaries. En plus de sa flexibilité dans l'ajustement à différents types de données, elle permet de prendre en compte la dispersion des réponses mesurées lors des essais. L'hétérogénéité du matériau est modélisée par les défauts caractérisés par leur sensibilité à la rupture sous une sollicitation mécanique et le module de Weibull m permet de donner une idée sur la dispersion des défauts dans les éprouvettes. La méthode de Weibull est utilisée, plus précisément, lorsque le taux de défaillance évolue comme une puissance ce qui est compatible avec la description statistique des observations du problème étudié. L'allure générale des courbes représentatives dépend du paramètre de forme qui caractérise la façon dont évolue le taux d'avarie avec la charge de service qui est la résistance à l'écrasement des éprouvettes. Le point de vue utilisé dans l'ajustement à différents types de données, elle permet de prendre en compte la dispersion des réponses mesurées lors des essais. L'hétérogénéité du matériau est modélisée par les défauts caractérisés par leur sensibilité à la rupture sous une sollicitation mécanique. Un autre point de vue utilisé dans le modèle est que la rupture s'initie sur un défaut du matériau qui se propage instantanément pour donner la rupture du matériau qui est prise comme étant fragile (ASTM, (2005)) et (Achouri, (2014)).

Weibull a proposé une forme simplifiée pour le calcul de la probabilité de rupture donnée par l'équation (III.13).

$$P_R(\sigma, V) = 1 - \exp\left(-\frac{V}{V_0} f(\sigma)\right) \quad (\text{III.13})$$

Où V est le volume de l'échantillon, V_0 est le volume de référence et σ la contrainte de rupture. Etant donné que les éprouvettes sont du même volume donc $V = V_0$, alors la formule (III.13) devient :

$$P_R(\sigma, V) = 1 - \exp(-f(\sigma)) \quad (\text{III.14})$$

Définissant la probabilité de survie $P_S(\sigma, V)$ d'une population d'échantillons de même volume V d'un même matériau comme étant la fraction qui survit à la contrainte uniforme de compression appliquée σ , Weibull (Weibull, (1951)), a montré que la dispersion des résultats expérimentaux était bien représentée par la loi (III.15) (Lim, (2004)):

$$P_S = \exp\left[-\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (\text{III.15})$$

En reprenant la loi de Poisson et en écrivant que $P_S = 1 - P_R$, on aura l'équation (III.16)

$$P_R = 1 - \exp\left[-\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (\text{III.16})$$

Pour déterminer les paramètres de Weibull, on doit calculer la probabilité de rupture des éprouvettes à différents niveaux de charge à partir des réponses mesurées et par le développement de la formule (III.16) : pour prendre en compte une répartition des contraintes non homogène dans la pièce, et le volume V est remplacé par le volume effectif défini par :

$$V_{eff} = V \times H \quad (\text{III.17})$$

H : facteur représentatif de l'hétérogénéité des contraintes

$$\text{Selon le Weibull : } V_{eff} = V_{\text{épreuve}} \frac{1}{2(m+1)^2}$$

En remplaçant V_{eff} dans la formule (III.16) on aura :

$$P_R = 1 - \exp\left[-\frac{V_{\text{épreuve}}}{V_0 \cdot 2(m+1)^2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (\text{III.18})$$

$$\text{On aura : } (1 - P_R) = \exp\left[-\frac{V_{\text{épreuve}}}{V_0 \cdot 2(m+1)^2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (\text{III.19})$$

$$-\ln(1 - P_R) = -\ln\left(\exp\left[-\frac{V_{\text{épreuve}}}{V_0 \cdot 2(m+1)^2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right]\right) \quad (\text{III.20})$$

Pour notre étude on considère que $V_{\text{épreuve}} = V_0$ (le même volume), donc on aura :

$$-\ln(1 - P_R) = \frac{1}{2(m+1)^2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m \quad (\text{III.21})$$

$$\ln[-\ln(1 - P_R)] = \ln\left[\frac{1}{2(m+1)^2} \left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right] \quad (\text{III.22})$$

$$= \ln\left[\frac{1}{2(m+1)^2}\right] + \ln\left[\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}\right)^m\right]$$

$$= \ln\left[\frac{1}{2(m+1)^2}\right] + m \ln\left[\frac{\sigma}{\sigma_0}\right]$$

$$= \ln \left[\frac{1}{2(m+1)^2} \right] + m \ln(\sigma) - m \ln(\sigma_0)$$

Sachant que :

$$\ln \left[\frac{1}{2(m+1)^2} \right] - m \ln(\sigma_0) = \ln \left[\frac{1}{2(m+1)^2 \sigma_0^m} \right]$$

On aura finalement la formule (III.23) suivante:

$$\ln[-\ln(1 - P_R)] = m \ln(\sigma) + \ln \left[\frac{1}{2(m+1)^2 \sigma_0^m} \right] \quad (III.23)$$

On applique la méthode de régression linéaire sur la formule (III.24) en posant :

$$X = \ln(\sigma_R) \quad \text{et} \quad Y = \ln[-\ln(1 - P_R)]$$

Donc l'équation (III.23) s'écrit sous la forme (III.24) suivante :

$$Y = mX + B \quad (III.24)$$

L'observation au laboratoire nous a fourni les couples de valeurs (σ, P_S) . Pour toute contrainte σ . On calcule selon la méthode statistique de Weibull :

$$x_i = \ln(\sigma_i), P_S = 1 - P_R \quad \text{et} \quad y_i = \ln[-\ln(P_S(\sigma_i))]$$

III.3.1. Calcul de la probabilité de rupture

Pour calculer la probabilité de rupture, on doit partager le domaine de variation des contraintes mesurées en classes d'amplitudes égales à 2 (MPa), chaque classe est associée son effectif cumulé correspondant.

On obtient la probabilité de rupture (P_R) de chaque classe de contrainte en divisant son effectif cumulé par le nombre total d'éprouvettes pour chaque série.

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes ($S_7, S_{14}, S_{28}, S_{90}$ et S_{180}) sont résumés sur les tableaux (III.8, III.9, III.10, III.11 et III.12).

Tableau III.8. Probabilité de rupture de la série S_7

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 16	0	0	0
[16 18[1	1	0,0625
[18 20[2	3	0,1875
[20 22[4	7	0,4375
[22 24[6	13	0,8125
[24 26[3	16	1,00

Tableau III.9. Probabilité de rupture de la série S_{14}

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 25	0	0	0
[25 27[3	3	0,1875
[27 29[9	12	0,750
[29 31[4	16	1,000

Tableau III.10. Probabilité de rupture de la série S₂₈

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 28	0	0	0
[28 30[4	4	0,250
[30 32[3	7	0,4375
[32 34[5	12	0,750
[34 36[4	16	1,000

Tableau III.11. Probabilité de rupture de la série S₉₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 29	0	0	0
[29 31[3	3	0,1875
[31 33[2	5	0,3125
[33 35[3	8	0,500
[35 37[8	16	1,000

Tableau III.12. Probabilité de rupture de la série S₁₈₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 32	0	0	0
[32 34[4	4	0,250
[34 36[9	13	0,8125
[36 38[2	15	0,9375
[38 40[1	16	1,000

III.3.2. Détermination des paramètres de Weibull

Pour déterminer les paramètres de Weibull, on a utilisé la méthode de régression linéaire citée précédemment dans le paragraphe (III.2), ce qui nous a permis d'obtenir les tableaux (III.13, III.14, III.15, III.16 et III.17).

Tableau III.13. Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ _R)	Probabilité de rupture (P _R)	X= ln (σ _R)	Y= ln [-ln (1-P _R)]
16,61	0,0625	2,810	- 2,740
18,21	0,1875	2,902	- 1,572
18,74	0,1875	2,930	- 1,572
20,015	0,4375	2,996	- 0,553
21,309	0,4375	3,059	- 0,553
21,554	0,4375	3,070	- 0,553
21,646	0,4375	3,075	- 0,553
22,005	0,8125	3,091	0,515
22,005	0,8125	3,091	0,515
22,387	0,8125	3,108	0,515
22,397	0,8125	3,109	0,515
23,196	0,8125	3,144	0,515

23,920	0,8125	3,175	0,515
24,230	1,00	3,187	1,933
24,280	1,00	3,189	1,933
24,685	1,00	3,206	1,933

Tableau III.14. Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1- P_R)]
25,910	0,1875	3,255	- 1,572
26,635	0,1875	3,282	- 1,572
26,961	0,1875	3,294	- 1,572
27,043	0,750	3,297	0,327
27,345	0,750	3,308	0,327
27,965	0,750	3,331	0,327
28,040	0,750	3,333	0,327
28,208	0,750	3,339	0,327
28,386	0,750	3,346	0,327
28,597	0,750	3,353	0,327
28,624	0,750	3,354	0,327
28,625	0,750	3,354	0,327
29,247	1,000	3,376	1,933
29,336	1,000	3,379	1,933
29,475	1,000	3,383	1,933
30,435	1,000	3,415	1,933

Tableau III.15. Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1- P_R)]
28,125	0,250	3,337	- 1,246
28,165	0,250	3,338	- 1,246
28,485	0,250	3,349	- 1,246
29,465	0,250	3,383	- 1,246
30,070	0,4375	3,403	-0,553
31,629	0,4375	3,454	-0,553
31,844	0,4375	3,461	-0,553
32,645	0,750	3,486	0,327
33,025	0,750	3,497	0,327
33,349	0,750	3,507	0,327
33,974	0,750	3,525	0,327
33,992	0,750	3,526	0,327
34,084	1,000	3,529	1,933
34,212	1,000	3,532	1,933
34,317	1,000	3,535	1,933
34,693	1,000	3,546	1,933

Tableau III.16. Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
29,920	0,1875	3,398	- 1,572
30,285	0,1875	3,410	- 1,572
30,629	0,1875	3,422	- 1,572
31,580	0,3125	3,452	- 0,982
31,989	0,3125	3,465	- 0,982
33,876	0,500	3,523	-0,366
34,010	0,500	3,527	-0,366
34,728	0,500	3,547	-0,366
35,133	1,000	3,559	1,933
35,743	1,000	3,576	1,933
36,161	1,000	3,588	1,933
36,507	1,000	3,597	1,933
36,531	1,000	3,598	1,933
36,532	1,000	3,598	1,933
36,669	1,000	3,602	1,933
36,907	1,000	3,608	1,933

Tableau III.17. Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
32,502	0,250	3,481	- 1,246
33,370	0,250	3,507	- 1,246
33,406	0,250	3,509	- 1,246
33,875	0,250	3,523	- 1,246
34,047	0,8125	3,528	0,515
34,100	0,8125	3,529	0,515
34,517	0,8125	3,541	0,515
35,318	0,8125	3,564	0,515
35,362	0,8125	3,566	0,515
35,403	0,8125	3,567	0,515
35,611	0,8125	3,573	0,515
35,800	0,8125	3,578	0,515
35,869	0,8125	3,580	0,515
37,661	0,9375	3,629	1,020
37,681	0,9375	3,629	1,020
39,478	1,000	3,676	1,933

En traçant Y en fonction de X pour chaque série d'éprouvettes, on obtient des droites de régression illustrées sur les figures (III.11, III.12, III.13, III.14 et III.15) qui décrivent au mieux la tendance du nuage observé et nous permettent d'identifier les paramètres de Weibull correspondants à chaque série d'éprouvettes.

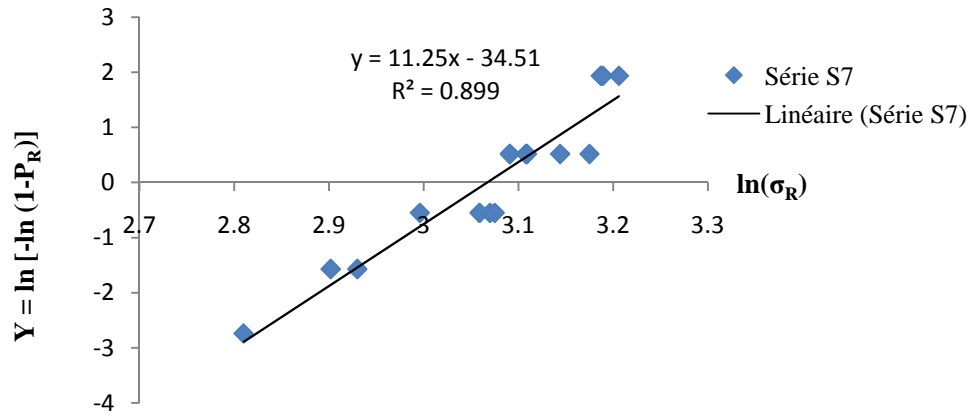


Figure III.11. Diagramme de Weibull pour la série S7

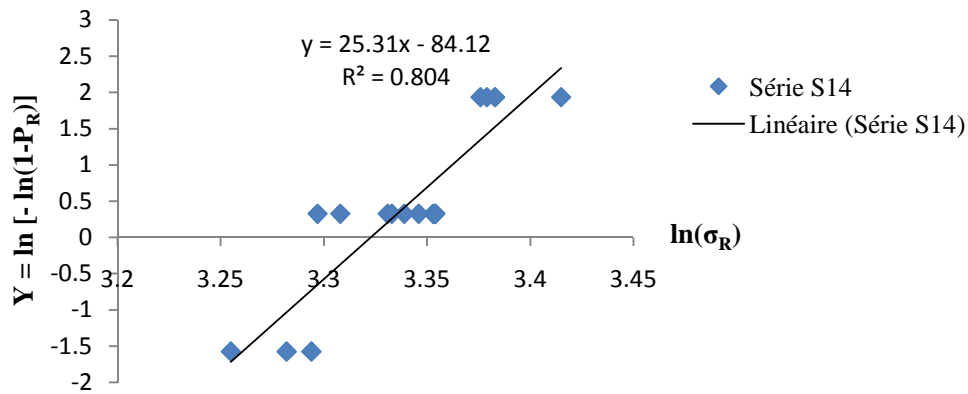


Figure III.12. Diagramme de Weibull pour la série S14

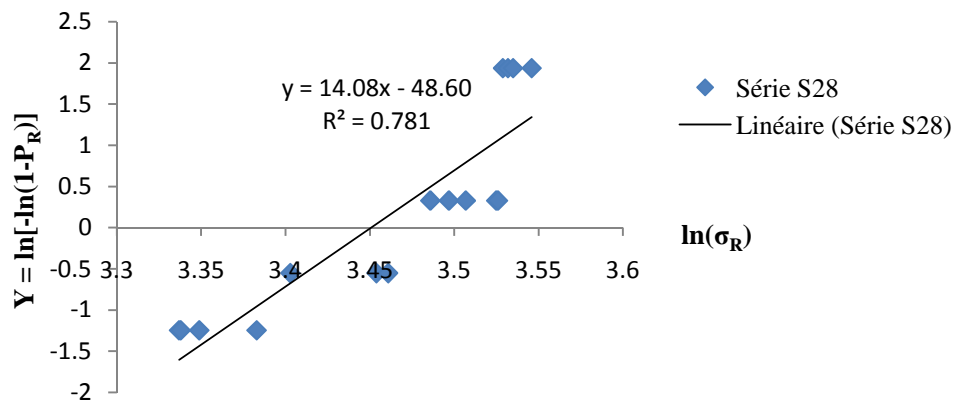


Figure III.13. Diagramme de Weibull pour la série S28

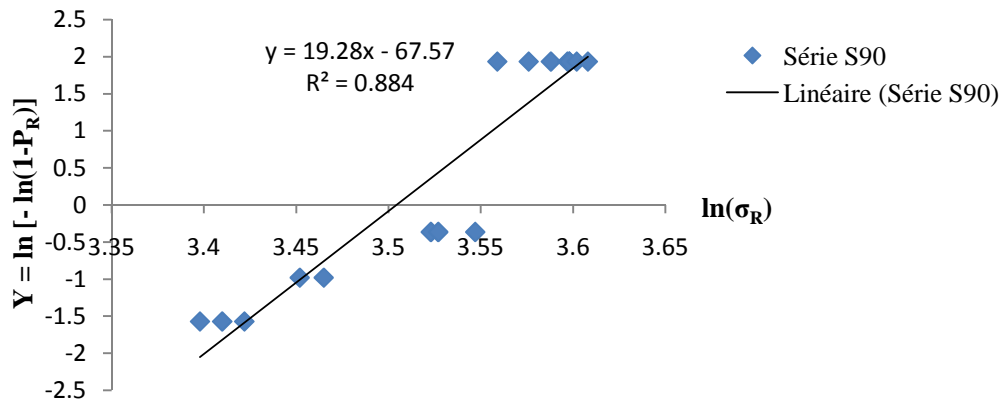


Figure III.14. Diagramme de Weibull pour la série S₉₀

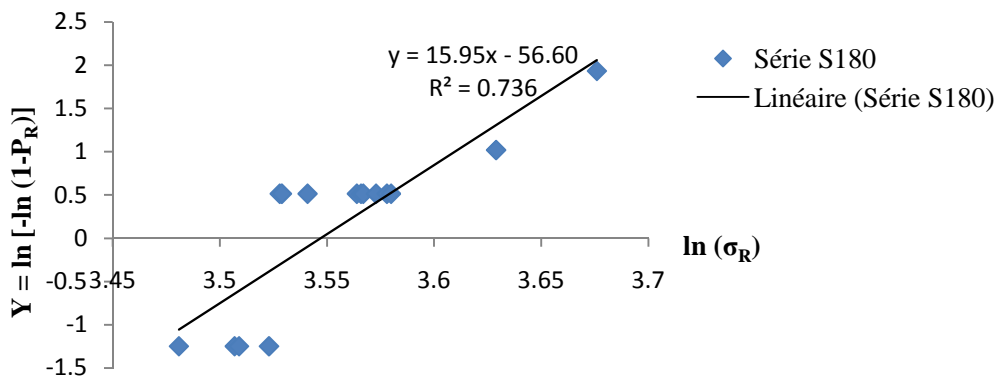


Figure III.15. Diagramme de Weibull pour la série S₁₈₀

Les paramètres de Weibull identifiés, à partir des figures précédentes, pour chaque série d'éprouvettes sont représentés dans le tableau (III.18).

Tableau III.18. Valeurs des paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes

Série d'éprouvettes	Coefficient de détermination R ²	B	m	σ ₀ = exp (-B/m)
S ₇	0,899	-34,51	11,25	21,490
S ₁₄	0,804	-84,12	25,31	27,760
S ₂₈	0,781	-48,60	14,08	31,554
S ₉₀	0,884	-67,57	19,28	33,270
S ₁₈₀	0,736	-56,60	15,95	34,764

III.3.3. Interprétation des résultats

La représentation graphique du nuage de points figure (III.11, III.12, III.13, III.14 et III.15) montre une linéarité, de manière que les points obtenus sont assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x.

La droite de régression obtenue a comme équation :

$$Y = mx - m \ln(\sigma_0) \quad (\text{III.25})$$

Les droites de régression obtenues nous fournissent les valeurs du paramètre de Weibull m pour chaque classe étudiée, tels que ce dernier est la pente de la droite et $(-m \ln(\sigma_0))$ est l'ordonnée à l'origine. Le module de Weibull m est un indicateur de la dispersion. Plus il est faible plus cette dispersion est importante (Sébastien, (2006)).

En traçant Y en fonction de X pour chaque série d'éprouvettes, on obtient des droites de régression illustrées sur les figures (III.11, III.12, III.13, III.14 et III.15) qui décrivent au mieux la tendance du nuage observé et nous permettraient d'identifier les paramètres de Weibull correspondants à chaque série d'éprouvettes.

La linéarisation des courbes $P_5 = f(\sigma)$ en utilisant la méthode de Weibull les figures (III.11, III.12, III.13, III.14 et III.15), pour les éprouvettes d'âges différents montre une tendance linéaire, et le module de Weibull, qui correspond à la pente de la droite de régression, varie selon l'âge de l'éprouvette.

Lors de l'établissement d'une équation de régression, le coefficient de détermination (R^2) détermine à quel point l'équation de régression est adaptée pour d'écrire la distribution des points. En effet, pour l'ensemble des classes représentées le coefficient de détermination se rapproche de 1, cela veut dire que le nuage de points se rapproche de la droite de régression. Pour les différentes séries des éprouvettes le coefficient (R^2) est proche de 1, donc la droite de régression est représentative. La représentation graphique du nuage de points les figures (III.11, III.12, III.13, III.14 et III.15), montre une linéarité, de manière que les points obtenus soient assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x .

Pour la série d'éprouvettes S_7 , le modèle est adéquat puisqu'il explique environ 90 % de la variation de Y en fonction de X et le modèle reste encore bon pour la série d'éprouvettes S_{90} puisqu'il explique environ 88 % de la variation de Y en fonction de X . Par contre, les modèles correspondants aux séries S_{14} , S_{28} et S_{180} sont un peu moins adéquats relativement environ 74 %, 78 % et 80 % respectivement.

Le module de Weibull m est compris entre 5 et 50 pour les bétons en général (Miled, (2005)). Plus m est grand, moins les contraintes de rupture sont dispersées (Carre, (1996)), (Déborah, (2014)) et (Zanache et al., (2015)). Dans notre cas, on a enregistré une faible valeur de m au niveau de la série S_7 ce qui s'explique par l'importante dispersion des contraintes de rupture. Par ailleurs, celles de la série S_{28} , S_{90} et de la série S_{180} sont moins dispersées relativement. Par contre, on a constaté que la valeur de m est relativement grande pour la série S_{14} , ce qui exprime le caractère moyen de la dispersion des contraintes.

On remarque que le module de Weibull augmente avec l'augmentation de l'âge des éprouvettes. La valeur du module de Weibull est plus petite pour la classe d'âge de 7 jours (S_7) en le comparant aux autres classes d'âges. Cela veut dire que la dispersion des résistances à la compression est plus importante pour le jeune âge. Et que plus le béton est jeune plus la dispersion des défauts dans le béton est importante, plus la dispersion des résistances est plus grande.

En effet, le module de Weibull diminue avec l'augmentation de la répartition des valeurs de la contrainte de ruptures (Lim, 2004) et (McDowell, (1998)). Les résultats obtenus confirment que le module de Weibull ne peut pas être un paramètre propre aux matériaux, mais est fonction de l'état initial de ce dernier.

La contrainte de Weibull σ_0 est d'autant plus grande, plus que la contrainte moyenne est élevée et plus que les contraintes de rupture sont dispersées (carre, (1996)). Ce qui explique l'augmentation de la valeur de σ_0 en fonction de l'âge des éprouvettes, or ; la valeur de σ_0 de la série S₇ est inférieure à celle de la série S₁₄, et celle de S₁₈₀ est la plus grande parmi elles. Ça revient à l'augmentation de la contrainte moyenne de rupture des éprouvettes en fonction de l'âge de l'éprouvette.

III.3.4. Paramètres de rupture

A ce stade, la contrainte de rupture n'est pas une valeur déterministe mais chaque valeur de contrainte appliquée est reliée à une probabilité de rupture. Le modèle statistique de la rupture, utilisé ici à travers la loi de Weibull, nous a permis de calculer la probabilité de rupture P_R par la formule (III.16) et la densité d'activation des défauts, également, de tracer ses courbes plus représentatives en fonction des contraintes de rupture. Ces deux paramètres calculés pour chaque série d'éprouvette, sont représentés dans les tableaux (III.19, III.20, III.21, III.22 et III.23) et schématisés sur les figures (III.16, III.17, III.18, III.19 et III.20).

Tableau III.19. Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
16,61	0,0625	0,054	08,575
18,21	0,1875	0,144	24,130
18,74	0,1875	0,193	33,32
20,015	0,4375	0,362	69,88
21,309	0,4375	0,597	141,39
21,554	0,4375	0,644	160,79
21,646	0,4375	0,662	168,69
22,005	0,8125	0,729	202,98
22,005	0,8125	0,729	202,98
22,387	0,8125	0,795	246,34
22,397	0,8125	0,796	247,58
23,196	0,8125	0,906	367,26
23,920	0,8125	0,964	518,97
24,230	1,00	0,979	599,87
24,280	1,00	0,981	613,94
24,685	1,00	0,991	739,53

Tableau III.20. Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation
des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
25,910	0,1875	0,160	27,14
26,635	0,1875	0,296	54,57
26,961	0,1875	0,379	74,25
27,043	0,750	0,403	80,19
27,345	0,750	0,495	106,21
27,965	0,750	0,700	187,33
28,040	0,750	0,724	200,47
28,208	0,750	0,777	233,19
28,386	0,750	0,827	273,44
28,597	0,750	0,880	329,81
28,624	0,750	0,886	337,78
28,625	0,750	0,886	338,08
29,247	1,000	0,976	582,52
29,336	1,000	0,982	629,08
29,475	1,000	0,989	709,04
30,435	1,000	0,999	1595,77

Tableau III.21. Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation
des défauts par modèle Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
28,125	0,250	0,179	30,78
28,165	0,250	0,183	31,40
28,485	0,250	0,211	36,82
29,465	0,250	0,317	59,28
30,070	0,4375	0,398	78,92
31,629	0,4375	0,644	160,79
31,844	0,4375	0,679	176,88
32,645	0,750	0,801	250,95
33,025	0,750	0,850	295,37
33,349	0,750	0,887	338,89
33,974	0,750	0,941	440,15
33,992	0,750	0,942	443,44
34,084	1,000	0,948	460,64
34,212	1,000	0,956	485,61
34,317	1,000	0,962	507,02
34,693	1,000	0,977	591,09

Tableau III.22. Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
29,920	0,1875	0,121	20,09
30,285	0,1875	0,151	25,39
30,629	0,1875	0,184	31,56
31,580	0,3125	0,306	56,91
31,989	0,3125	0,374	72,94
33,876	0,500	0,757	220,23
34,010	0,500	0,783	237,65
34,728	0,500	0,898	335,52
35,133	1,000	0,943	444,58
35,743	1,000	0,981	619,56
36,161	1,000	0,993	775,24
36,507	1,000	0,997	931,48
36,531	1,000	0,997	943,36
36,532	1,000	0,998	943,85
36,669	1,000	0,998	1014,49
36,907	1,000	0,999	1149,26

Tableau III.23. Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
32,502	0,250	0,289	53,17
33,370	0,250	0,406	80,96
33,406	0,250	0,411	82,36
33,875	0,250	0,484	102,87
34,047	0,8125	0,512	111,53
34,100	0,8125	0,520	114,33
34,517	0,8125	0,590	138,79
35,318	0,8125	0,724	200,10
35,362	0,8125	0,731	204,12
35,403	0,8125	0,737	207,93
35,611	0,8125	0,769	228,29
35,800	0,8125	0,797	248,40
35,869	0,8125	0,807	256,15
37,661	0,9375	0,972	557,44
37,681	0,9375	0,973	562,18
39,478	1,000	0,999	1181,91

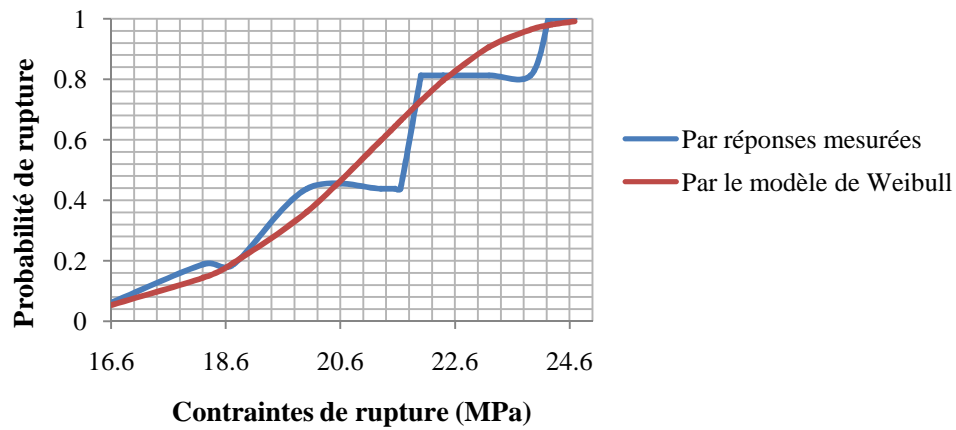


Figure III.16. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₇

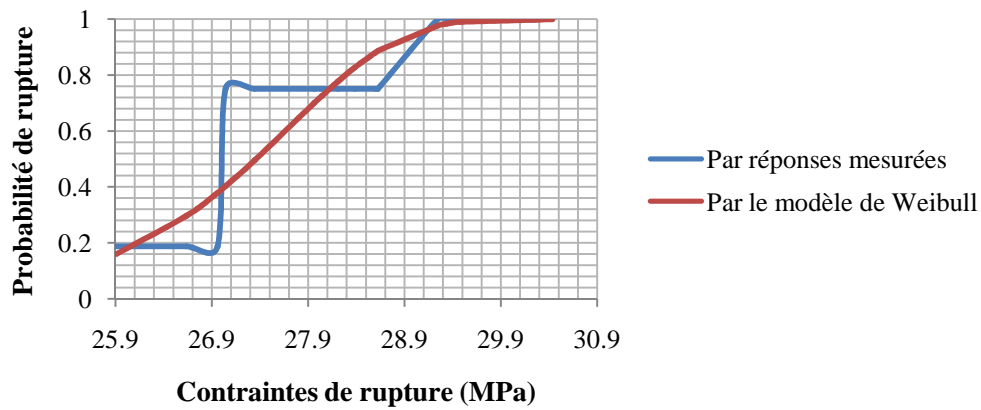


Figure III.17. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₄

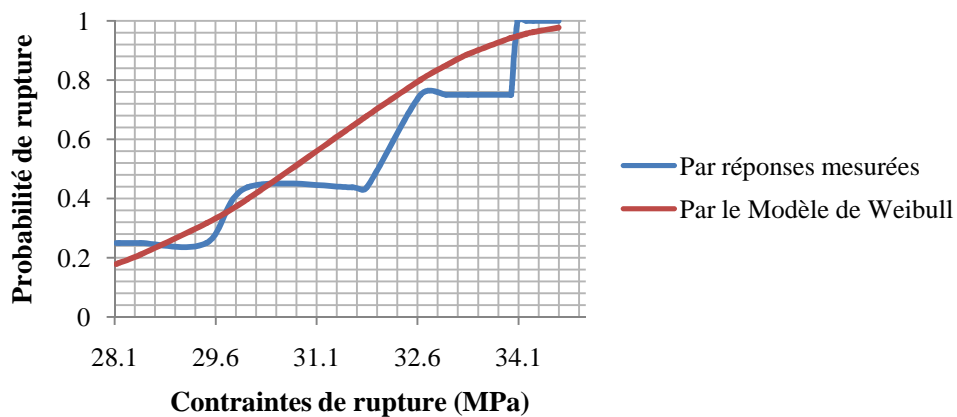


Figure III.18. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₂₈

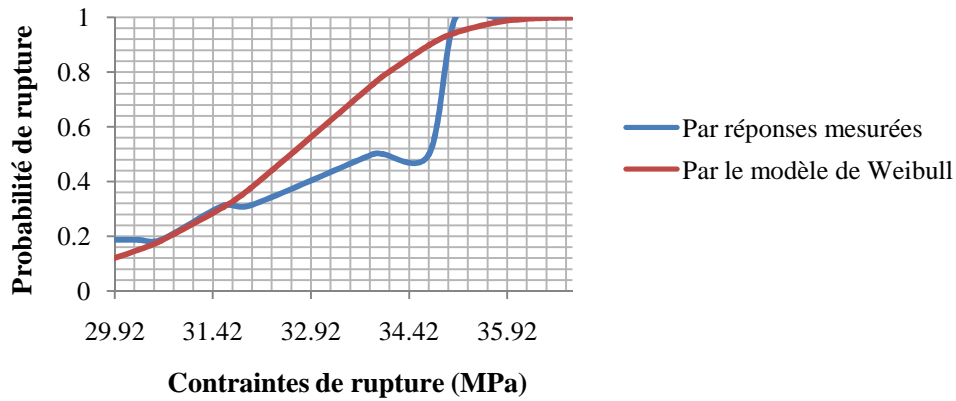


Figure III.19. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₉₀

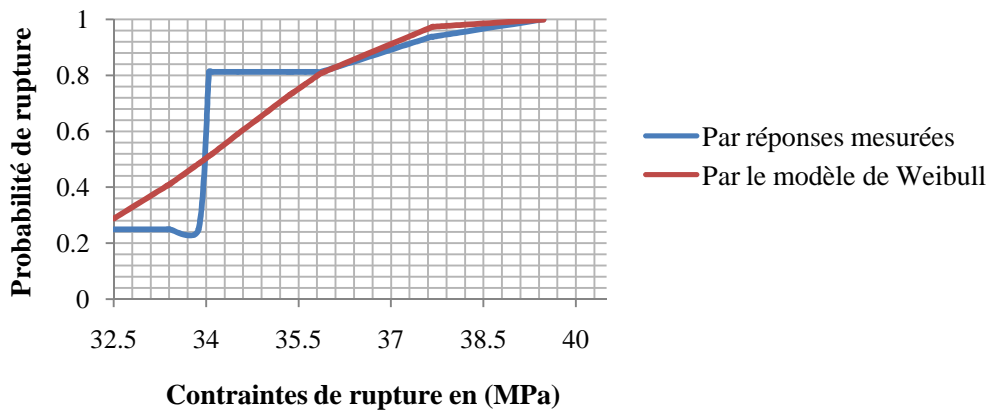


Figure III.20. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₈₀

La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture ainsi que la probabilité de rupture en fonction de la population de défauts sont illustrées sur les figures (III.21 et III.22) respectivement.

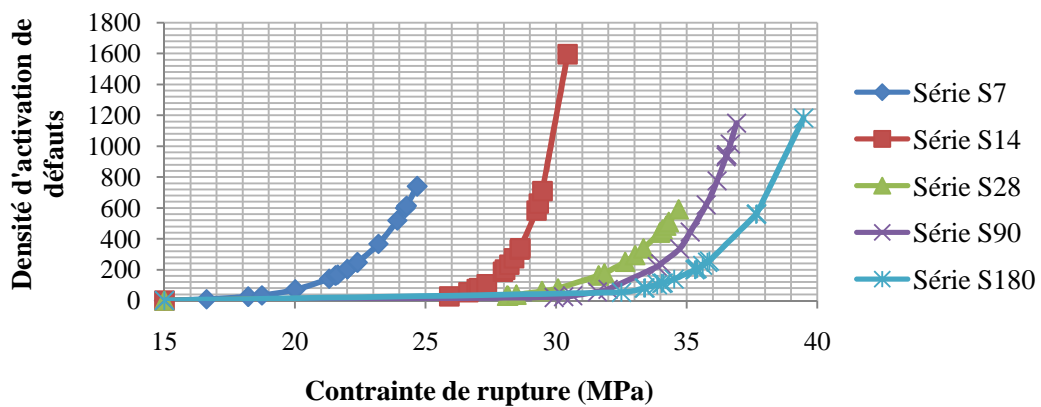


Figure III.21. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture

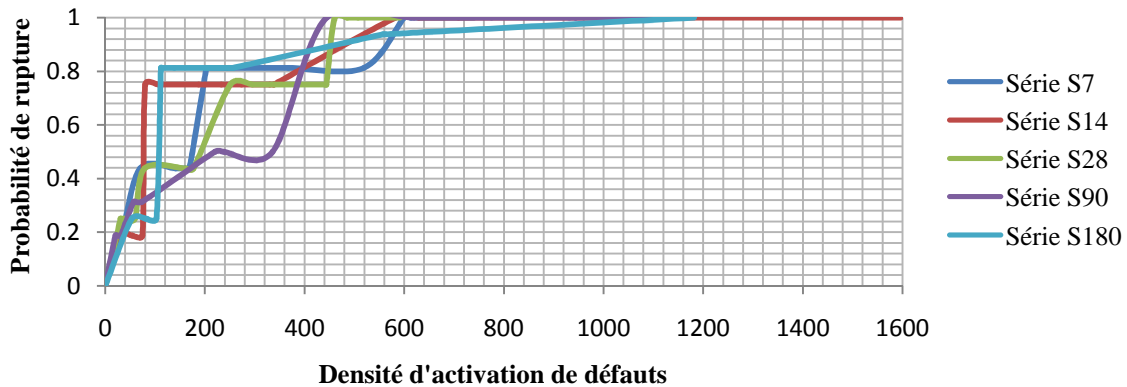


Figure III.22. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts

III.3.5. Interprétation des résultats

La comparaison des résultats obtenus au laboratoire avec ceux calculés par la formule (III.16) pour chaque classe d'âge des éprouvettes de béton (Fig. 16–20), montre que ces derniers ont la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Ce qui veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes sous un chargement connu.

Les figures (III.16, III.17, III.18, III.19 et III.20) présentent la probabilité de rupture en fonction de la contrainte pour les cinq séries d'éprouvettes. Cette présentation met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes de béton et de leurs résistances. La comparaison des résultats expérimentaux avec ceux obtenus par le calcul confirme la grande dispersion des contraintes de rupture. Cette dispersion peut être représentée par la loi de Weibull.

L'analyse de l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture, notamment la variation de sa pente de croissance, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentés par la densité d'activation de défauts, comme il est illustré sur la figure (III.22) pour les cinq séries d'éprouvettes.

Sur la figure (III.21), on constate une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

III.3.6. Probabilité de survie

La probabilité de survie des éprouvettes est la proportion des éprouvettes initialement incluses dans l'essai de compression toujours résistantes à la contrainte σ , ou bien est la probabilité de n'avoir aucun défaut activé. Cette probabilité est calculée par la formule (III.12).

La représentation graphique de la probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes est illustrée sur la figure (III.23).

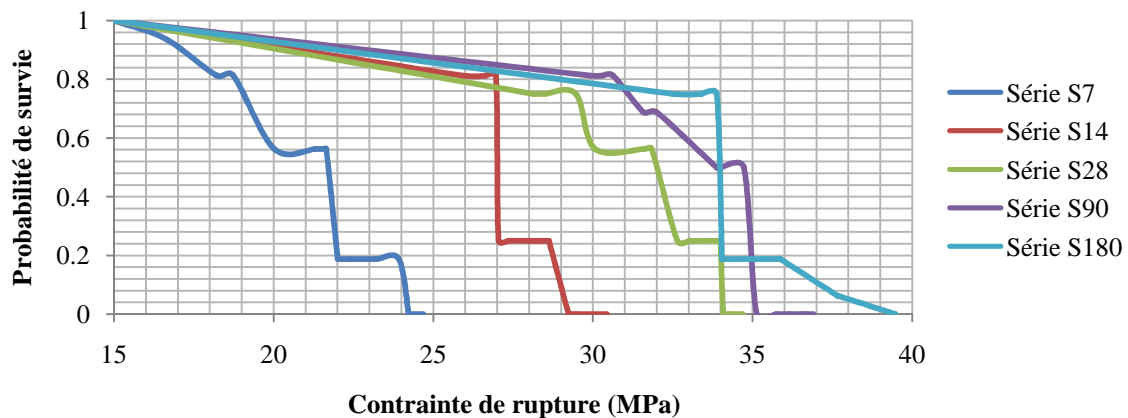


Figure III.23. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.

III.3.7. Interprétation des résultats

D'après le graphe de la figure (III.23), on constate que la probabilité de survie de la série S₂₈ débute à se décroître avant celles des autres séries (S₁₄, S₉₀ et S₁₈₀), ce qui peut expliquer par le développement ou l'apparition des nouveaux défauts.

En comparant les intervalles du décroissement de la probabilité de survie pour les cinq séries d'éprouvettes, on constate que celle de la série S₇ est la plus importante, ce qui explique par une grande dispersion de contraintes par rapport aux autres séries.

III.4. Conclusion du chapitre

L'étude de ce chapitre a été menée dans l'objectif de montrer le caractère statistique de la variation des résistances à la compression de béton des éprouvettes cylindriques de dimensions (16 x 32) cm². Les essais non destructifs (par ultrason) et destructifs (par écrasement) ont été effectués sur cinq séries d'éprouvettes à différents âges (7, 14, 28, 90 et 180 jours). La résistance obtenue pour chaque âge sera la moyenne arithmétique de seize éprouvettes.

Le béton utilisé pour la confection des éprouvettes est formulé par la méthode de Dreux-Gorisse. Les résultats obtenus ont montré des écarts de résistances pour toutes les classes étudiées à différents âges. Ces écarts sont très importants pour les éprouvettes à jeune âge à 7 jours pour la série S₇, Par contres les écarts diminuent avec l'avancement de l'âge des éprouvettes pour les autres classes. Cela peut être expliqué par la diminution du nombre de défauts dans les éprouvettes suite au durcissement du béton, et aussi la variation de leur distribution dans le volume de l'éprouvette.

La présentation de la probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes de dimensions (16 x 32) cm² met en évidence le caractère

probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes du béton. Ainsi, elles confirment une grande dispersion des contraintes de rupture. Le fait que la distribution des défauts ayant un caractère aléatoire, la contrainte maximale atteinte possède aussi cet aspect aléatoire. Pour aboutir à un modèle qui prend en charge la quantification du taux d'écrasement des éprouvettes on a utilisé la méthode statistique de Weibull. Cette méthode permet de prendre en compte la dispersion des réponses mesurées lors des essais.

Les droites de régression obtenues nous fournissent les valeurs du paramètre de Weibull m pour chaque classe étudiée, tels que ce dernier est la pente de la droite. Lorsque le module de Weibull m est faible, il y a une grande disparité de défauts dans le matériau. La comparaison des résultats obtenus au laboratoire avec ceux calculés par la méthode de Weibull pour chaque classe d'âge montre que ces derniers ont la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Ce qui veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes sous un chargement donné.

Dans le chapitre IV qui suit, une étude type dans l'objectif de montrer le caractère statistique de la variation de résistance à la compression des bétons sur les cubes de différentes arêtes (10, 15 et 20 cm), car le modèle présenté dans le chapitre III s'applique également aux essais sur cubes de différentes arêtes, à condition d'utiliser un coefficient de conversion approprié. Ce coefficient n'est pas universel, mais dépend de la résistance du béton, type de granulats utilisé, de la taille maximale, etc.

**Chapitre IV : Etude statistique de variation de la résistance à la
compression du béton sur les cubes de différentes arêtes**

IV.1. Introduction

D'après l'Eurocode 2 (2005), lorsque la résistance à la compression doit être déterminée, elle doit être exprimée en f_{ck-cub} lorsqu'elle est déterminée sur des échantillons cubiques, et en f_{ck-cyl} , lorsqu'elle est déterminée sur des échantillons cylindriques, conformément à la norme NF EN 206-1 (2004).

Le choix de l'essai sur cube ou sur cylindre pour l'évaluation de la résistance, doit être déclaré à temps par le producteur avant la livraison. Si une méthode différente doit être utilisée, ceci doit être établi d'un commun accord entre le prescripteur et le producteur

Dans le cas d'une prescription contraire, la résistance à la compression est mesurée sur des éprouvettes écrasées à 28 jours. Pour des utilisations particulières, il peut s'avérer nécessaire de spécifier la résistance à la compression à des échéances plus courtes ou plus longues que 28 jours (par exemple, pour de gros éléments structuraux), ou après stockage dans des conditions particulières (par exemple, traitement thermique).

La résistance caractéristique du béton doit être égale ou supérieure à la résistance caractéristique minimale pour la classe de résistance spécifiée tableau (A) en annexe 3.

La résistance moyenne visée à 28 jours doit être supérieure de quelques MPa à la caractéristique requise, afin de respecter la définition de celle qui figure dans la norme NF EN 206-1 (2004).

Dans ce chapitre, on s'intéresse à la détermination des valeurs de la résistance à la compression sur des éprouvettes cubiques de différentes arêtes (10, 15 et 20 cm) avec deux techniques de mesures, celle utilisant les ultrasons et l'autre basée sur les essais d'écrasement en compression axiale en premier lieu, puis en introduisant une étude statistique de la variation de résistance à la compression en second lieu.

IV.2. Evaluation de la masse moyenne des bétons en fonction du temps

Les résultats de la masse moyenne des éprouvettes cubiques de béton de différentes arêtes sont illustrés sur les figures (IV.1, VI.2 et IV.3).

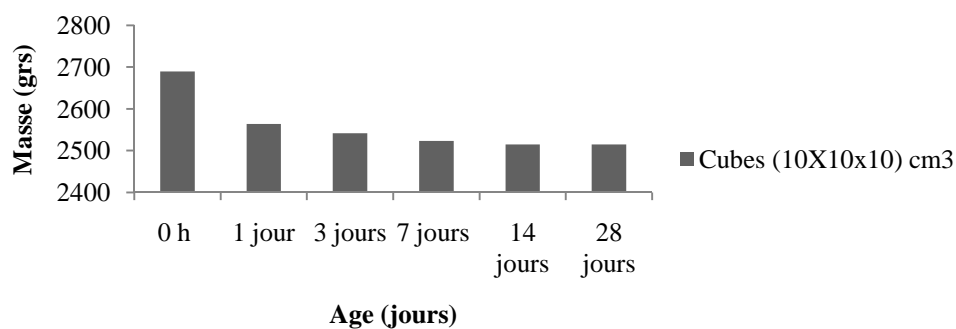


Figure IV.1. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les cubes (10x10x10) cm³

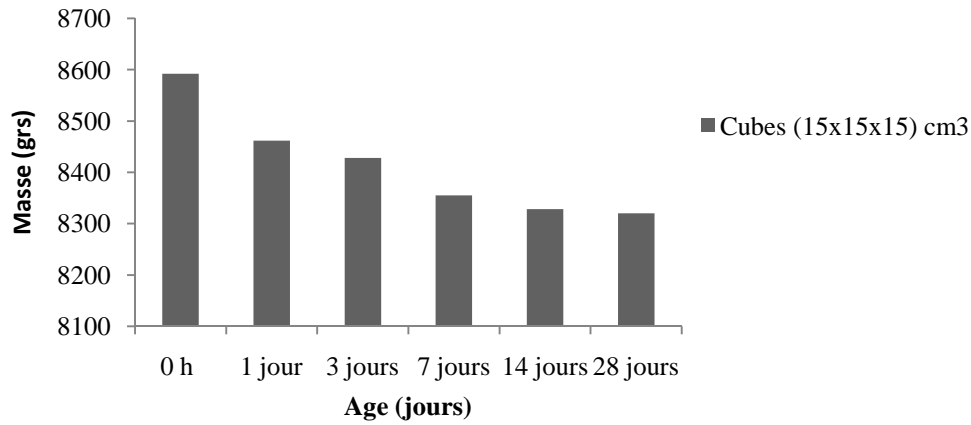


Figure IV.2. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les cubes (15x15x15) cm³

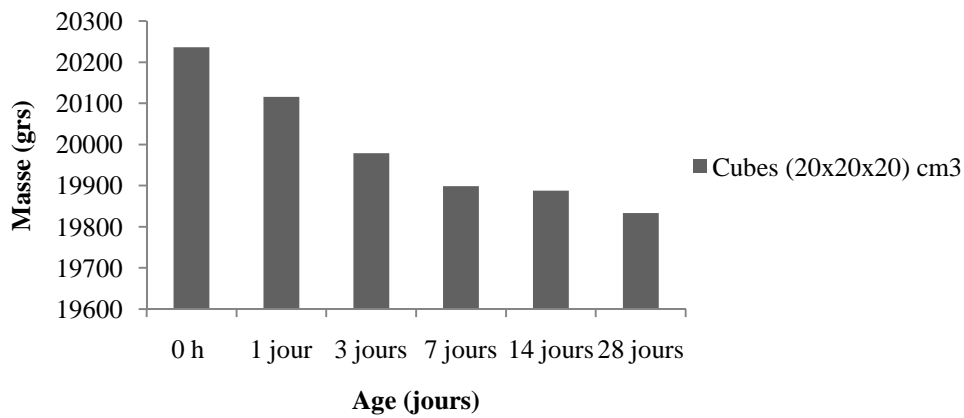


Figure IV.3. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les cubes (20x20x20) cm³

IV.3. Mesure de la masse volumique Apparente du béton

Les résultats de la masse volumique moyenne du béton en fonction du temps sont illustrés sur la figure IV.4.

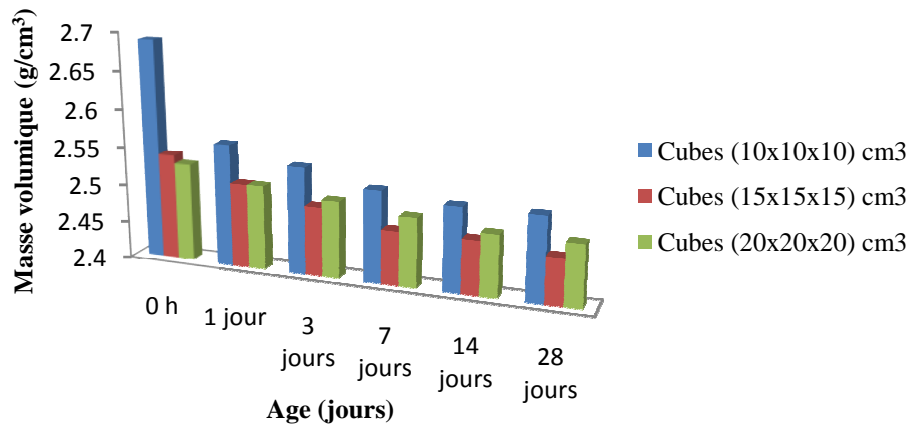


Figure IV.4. La masse volumique moyenne des bétons en fonction du temps

Interprétation des résultats

D'après la figure (IV.4), on constate que les valeurs de la masse volumique obtenues sur les cubes de différentes arêtes sont similaires à celles d'un béton ordinaire, puis à partir de 14 jours cette masse se stabilise. On remarque encore que la masse volumique sur le cube d'arête 10 cm est plus élevée que celles d'arêtes 15 et 20 cm. Ceci est dû à la diminution du volume de l'éprouvette (le volume augmente la masse volumique diminue).

IV.4. Estimation de la résistance à la compression sur les différents cubes par ultrason

Les résultats de la résistance moyenne à la compression sur les cubes de différentes arêtes mesurés par la technique non destructive (ultrason) sont illustrés dans les tableaux (IV.1, IV.2, IV.3, IV.4 et IV.5) de l'annexe 4 et schématisés sur la figure (IV.5) suivante :

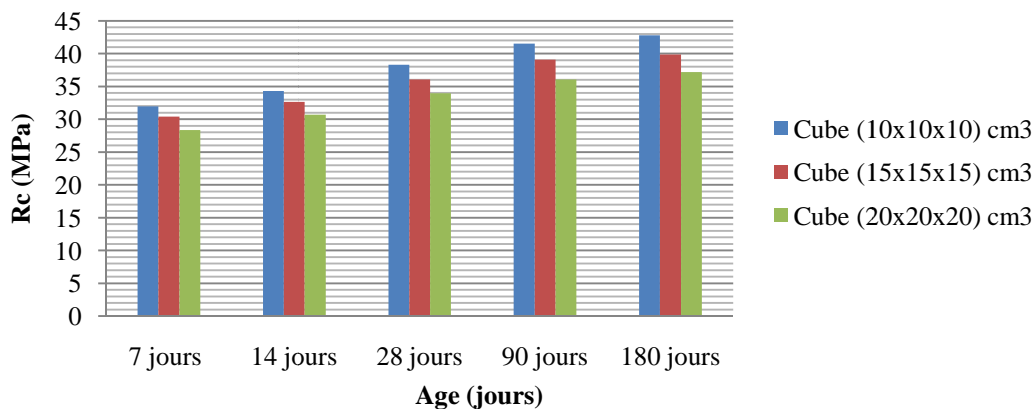


Figure IV.5. Résistance moyenne à la compression mesurée par ultrason sur les cubes de différentes arêtes

IV.5. Estimation de la résistance moyenne à la compression sur les différents cubes par écrasement

Les résultats de la résistance moyenne de seize (16) éprouvettes pour chaque âge à la compression sur les cubes de différentes arêtes mesurés par la technique destructive (écrasement) sont illustrés dans le tableau (IV.6) et schématisés sur la figure (IV.6). Le détail de résistance à la compression sur seize éprouvettes cubiques pour chaque âge est présenté dans l'annexe 4.

Tableau IV.6. Résistance moyenne à la compression par écrasement sur les cubes de différentes arêtes en fonction du temps

Age	Cube d'arête 10 cm	Cube d'arête 15 cm	Cube d'arête 20 cm
7 j	33,554 MPa \mp 2,535 V= 7,55 %	31,858 MPa \mp 2,865 V= 8,98 %	30,042 MPa \mp 2,70 V= 8,98 %
14 j	36,137 MPa \mp 2,735 V= 7,568 %	34,507 MPa \mp 1,421 V= 4,118 %	32,279 MPa \mp 1,288 V= 3,99 %
28 j	40,667 MPa \mp 3,044 V= 7,485 %	38,136 MPa \mp 1,573 V= 4,124 %	35,80 MPa \mp 1,46 V= 4,078 %
90 j	43,065 MPa \mp 3,138 V= 7,286 %	40,851 MPa \mp 3,745 V= 9,167 %	38,753 MPa \mp 3,541 V= 9,137 %
180 j	44,208 MPa \mp 3,485 V= 7,883 %	41,958 MPa \mp 1,894 V= 4,514 %	38,475 MPa \mp 2,636 V= 6,667 %

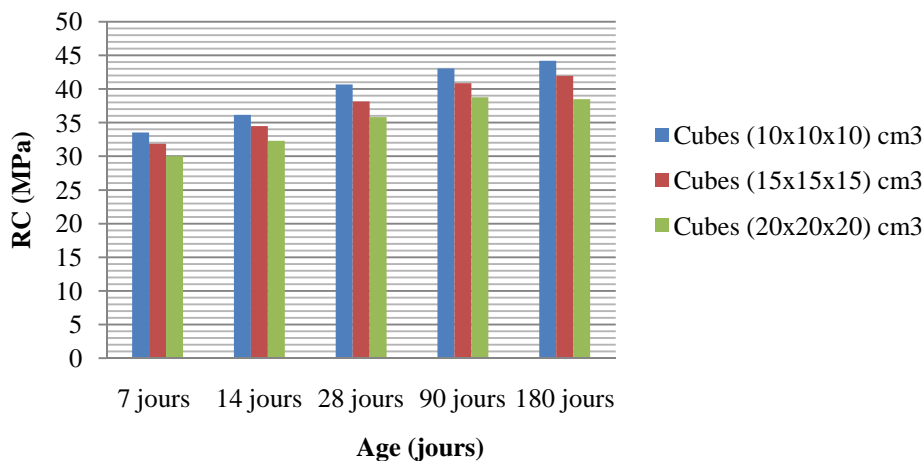


Figure IV.6. Résistance moyenne à la compression mesurée par écrasement sur les cubes de différentes arêtes

La figure (IV.7) illustre le rapport de résistance moyenne à la compression mesurée par la technique destructive (écrasement) à celle mesurée par la technique non destructive (ultrason).

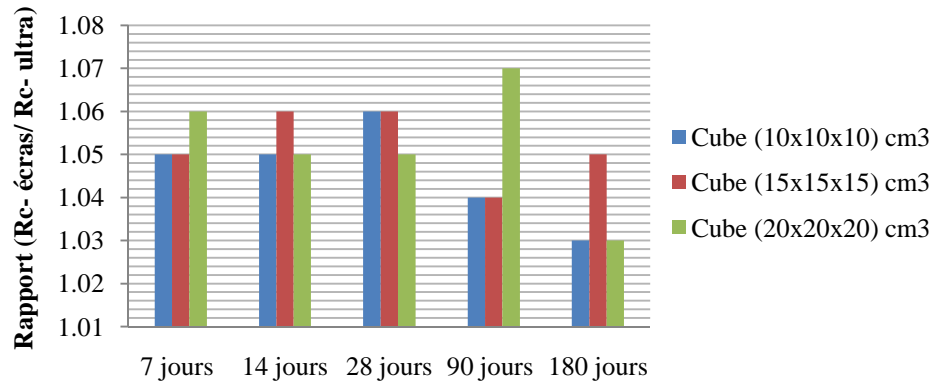


Figure IV.7. Rapport de résistance moyenne mesurée par écrasement à celle mesurée par ultrason

IV.6. Interprétation des résultats

Comme on peut remarquer sur les figures (IV.5 et IV.6) qu'il n'y a pas de différence significative entre les résistances moyennes mesurées par les deux techniques non destructive (ultrason) et destructive (par écrasement) avec un écart relatif qui ne dépasse pas les 06% pour tous les cubes de différentes arêtes (5.78, 5.87 et 5,12 %) respectivement. Les rapports de résistances moyennes mesurées par écrasement à celle mesurée par ultrason illustré sur la figure (IV.7) ne sont pas importants et ne dépassent pas la valeur de 1.07, donc on peut dire que les deux techniques de mesure donnent des valeurs similaires de résistance à la compression.

IV.7. Modélisation statistique de la variation des résistances sur les différents cubes

Une variation des résistances à la compression d'un cube à un autre de la même série d'éprouvettes a été enregistrée, ce qui nous ouvre la voie pour mener une étude statistique de ces variations, en utilisant toujours une loi statistique de Weibull comme le cas des cylindres.

IV.7.1. Cas des cubes d'arête 10 cm

IV.7.1.1. Calcul de la probabilité de rupture

Afin de calculer la probabilité de rupture, on a partagé le domaine de variation des contraintes mesurées en classes d'amplitudes égales à 2 (MPa) et associé à chaque classe son effectif cumulé correspondant.

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes (S_7 , S_{14} , S_{28} , S_{90} et S_{180}) sont résumés sur les tableaux (IV.7, IV.8, IV.9, IV.10 et IV.11) de l'annexe 4.

IV.7.1.2. Détermination des paramètres de Weibull

La méthode de régression linéaire citée précédemment en paragraphe (III.2) a été utilisée afin d'estimer les paramètres de Weibull, l'ensemble des résultats ont été récapitulés dans les tableaux (IV.12, IV.13, IV.14, IV.15 et IV.16) de l'annexe 4.

L'ensemble des résultats de la détermination des paramètres de Weibull ont été schématisés sur les figures (IV.8, IV.9, IV.10, IV.11 et IV.12) ci-dessous :

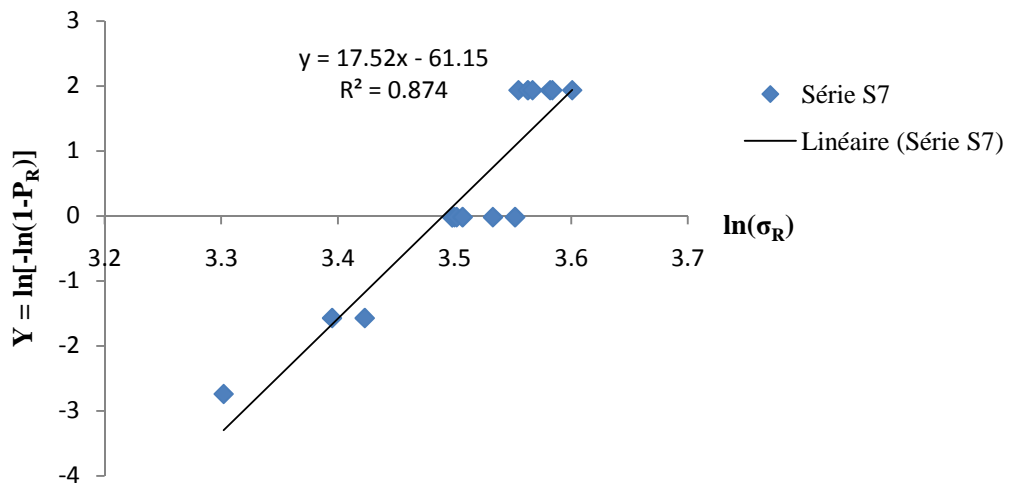


Figure IV.8. Diagramme de Weibull pour la série S7

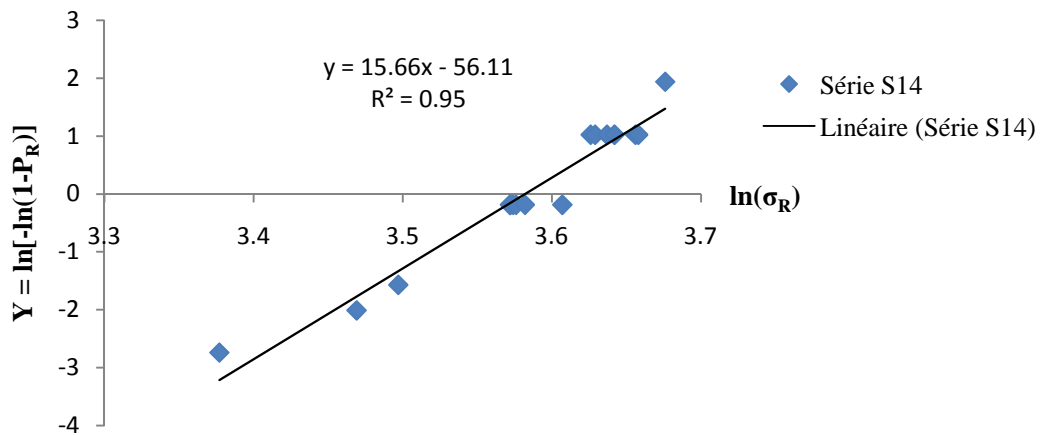


Figure IV.9. Diagramme de Weibull pour la série S14

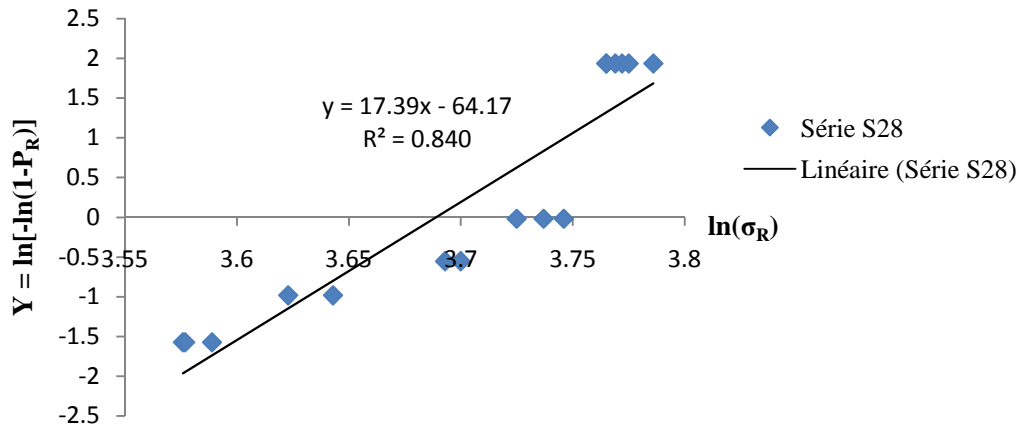


Figure IV.10. Diagramme de Weibull pour la série S28

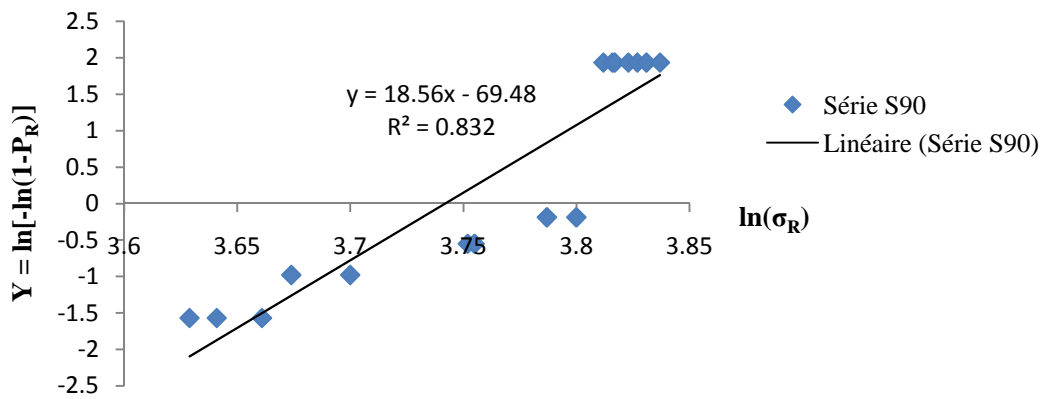


Figure IV.11. Diagramme de Weibull pour la série S90

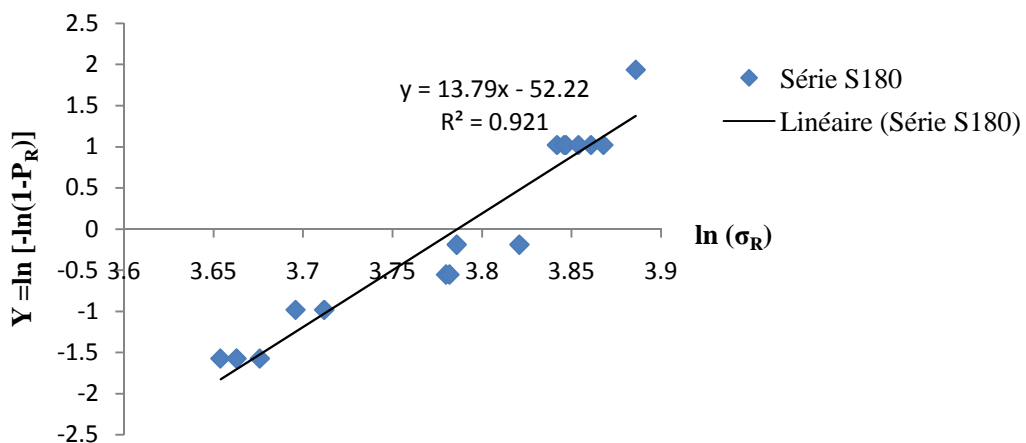


Figure IV.12. Diagramme de Weibull pour la série S180

Les paramètres de Weibull identifiés, à partir des figures précédentes, pour chaque série d'éprouvettes sont résumés dans le tableau (IV.17) ci-dessous :

Tableau IV.17. Les paramètres de Weibull pour chaque série des cubes d'arêtes 10 cm

Série d'éprouvettes	Coefficient de détermination R^2	B	m	$\sigma_0 = \exp(-B/m)$
S ₇	0,874	-61,15	17,52	32,795
S ₁₄	0,950	-56,11	15,66	35,982
S ₂₈	0,840	-64,17	17,39	40,047
S ₉₀	0,832	-69,48	18,56	42,247
S ₁₈₀	0,921	-52,22	13,79	44,115

IV.7.1.3. Discussion des résultats

La linéarisation des courbes des figures (IV.8, IV.9, IV.10, IV.11 et IV.12) $P_S = f(\sigma)$ en utilisant la méthode de Weibull, pour les cubes d'arêtes 10 cm d'âges différents montre une tendance linéaire, et le module de Weibull, qui correspond à la pente de la droite de régression, varie selon l'âge du cube. Pour l'ensemble des classes représentées le coefficient de détermination (R^2) se rapproche de 1, cela veut dire que le nuage de points se rapproche de la droite de régression et donc on peut dire que cette dernière est représentative. Ainsi la représentation graphique du nuage de points des différentes figures montre une linéarité, de manière que les points obtenus sont assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x.

On remarque aussi que le modèle de Weibull est adéquat pour les séries S₁₄ et S₁₈₀ puisqu'il explique environ 95 % et 92 % respectivement de la variation de Y en fonction de X et le modèle reste encore bon pour les autres séries puisqu'il explique plus de 83 % de la variation de Y en fonction de X.

Le module de Weibull pour l'ensemble des séries se situe dans la plage des bétons en général compris entre [5 et 50]. Dans ce cas on a enregistré une faible valeur au niveau de la série S₁₈₀ ce qui s'explique par l'importante dispersion des contraintes de rupture. Par ailleurs, celles de la série S₇, S₁₄, S₂₈ et de la série S₉₀ sont moins dispersées relativement.

La contrainte de Weibull σ_0 augmente en fonction de l'âge de l'éprouvette, la valeur de σ_0 pour la série S₇ est la plus petite valeur parmi elles et σ_0 pour la série S₁₈₀ est la plus grande parmi elles. Cela revient à l'augmentation de la contrainte moyenne de rupture en fonction de l'âge de l'éprouvette.

IV.7.1.4. Les paramètres de rupture

Pour déterminer les paramètres de rupture, nous avons utilisé la loi de Weibull comme un modèle statistique de la rupture, qui nous a permis de calculer la probabilité de rupture P_R par

la formule (III.16) utilisée précédemment et la densité d'activation des défauts, également de tracer les courbes les plus représentatives en fonction des contraintes de rupture. Ces deux paramètres calculés pour chaque série d'éprouvette, sont représentés dans les tableaux (IV.18, IV.19, IV.20, IV.21 et IV.22) de l'annexe 4 et schématisés sur les figures (IV.13, IV.14, IV.15, IV.16 et IV.17) ci-dessous.

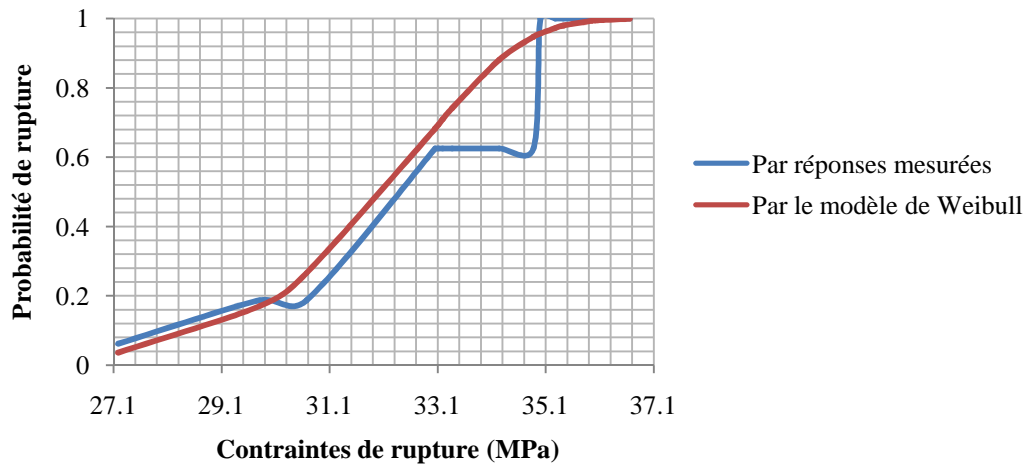


Figure IV.13. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₇

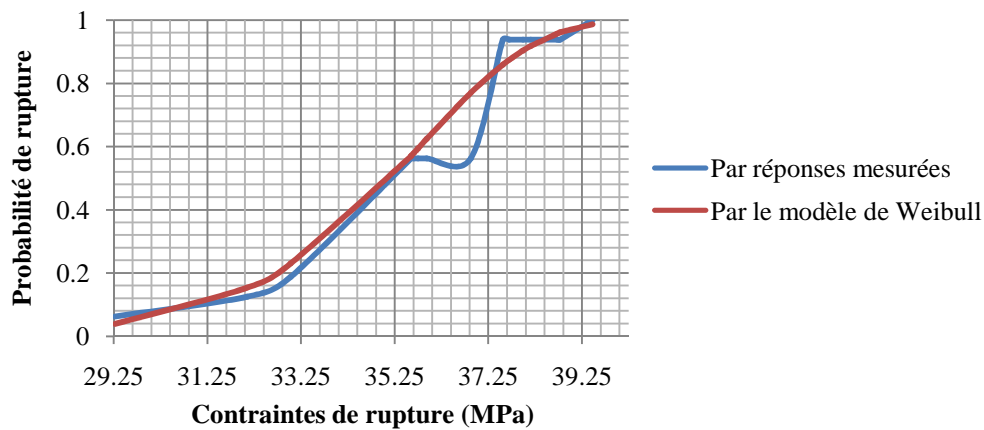
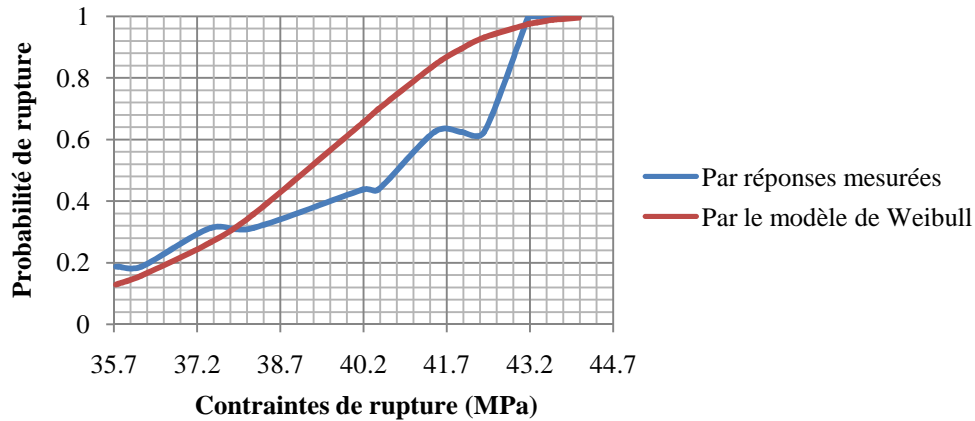
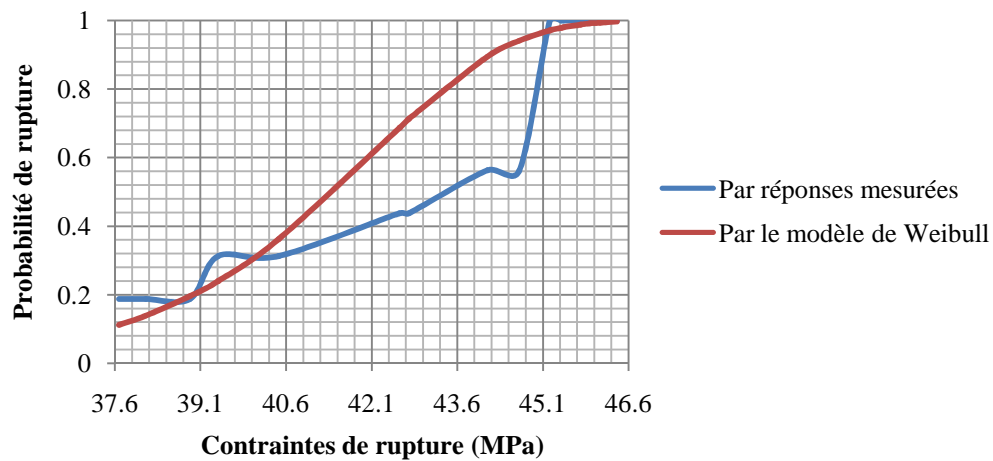
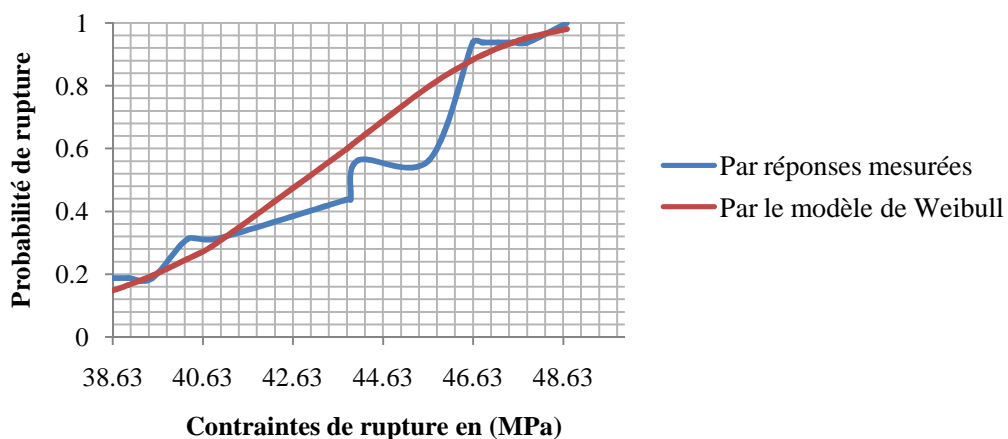


Figure IV.14. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₄

Figure IV.15. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₂₈Figure IV.16. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₉₀Figure IV.17. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₈₀

La probabilité de rupture en fonction de la population de défauts ainsi que la densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture sont illustrées sur les figures (IV.18 et IV.19) respectivement.

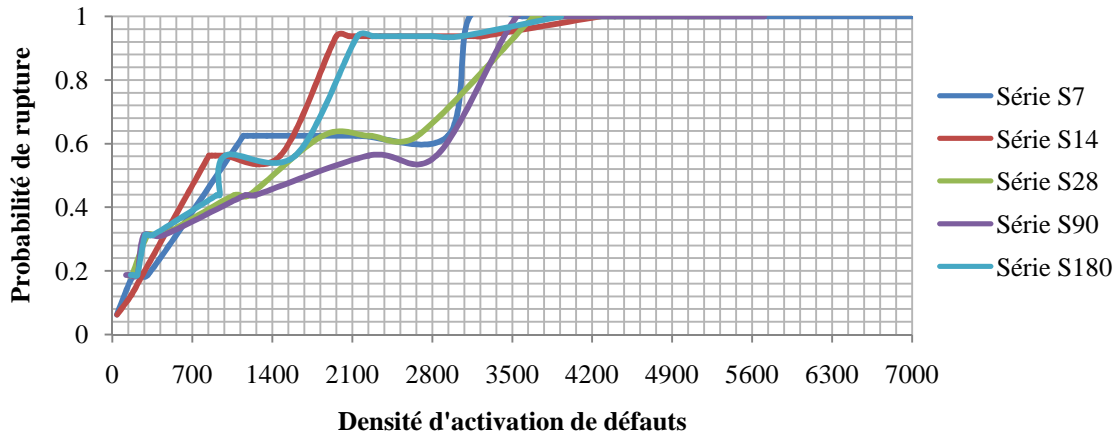


Figure IV.18. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts

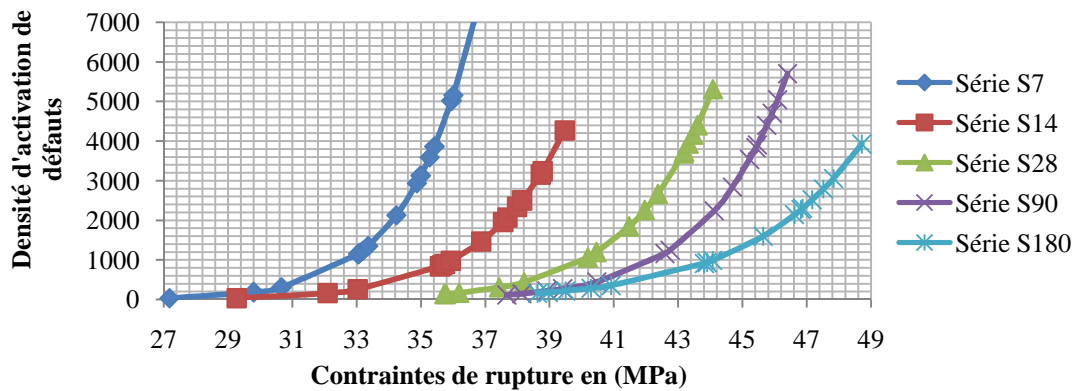


Figure IV.19. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture

IV.7.1.5. Discussion des résultats

La comparaison des résultats obtenus au laboratoire (expérimentaux) avec ceux calculés par la loi de Weibull pour chaque classe d'âge des éprouvettes de béton (Fig. 13–17), montre que ces derniers ont presque la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Ce qui veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes cubiques sous un chargement connu.

Les figures (13-17) présentent la probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour les différentes séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 10 cm. Cette présentation met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes de béton et de leurs résistances. La comparaison des résultats confirme la grande dispersion des contraintes de rupture. Cette dispersion peut être représentée par la loi de Weibull.

D'après la figure (IV.19), on peut constater une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume

et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

En analysant l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture, notamment la variation de sa pente de croissance, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentés par la densité d'activation de défauts, comme il est illustré sur la figure (IV.18) pour les différentes séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 10 cm.

IV.7.1.6. Probabilité de survie

La probabilité de survies pour l'ensemble des séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 10 cm a été calculée par la formule (III.12) précédente et schématisée sur la figure (IV.20).

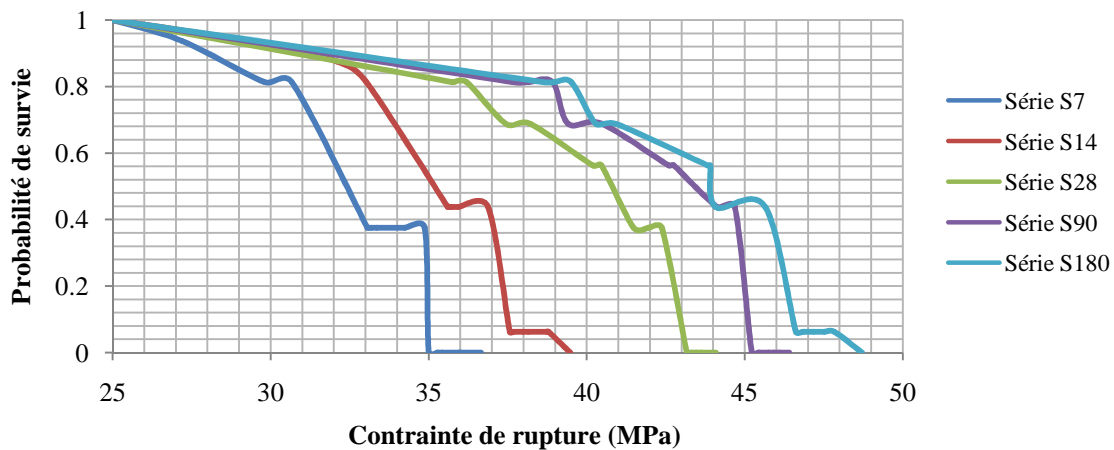


Figure IV.20. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture

IV.7.1.7. Discussion des résultats

D'après le graphe de la figure (IV.20), on constate que la probabilité de survie de la série S₂₈ débute à se décroître avant celles des autres séries (S₁₄, S₉₀ et S₁₈₀), ce qui peut être expliqué par le développement ou l'apparition des nouveaux défauts.

En comparant les intervalles du décroissement de la probabilité de survie pour les cinq séries d'éprouvettes, on constate que celle de la série S₁₈₀ est la plus importante, ce qui explique par une grande dispersion de contraintes par rapport aux autres séries.

IV.7.2. Cas des cubes d'arête 15 cm

De la même manière que les cubes d'arêtes 10 cm, on procède à l'étude statistique de la variation de résistances à la compression de béton des cubes d'arêtes 15 cm.

IV.7.2.1. Calcul de la probabilité de rupture

Le domaine de variation des contraintes mesurées en classes d'amplitudes égales à 2 (MPa) et associé à chaque classe son effectif cumulé correspondant.

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 15cm (S_7 , S_{14} , S_{28} , S_{90} et S_{180}) sont résumés sur les tableaux (IV.23, IV.24, IV.25, IV.26 et IV.27) de l'annexe 4.

IV.7.2.2. Détermination des paramètres de Weibull

La méthode de régression linéaire citée précédemment en paragraphe (III.2) a été utilisée afin d'estimer les paramètres de Weibull, l'ensemble des résultats ont été récapitulés dans les tableaux (IV.28, IV.29, IV.30, IV.31 et IV.32) de l'annexe 4.

Les résultats de la détermination des paramètres de Weibull ont été schématisés sur les figures (IV.21, IV.22, IV.23, IV.24 et IV.25) ci-dessous.

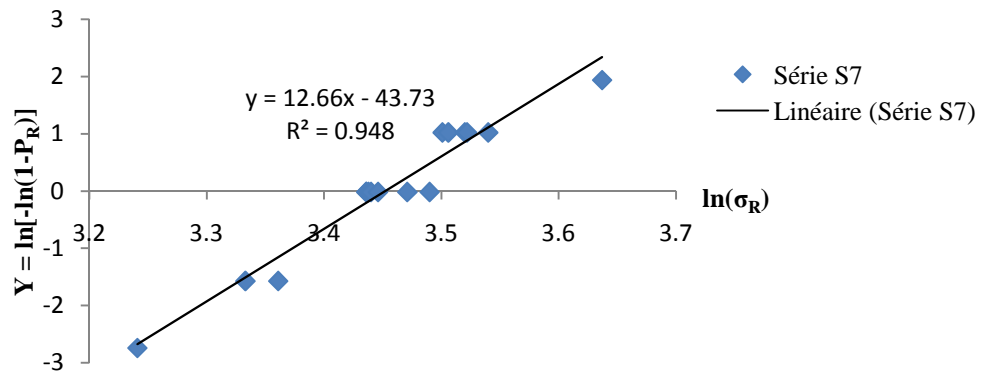


Figure IV.21. Diagramme de Weibull pour la série S_7

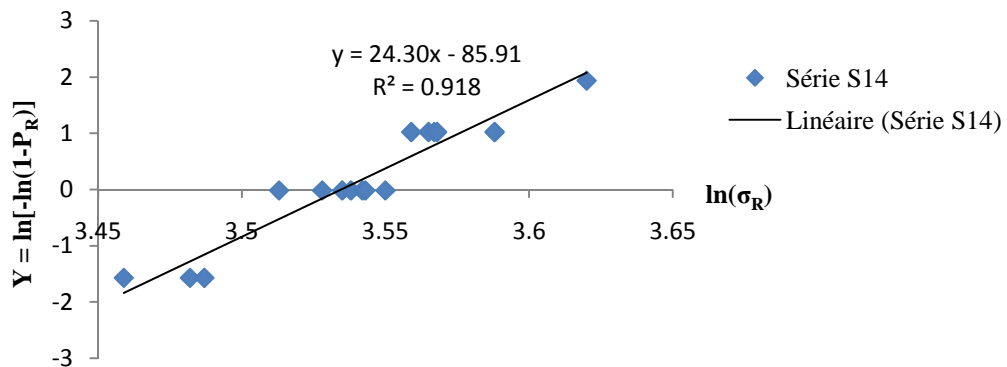


Figure IV.22. Diagramme de Weibull pour la série S_{14}

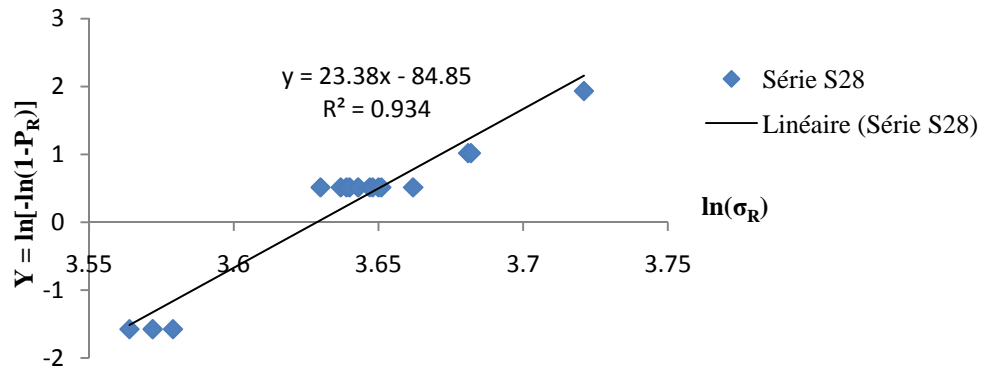


Figure IV.23. Diagramme de Weibull pour la série S₂₈

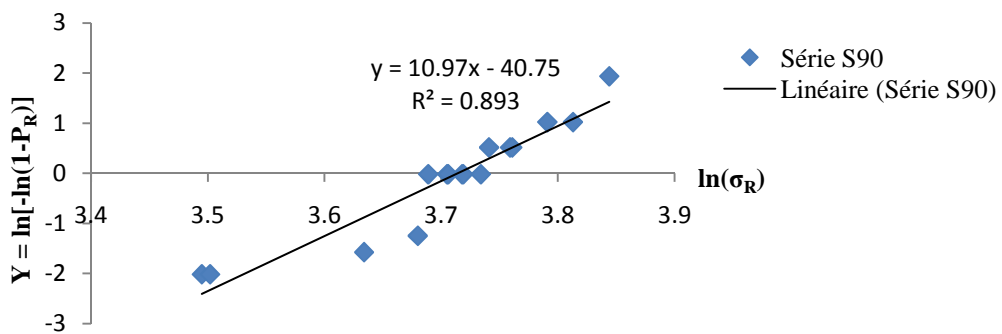


Figure IV.24. Diagramme de Weibull pour la série S₉₀

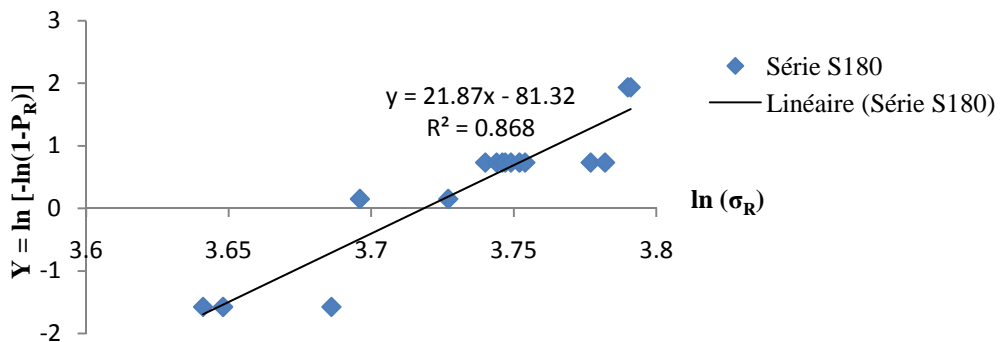


Figure IV.25. Diagramme de Weibull pour la série S₁₈₀

Les paramètres de Weibull identifiés, à partir des figures précédentes, pour chaque série d'éprouvettes sont résumés dans le tableau (IV.33).

Tableau IV.33. Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes cubiques d'arêtes 15 cm

Série d'éprouvettes	Coefficient de détermination R^2	B	m	$\sigma_0 = \exp(-B/m)$
S ₇	0,948	-43,73	12,66	31,632
S ₁₄	0,918	-85,91	24,30	34,308
S ₂₈	0,934	-84,85	23,38	37,681
S ₉₀	0,893	-40,75	10,97	41,045
S ₁₈₀	0,868	-81,32	21,87	41,196

IV.7.2.3. Discussion des résultats

La linéarisation des courbes des figures (IV.21, IV.22, IV.23, IV.24 et IV.25), en utilisant la méthode de Weibull, pour les cubes d'arêtes 15 cm d'âges différents montre une tendance linéaire, et le module de Weibull, qui correspond à la pente de la droite de régression, varie selon l'âge du cube. Pour l'ensemble des classes représentées le coefficient de détermination (R^2) se rapproche de 1, cela veut dire que le nuage de points se rapproche de la droite de régression et donc on peut dire que cette dernière est représentative. Ainsi la représentation graphique du nuage de points des différentes figures montre une linéarité, de manière que les points obtenus sont assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x.

On remarque aussi que le modèle de Weibull est adéquat pour les séries S₇ et S₁₄ et S₂₈ puisqu'il explique environ 95 % et 92 % et 93% respectivement de la variation de Y en fonction de X et le modèle reste encore bon pour les autres séries puisqu'il explique plus de 87 % de la variation de Y en fonction de X.

Le module de Weibull pour l'ensemble des séries se situe dans la plage des bétons en général compris entre [5 et 50]. Dans ce cas on a enregistré une faible valeur au niveau de la série S₉₀ ce qui s'explique par l'importante dispersion des contraintes de rupture. Par ailleurs, celle de la série S₇ est moins dispersée relativement. Par contre, on a enregistré la valeur de m relativement grande pour les série S₁₄, S₂₈ et de la série S₁₈₀, ce qui exprime le caractère moyen de la dispersion des contraintes.

La contrainte de Weibull σ_0 augmente en fonction de l'âge de l'éprouvette, cela revient à l'augmentation de la contrainte moyenne de rupture en fonction de l'âge de l'éprouvette.

IV.7.2.4. Les paramètres de rupture

La loi de Weibull nous a permis de calculer la probabilité de rupture P_R par la formule (III.16) utilisée précédemment et la densité d'activation des défauts, également de tracer les courbes les plus représentatives en fonction des contraintes de rupture. Ces deux paramètres calculés pour chaque série d'éprouvette, sont représentés dans les tableaux (IV.34, IV.35,

IV.36, IV.37 et IV.38) de l'annexe 4 et schématisés sur les figures (IV.26, IV.27, IV.28, IV.29 et IV.30).

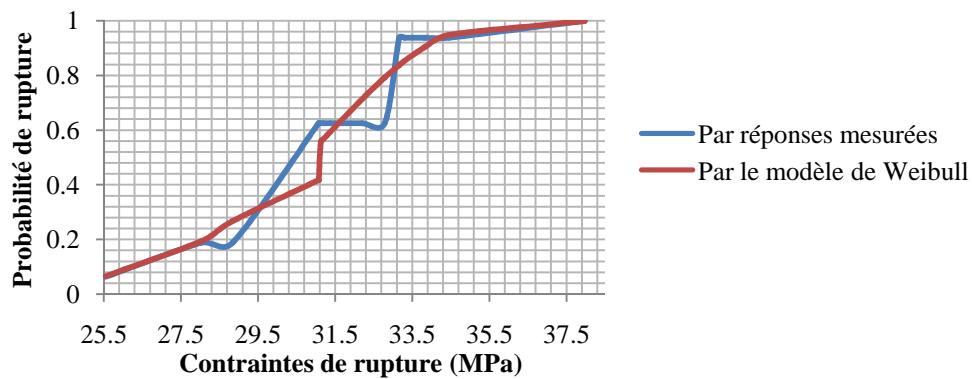


Figure IV.26. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₇

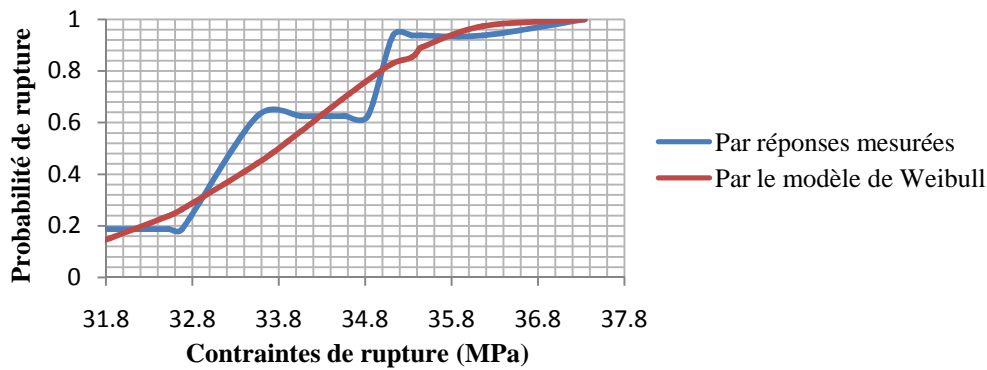


Figure IV.27. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₄

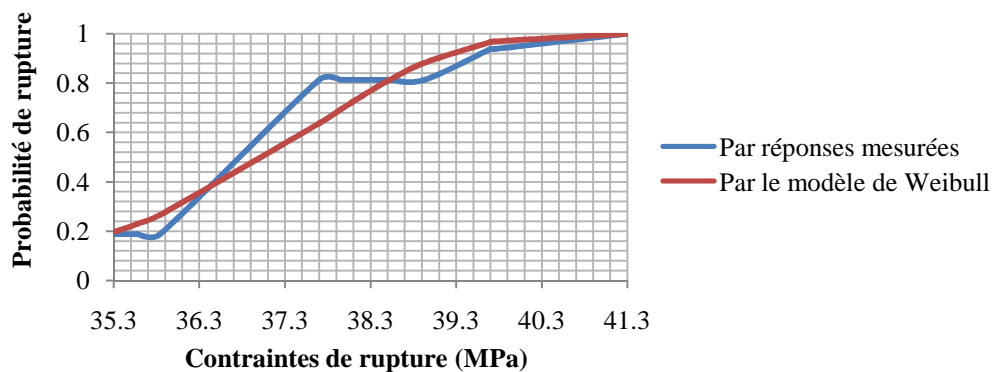


Figure IV.28. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₂₈

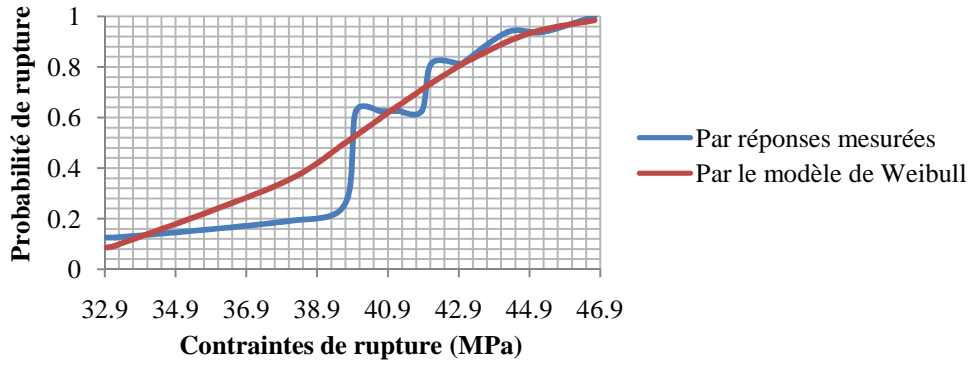


Figure IV.29. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₉₀

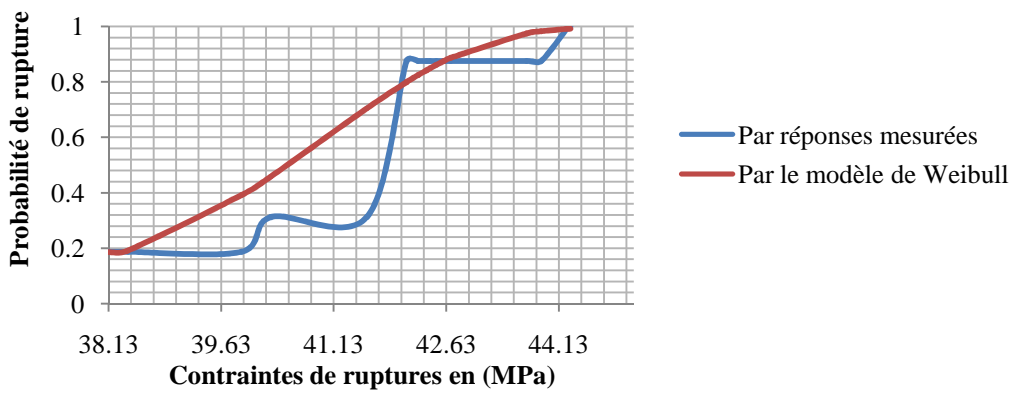


Figure IV.30. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₈₀

La probabilité de rupture en fonction de la population de défauts ainsi que la densité d’activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture sont illustrées sur les figures (IV.31 et IV.32) respectivement.

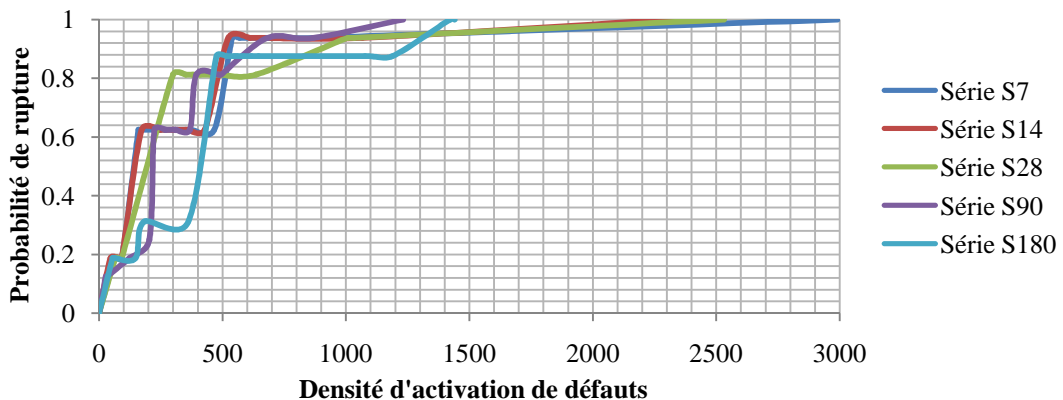


Figure IV.31. Probabilité de rupture en fonction de la densité d’activation de défauts

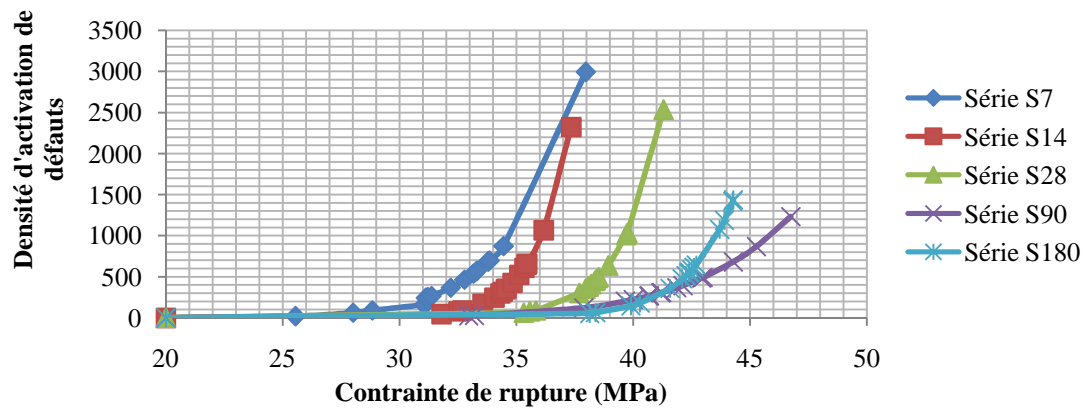


Figure IV.32. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture

IV.7.2.5. Discussion des résultats

La comparaison des résultats obtenus au laboratoire (expérimentaux) avec ceux calculés par la loi de Weibull pour chaque classe d'âge des éprouvettes cubiques d'arêtes 15 cm de béton (Fig. 26–30), montre que ces derniers ont presque la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Cela veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes cubiques sous un chargement connu.

La présentation graphique de la probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour les différentes séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 15 cm illustrée sur les (fig. 26-30) met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes de béton et de leurs résistances. La comparaison des résultats confirme la grande dispersion des contraintes de rupture. Cette dispersion peut être représentée par la loi de Weibull.

On peut constater sur la figure (IV.32) une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

En analysant l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture, notamment la variation de sa pente de croissance, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentés par la densité d'activation de défauts, comme il est illustré sur la figure (IV.31) pour les différentes séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 15 cm.

IV.7.2.6. Probabilité de servie

La probabilité de survie pour l'ensemble des séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 15 cm est illustrée sur la figure (IV.33) et a été calculée par la formule (III.12) précédente.

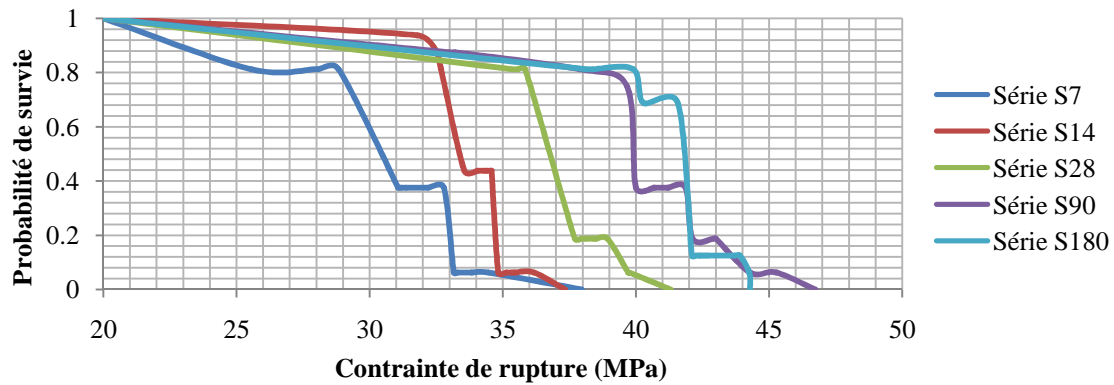


Figure III.33. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture

IV.7.2.7. Discussion des résultats

D'après le graphe de la figure (IV.33), on constate que la probabilité de survie de la série S₂₈ débute à se décroître avant celles des autres séries (S₁₄, S₉₀ et S₁₈₀), ce qui peut expliquer par le développement ou l'apparition des nouveaux défauts.

En comparant les intervalles du décroissement de la probabilité de survie pour les cinq séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 15 cm, on constate que celles de la série S₇ et S₉₀ sont les plus importantes, ce qui explique par une grande dispersion de contraintes par rapport aux autres séries.

IV.7.3. Cas des cubes d'arêtes 20 cm

Le même principe que les cubes d'arêtes 10 et 15 cm, on procède à l'étude statistique de la variation de résistances à la compression sur des cubes de béton d'arêtes 20 cm.

IV.7.3.1. Calcul de la probabilité de rupture

Le domaine de variation des contraintes mesurées en classes d'amplitudes égales à 2 (MPa) et associer à chaque classe son effectif cumulé correspondant.

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm (S₇, S₁₄, S₂₈, S₉₀ et S₁₈₀) sont résumés sur les tableaux (IV.39, IV.40, IV.41, IV.42 et IV.43) de l'annexe 4.

IV.7.3.2. Détermination des paramètres de Weibull

Les paramètres de Weibull ont été déterminés par la méthode de régression linéaire, les résultats ont été récapitulés dans les tableaux (IV.44, IV.45, IV.46, IV.47 et IV.48) de l'annexe 4 et schématisés sur les figures (IV.34, IV.35, IV.36, IV.37 et IV.38) ci-dessous.

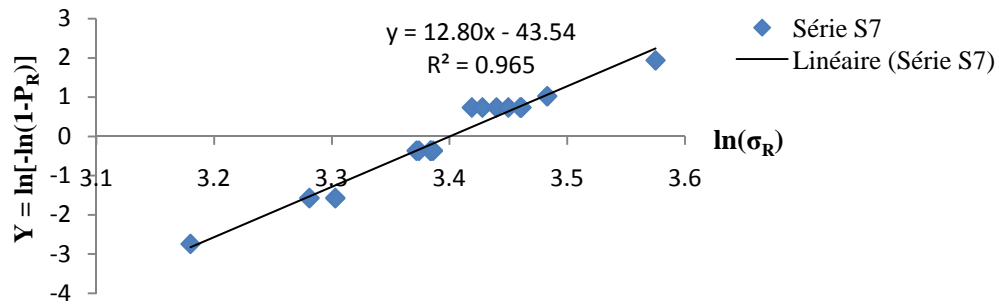


Figure IV.34. Diagramme de Weibull pour la série S7

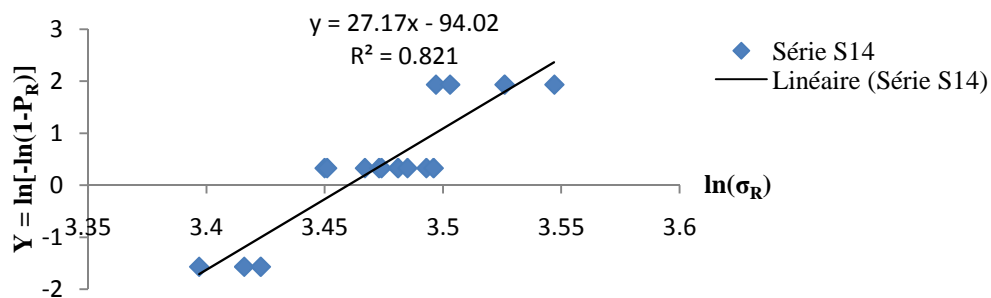


Figure IV.35. Diagramme de Weibull pour la série S14

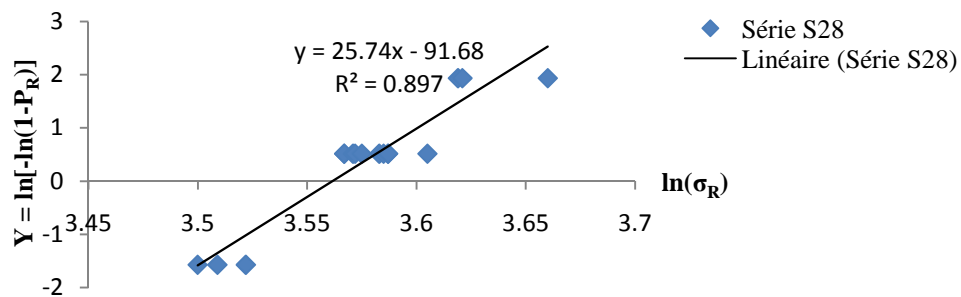


Figure IV.36. Diagramme de Weibull pour la série S28

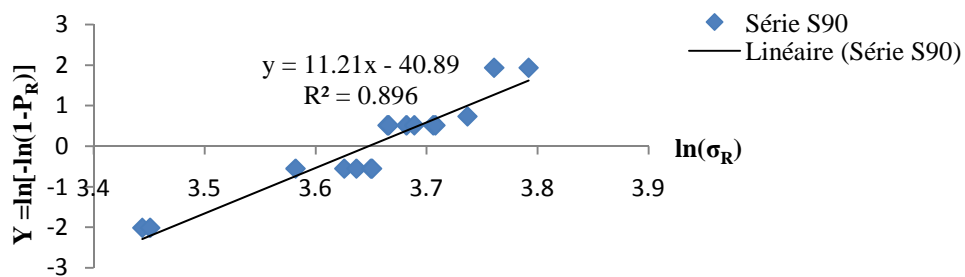
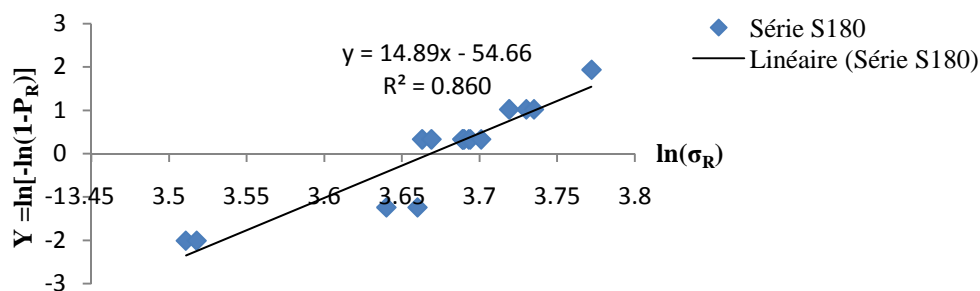


Figure IV.37. Diagramme de Weibull pour la série S90

Figure IV.38. Diagramme de Weibull pour la série S₁₈₀

Les paramètres de Weibull identifiés, à partir des figures précédentes, pour chaque série d'éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm sont résumés dans le tableau (IV.49).

Tableau IV.49. Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes

Série d'éprouvettes	Coefficient de détermination R ²	B	m	σ ₀ = exp (-B/m)
S ₇	0,965	-43,54	12,80	30,011
S ₁₄	0,821	-94,02	27,17	31,831
S ₂₈	0,897	-91,68	25,74	35,225
S ₉₀	0,896	-40,89	11,21	38,384
S ₁₈₀	0,860	-54,66	14,89	39,288

IV.7.3.3. Discussion des résultats

La linéarisation des courbes des figures (IV.34, IV.35, IV.36, IV.37 et IV.38), en utilisant la méthode de Weibull, pour les cubes d'arêtes 20 cm d'âges différents montre une tendance linéaire, et le module de Weibull, qui correspond à la pente de la droite de régression, varie selon l'âge du cube. Pour l'ensemble des classes représentées le coefficient de détermination (R²) se rapproche de 1, cela veut dire que le nuage de points se rapproche de la droite de régression et donc on peut dire que cette dernière est représentative. Ainsi la représentation graphique du nuage de points des différentes figures montre une linéarité, de manière que les points obtenus sont assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x.

On remarque aussi que le modèle de Weibull est adéquat pour la série S₇ puisqu'il explique environ 96 % de la variation de Y en fonction de X et le modèle reste encore bon pour les séries S₂₈, S₉₀ et S₁₈₀ puisqu'il explique plus de 86 % de la variation de Y en fonction de X et le modèle correspondant à la série S₁₄ reste moins adéquat relativement.

Le module de Weibull pour l'ensemble des séries se situe dans la plage des bétons en général compris entre [5 et 50]. Dans ce cas on a enregistré une faible valeur au niveau de la série S₉₀ ce qui s'explique par l'importante dispersion des contraintes de rupture. Par ailleurs, celles des séries S₇ et S₁₈₀ sont moins dispersées relativement. Par contre, on a enregistré la valeur

de m relativement grande pour les séries S_{14} et S_{28} , ce qui exprime le caractère moyen de la dispersion des contraintes.

La contrainte de Weibull σ_0 augmente en fonction de l'âge de l'éprouvette, cela revient à l'augmentation de la contrainte moyenne de rupture en fonction de l'âge de l'éprouvette.

III.7.3.4. Les paramètres de rupture

La probabilité de rupture P_R et la densité d'activation des défauts ont été calculées en utilisant les formules établies par la loi de Weibull citée précédemment, et de tracer également les courbes correspondantes. Les résultats de calculs sont représentés dans les tableaux (IV.50, IV.51, IV.52, IV.53 et IV.54) de l'annexe 4 et schématisés sur les figures (IV.39, IV.40, IV.41, IV.42 et IV.43).

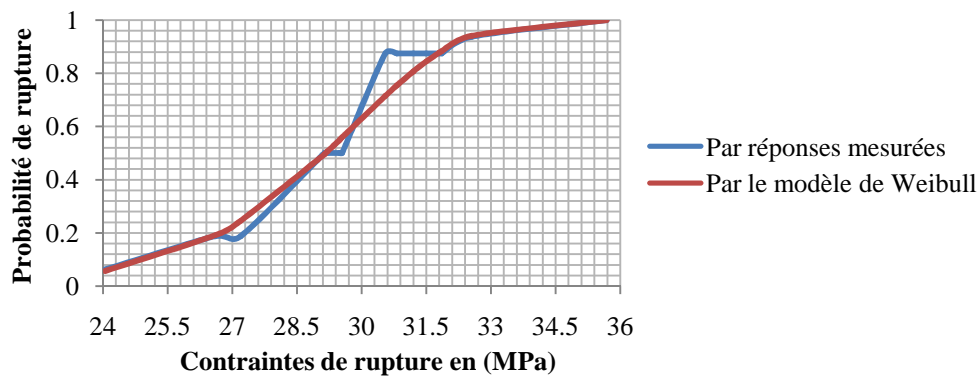


Figure IV.39. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_7

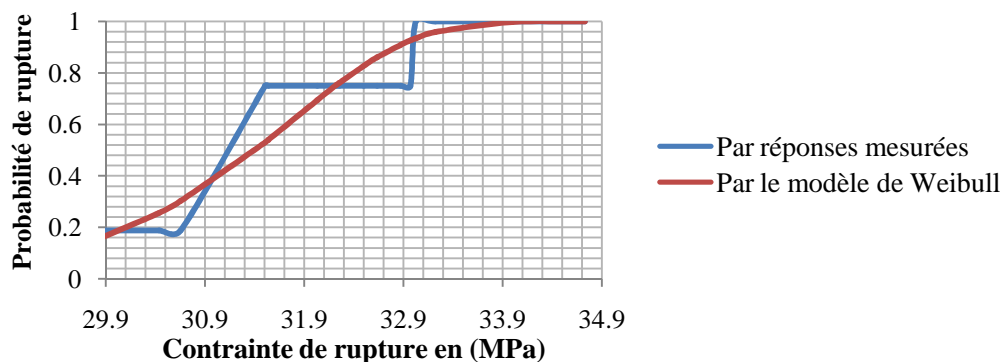
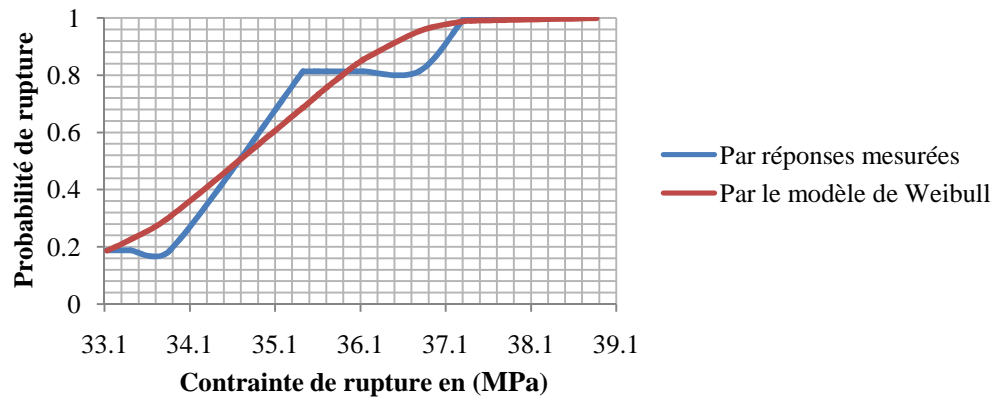
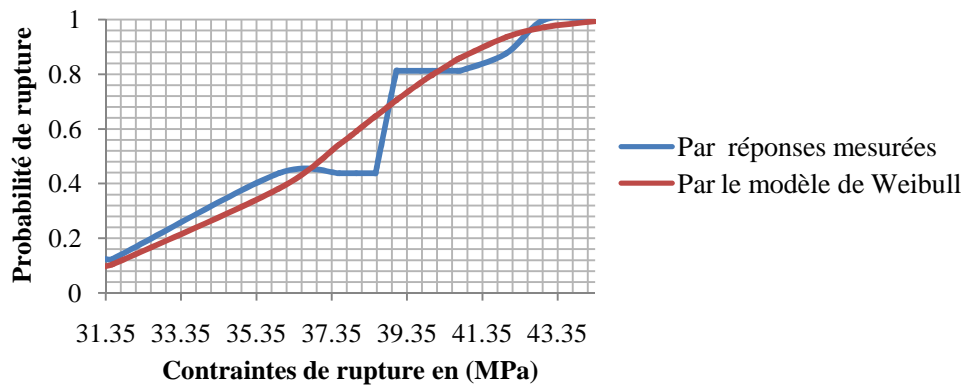
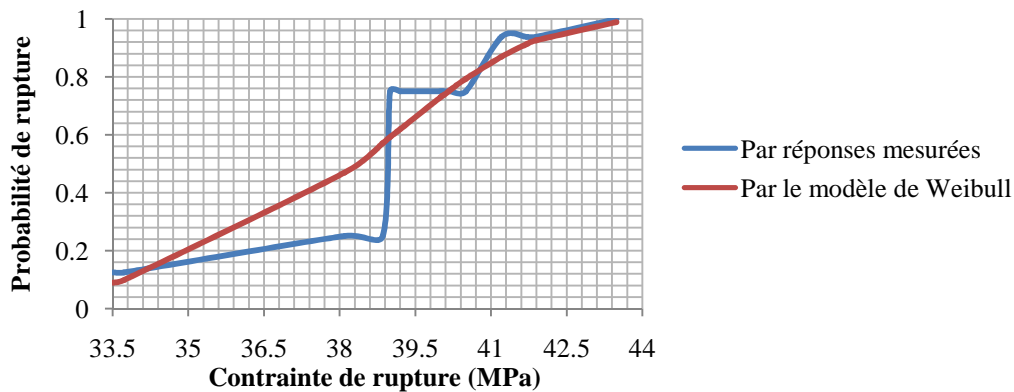


Figure IV.40. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_{14}

Figure IV.41. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₂₈Figure IV.42. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₉₀Figure IV.43. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₈₀

La probabilité de rupture en fonction de la population de défauts ainsi que la densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture sont illustrées sur les figures (IV.44 et IV.45) respectivement.

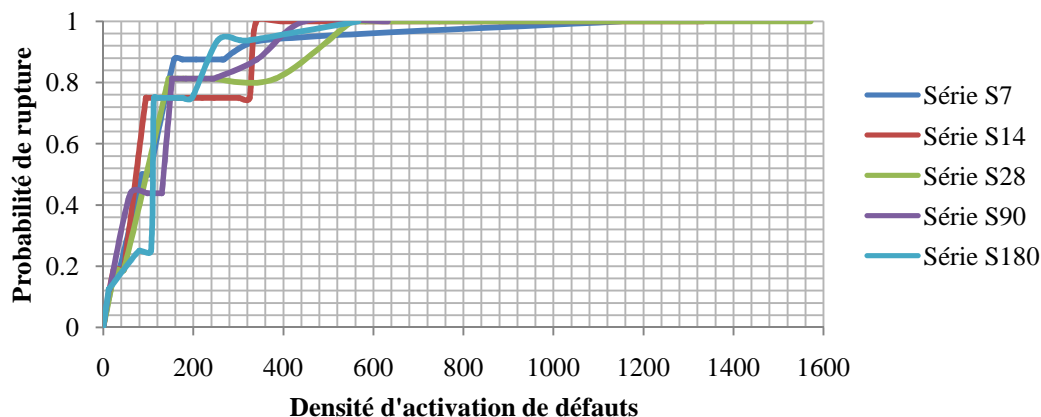


Figure IV.44. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts

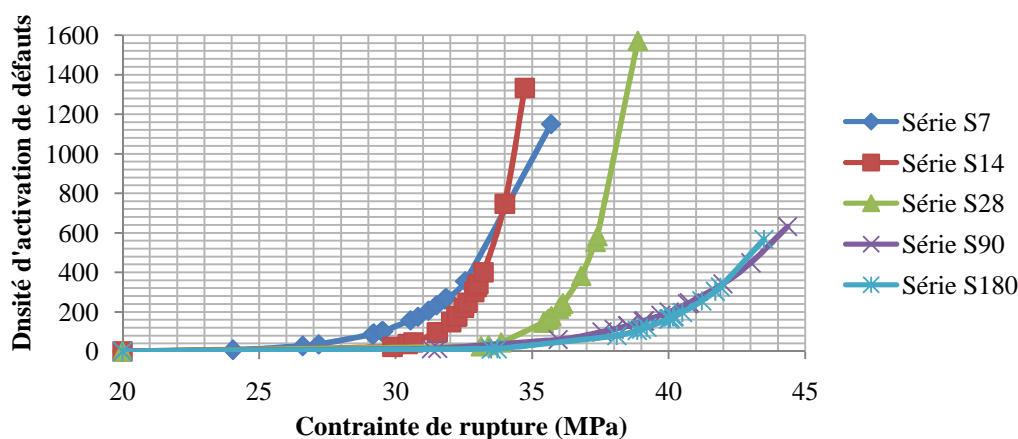


Figure IV.45. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture

IV.7.3.5. Discussion des résultats

La comparaison des résultats expérimentaux avec ceux calculés par la loi de Weibull pour chaque classe d'âge des éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm de béton (Fig. 39–43), montre que ces résultats ont presque la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Cela veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes cubiques sous un chargement connu.

La présentation graphique de la probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour les différentes séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm illustrée sur les (fig. 39–43) met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes de béton et de leurs résistances. La comparaison des résultats confirme la grande dispersion des contraintes de rupture. Cette dispersion peut être représentée par la loi de Weibull.

On peut constater sur la figure (IV.45) une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la

contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

En analysant l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture, notamment la variation de sa pente de croissance, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentés par la densité d'activation de défauts, comme il est illustré sur la figure (IV.44) pour les différentes séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm.

IV.7.3.6. Probabilité de survie

La probabilité de survie pour l'ensemble des séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm est illustrée sur la figure (IV.46) et a été calculée par la formule (III.12) précédente.

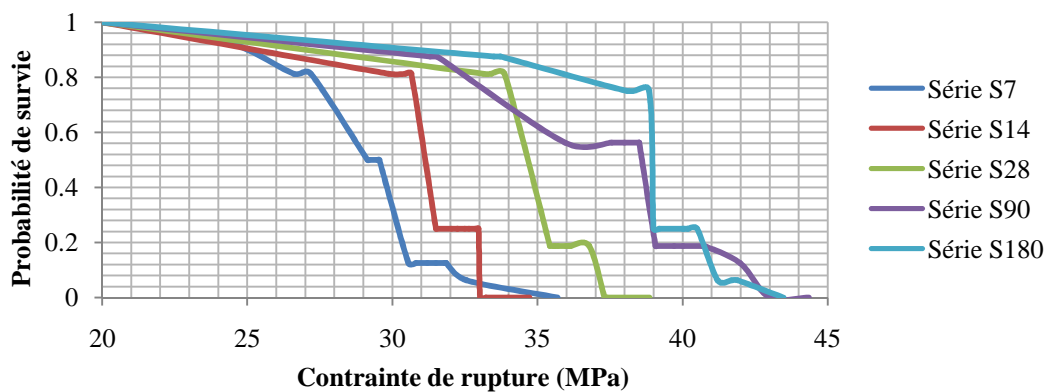


Figure IV.46. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture.

IV.7.3.7. Discussion des résultats

D'après le graphe de la figure (IV.46), on constate que la probabilité de survie de la série S₉₀ débute à se décroître avant celles des autres séries (S₁₄, S₂₈ et S₁₈₀), ce qui peut expliquer par le développement ou l'apparition des nouveaux défauts.

En comparant les intervalles du décroissement de la probabilité de survie pour les cinq séries d'éprouvettes cubiques d'arêtes 20 cm, on constate que celles de la série S₇ et S₉₀ sont les plus importantes, ce qui explique par une grande dispersion de contraintes par rapport aux autres séries.

IV.8. Conclusion du chapitre

Objectif de ce chapitre est de montrer le caractère statistique de la variation de la résistance à la compression des bétons confectionnés en utilisant des éprouvettes cubiques de différentes arêtes (10, 15 et 20 cm). L'ensemble des bétons ont été formulés par la méthode de Dreux-

Gorisse. La résistance à la compression sur les différents cubes est estimée par les deux techniques non destructives (ultrason) et destructive (écrasement) à différents âges étudiés. La résistance obtenue pour chaque âge sera la moyenne arithmétique de seize (16) éprouvettes.

Les résultats obtenus ont montré des écarts de résistances pour toutes les classes d'âges étudiées. Ces écarts sont très importants pour les éprouvettes à jeune âge à (7 jours) pour la série S₇, Par contre les écarts diminuent avec l'avancement de l'âge des éprouvettes pour les autres classes.

La présentation de la probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes pour les cubes de différentes arêtes met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes du béton. Ainsi, elles confirment une forte dispersion des contraintes de rupture. Le fait que la distribution des défauts ayant un caractère aléatoire, la contrainte maximale atteinte possède aussi cet aspect aléatoire.

Pour prendre en compte la dispersion des réponses mesurées lors des essais, le modèle de Weibull à deux paramètres a été utilisé. La linéarisation des courbes $P_s = f(\sigma)$, en utilisant le modèle de Weibull permet de déterminer le module de Weibull m pour chaque classe étudiée, car ce dernier est la pente de la droite de régression et rend compte de la dispersion des valeurs de contrainte à la rupture. La comparaison des résultats obtenus au laboratoire avec ceux calculés par la méthode de Weibull pour chaque classe d'âge montre que ces derniers ont la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Ce qui veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes sous un chargement donné.

Dans le chapitre V qui suit, une étude similaire, cette fois ci en utilisant un autre corps d'épreuve soit les prismes de différent élancement (1,5, 2 et 3) afin de montrer le caractère statistique de la variation de la résistance des bétons à la compression.

**Chapitre V : Etude statistique de variation de la résistance à la compression
du béton sur les prismes de différents élancements**

V.1. Introduction

Dans ce présent chapitre, nous présentons dans la première partie les résultats des résistances moyennes à la compression sur les prismes de différents élancements (1,5 ; 2 et 3), ces résistances ont été mesurées par deux techniques ultrason et par écrasement. Les valeurs de résistances obtenues sont caractérisées par une forte dispersion. Dans la deuxième partie, pour tenir compte de la dispersion des résultats mesurés sur les différents prismes lors des essais d'écrasement, nous utilisons un modèle statistique de Weibull.

V.2. Evaluation de la masse moyenne des bétons

Les résultats de la masse moyenne des éprouvettes prismatiques de béton de différents élancements en fonction du temps sont illustrés sur les figures (V.1, V.2 et V.3).

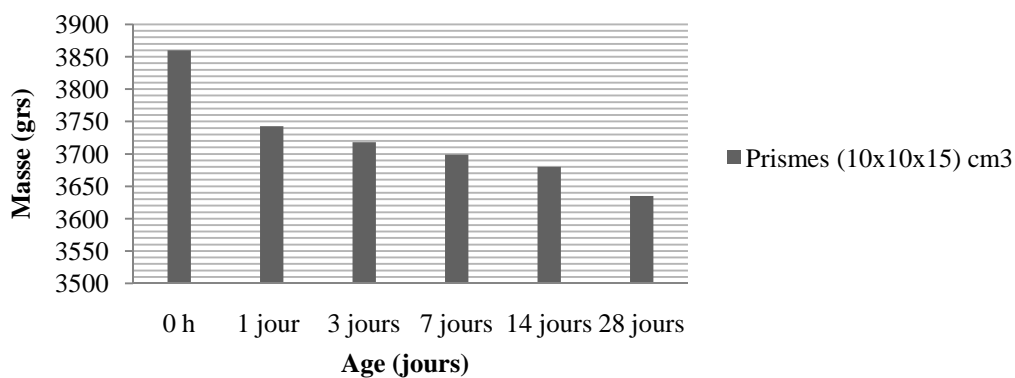


Figure V.1. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les
Prismes (10x10x15) cm³

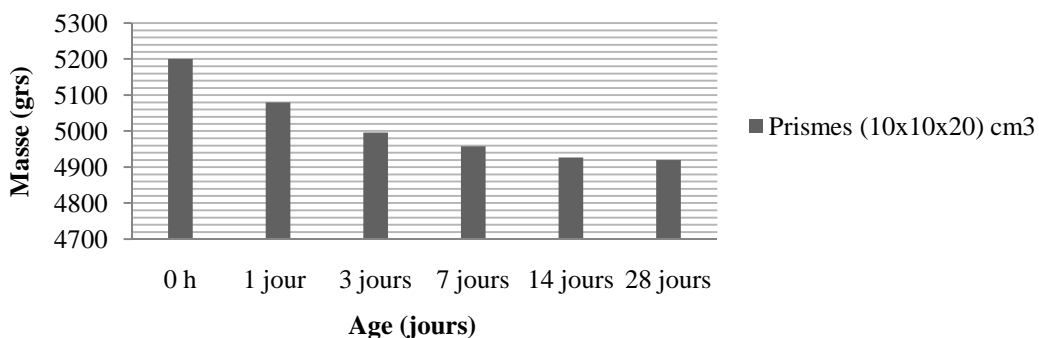


Figure V.2. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les
Prismes (10x10x20) cm³

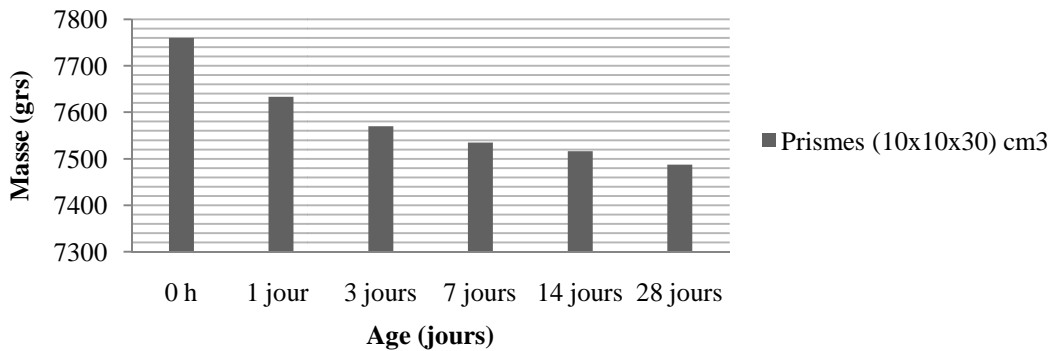


Figure V.3. La masse moyenne du béton en fonction du temps pour les
Prismes (10x10x30) cm³

V.3. Mesure de la masse volumique Apparente du béton

Les résultats de la masse volumique moyenne du béton en fonction du temps sont illustrés sur la figure (V.4) suivante :

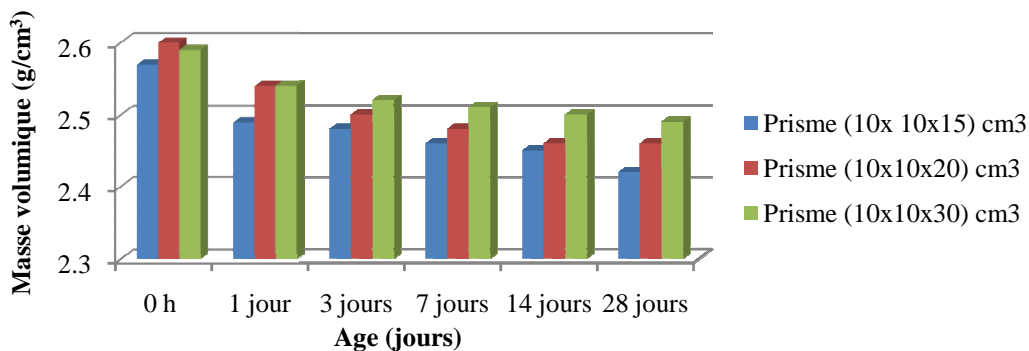


Figure V.4. Masse volumique moyenne des bétons en fonction du temps

V.4. Interprétation des résultats

La figure (V.4) représente la masse volumique moyenne des bétons en fonction du temps des prismes de différents élancements, on constate qu'il n'y a pas de différence significative de masse volumique entre les différents prismes et ces masses sont similaires à celles d'un béton ordinaire. On constate encore qu'à partir de 14 jours cette masse se stabilise pour tous les prismes, donc pas d'absorption de l'eau.

L'hydratation qui est de plus en plus lente n'est jamais entièrement achevée, une petite partie de ciment reste non hydraté.

V.5. Estimation de la résistance moyenne à la compression sur les différents prismes par ultrason

Les résultats de la résistance moyenne de seize (16) éprouvettes à la compression sur les prismes de différents élancements mesurés par la technique non destructive (ultrason) sont

illustrés dans les tableaux (IV.1, IV.2, IV.3, IV.4 et IV.5) de l'annexe 4 et schématisés sur la figure (V.5) suivante :

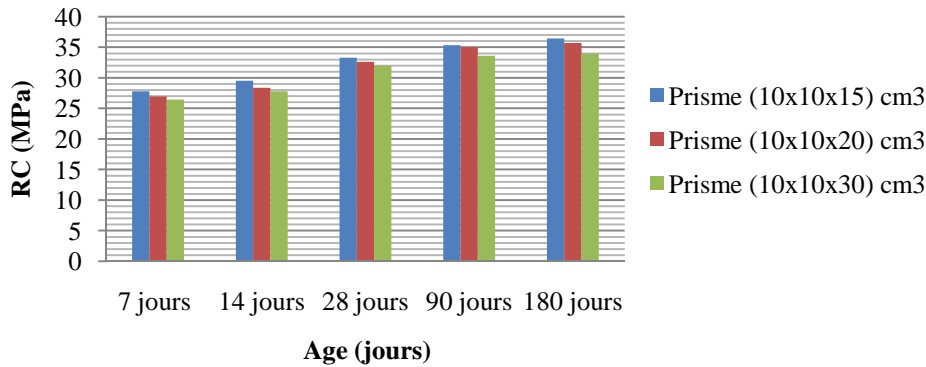


Figure V.5. Résistance moyenne à la compression mesurée par ultrason sur les prismes de différents élancements en fonction du temps

V.6. Estimation de la résistance moyenne à la compression sur les différents prismes par écrasement

Les résultats de la résistance moyenne de seize (16) éprouvettes pour chaque âge à la compression sur les prismes de différents élancements mesurés par la technique destructive (écrasement) sont illustrés dans le tableau (V.1) et schématisés sur la figure (V.6). Le détail de résistance à la compression sur seize éprouvettes prismatiques pour chaque âge est présenté dans l'annexe 5.

Tableau V.1. Résistance moyenne à la compression par écrasement sur les prismes de différents élancements en fonction du temps

Age	(10x10x15) cm ³	(10x10x20) cm ³	(10x10x30) cm ³
7 j	29,112 MPa \mp 2,253 V= 7,735 %	28,801 MPa \mp 2,213 V= 7,638 %	27,532 MPa \mp 2,142 V= 7,78 %
14 j	31,719 MPa \mp 1,300 V= 4,098 %	31,439 MPa \mp 1,294 V= 4,115 %	30,073 MPa \mp 1,197 V= 3,98 %
28 j	35,325 MPa \mp 1,446 V= 4,093 %	34,708 MPa \mp 1,432 V= 4,125 %	33,086 MPa \mp 3,247 V= 9,813 %
90 j	37,968 MPa \mp 3,470 V= 9,140 %	37,203 MPa \mp 3,416 V= 9,181 %	35,338 MPa \mp 3,561 V= 10,070 %
180 j	38,740 MPa \mp 1,630 V= 4,210 %	38,104 MPa \mp 2,755 V= 7,230 %	36,506 MPa \mp 3,638 V= 9,965 %

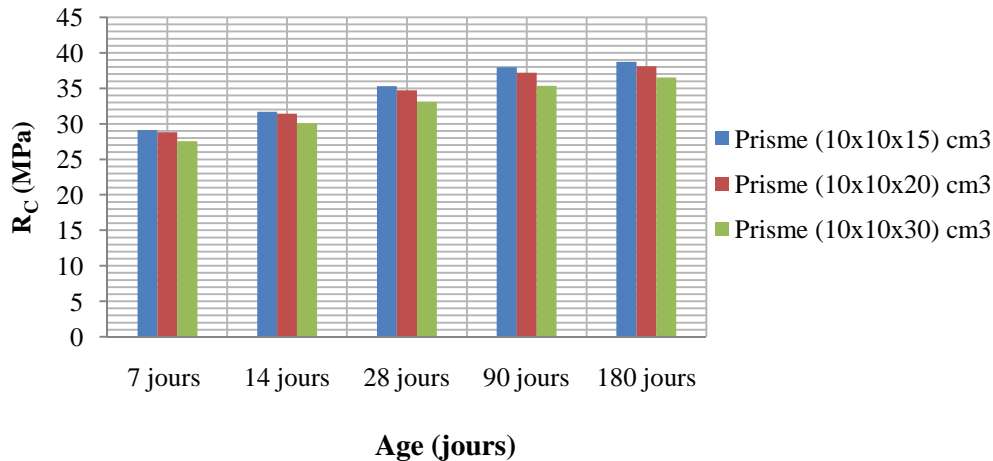


Figure V.6. Résistance moyenne à la compression mesurée par écrasement sur les prismes de différents élancements

Nous avons procédé au calcul du rapport de résistance moyenne mesurée par les deux techniques (écrasement et ultrason) en fonction de l'âge de l'éprouvette, ce rapport est illustré sur la figure (V.7).

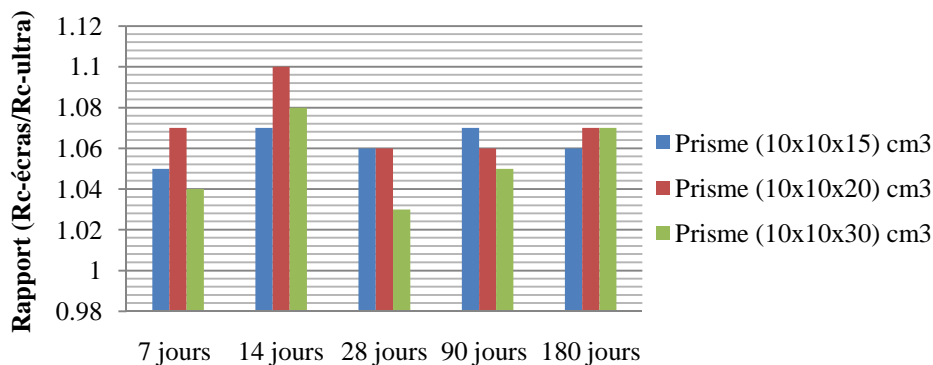


Figure V.7. Rapport de résistance mesurée par écrasement à celle mesurée par ultrason

V.7. Interprétation des résultats

La figure (V.7) représente les rapports de résistance moyenne en compression mesurée par l'écrasement à celle mesurée par ultrason en fonction de l'âge pour les prismes étudiés de différents élancements, on constate que ces rapports ne sont pas importants et ne dépassent pas la valeur de 1,1 pour tous les prismes, cela veut dire que les deux techniques de mesure donnent des valeurs similaires de résistance en compression.

Encore sur les figures (V.5 et V.6), on peut constater qu'il n'y a pas de différence significative entre les résistances mesurées par deux techniques directe (par écrasement) et indirecte (par ultrason) avec un léger écart relatif qui ne dépasse pas les 5,8 % pour tous les prismes étudiés (5.76 %, 5.8 % et 3.34 %) respectivement. Il apparaît que la résistance moyenne mesurée par la technique destructive est légèrement supérieure à celle mesurée par ultrason, ce léger écart n'est pas significatif.

V.8. Modélisation statistique de la variation de résistances sur les prismes

Le même phénomène observé durant les essais au laboratoire avec les autres géométries (cylindriques et cubiques) utilisées c'est la variation de la résistance d'un prisme à un autre, ce qui nous ouvre la voie pour mener une étude statistique de ces variations, en utilisant toujours une loi statistique de Weibull à deux paramètres comme les cas précédents.

V.8.1. Cas des prismes (10x10x15) cm³

V.8.1.1. Calcul de la probabilité de rupture

On procède de la même manière que les autres cas, les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes (S₇, S₁₄, S₂₈, S₉₀ et S₁₈₀) sont résumés dans les tableaux (V.2, V.3, V.4, V.5 et V.6) en annexe 5.

V.8.1.2. Détermination des paramètres de Weibull

Une méthode de régression linéaire a été utilisée afin d'estimer les paramètres de Weibull, l'ensemble des résultats ont été récapitulés dans les tableaux (V.7, V.8, V.9, V.10 et V.11) en annexe 5 et schématisés sur les figures (V.8, V.9, V.10, V.11 et V.12) ci-dessous.

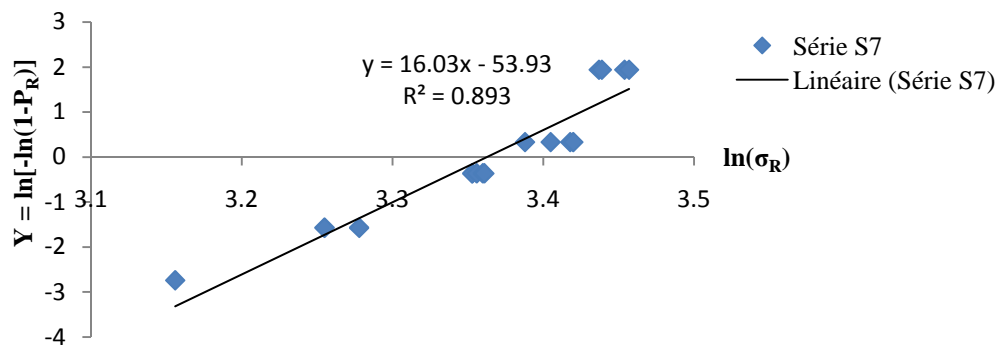


Figure V.8. Diagramme de Weibull pour la série S₇

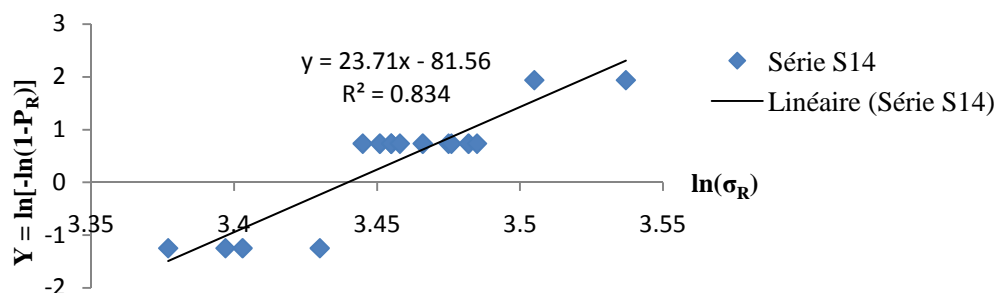


Figure V.9. Diagramme de Weibull pour la série S₁₄

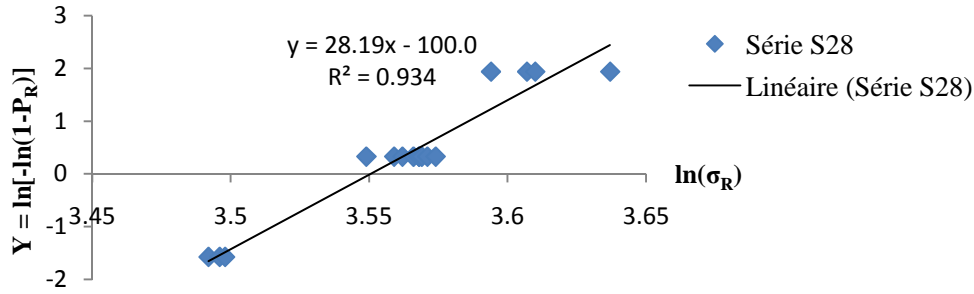


Figure V.10. Diagramme de Weibull pour la série S₂₈

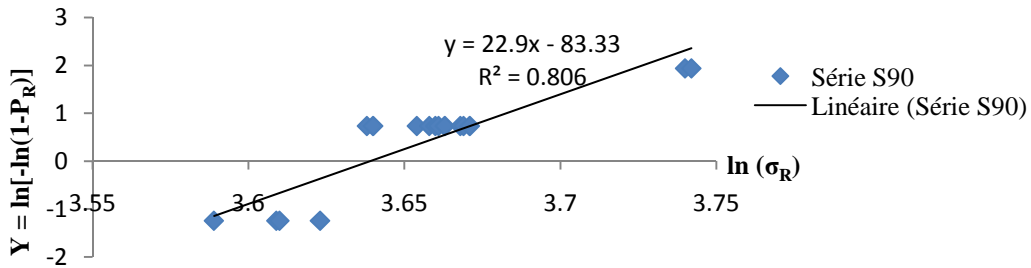


Figure V.11. Diagramme de Weibull pour la série S₉₀

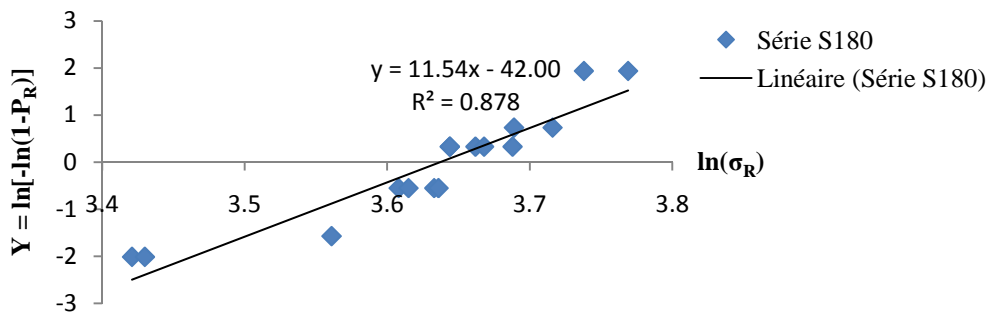


Figure V.12. Diagramme de Weibull pour la série S₁₈₀

Les paramètres de Weibull identifiés, pour chaque série d'éprouvette prismatique sont résumés dans le tableau (V.12) ci-dessous.

Tableau V.12. Les paramètres de Weibull pour chaque série de prisme (10x10x15) cm³

Série d'éprouvettes	Coefficient de détermination R ²	B	m	σ ₀ = exp (-B/m)
S ₇	0,893	-53,93	16,03	28,914
S ₁₄	0,834	-81,56	23,71	31,184
S ₂₈	0,934	-100,00	28,19	34,721
S ₉₀	0,806	-83,33	22,90	38,048
S ₁₈₀	0,878	-42,00	11,54	38,073

V.8.1.3. Discussion des résultats

La linéarisation des courbes illustrées sur les figures (V.8, V.9, V.10, V.11 et V.12), en utilisant la loi de Weibull, pour les prismes d'élancement 1,5 d'âges différents montre une tendance linéaire, et le module de Weibull, qui correspond à la pente de la droite de régression varie en fonction de l'âge du prisme, pour la majorité des classes représentées le coefficient de détermination R^2 se rapproche de 1, cela veut dire dans l'ensemble que le nuage de points se rapproche de la droite de régression.

On constate encore que le nuage de points de différentes figures montre une linéarité de manière que les points obtenus sont assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x .

On remarque aussi que le modèle de Weibull est adéquat pour la série S_{28} car il représente 93 % de la variation de Y en fonction de X , le modèle reste encore adéquat pour la série S_7 et la série S_{180} (représentation de 89% et 88 % de la variation de Y en fonction de X) respectivement et reste moins adéquat pour les autres séries.

Pour l'ensemble des séries le module de Weibull m est situé dans la plage des bétons appart [5 et 50]. Dans ce cas on a enregistré une faible valeur de m pour la série S_{180} , ce qui s'explique par l'importante dispersion des contraintes de rupture. Puis on a enregistré une valeur relativement grande au niveau de la série S_{28} , ce qui exprime le caractère moyen de la dispersion des contraintes.

Une proportionnalité a été observée entre la contrainte de Weibull σ_0 et la contrainte moyenne de rupture, l'augmentation de la contrainte de Weibull en fonction de l'âge revient à l'augmentation de la contrainte moyenne de rupture.

V.8.1.4. Les paramètres de rupture

Pour tracer les courbes les plus représentatives en fonction des contraintes de rupture, on a utilisé la loi de Weibull comme un modèle statistique de la rupture. Ce modèle de Weibull nous a permis de calculer la probabilité de rupture P_R et de calculer la densité d'activation des défauts λ . Les paramètres de rupture pour chaque série sont représentés dans les tableaux (V.13, V.14, V.15, V.16 et V.17) en annexe 5 et schématisés sur les figures (V.13, V.14, V.15, V.16 et V.17).

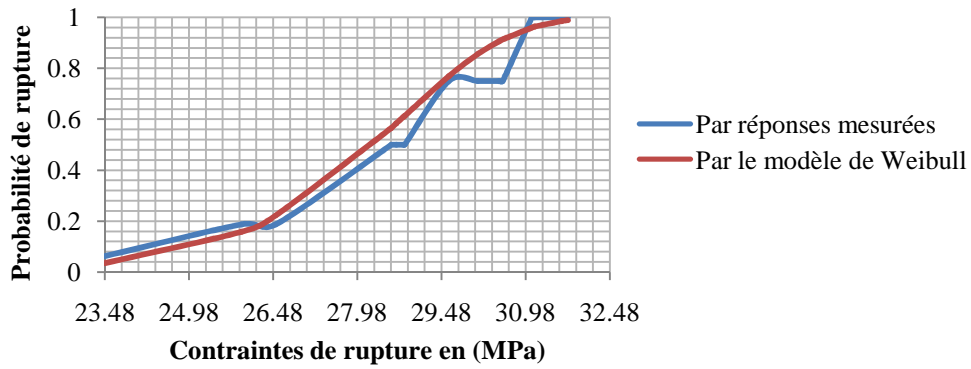


Figure V.13. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₇

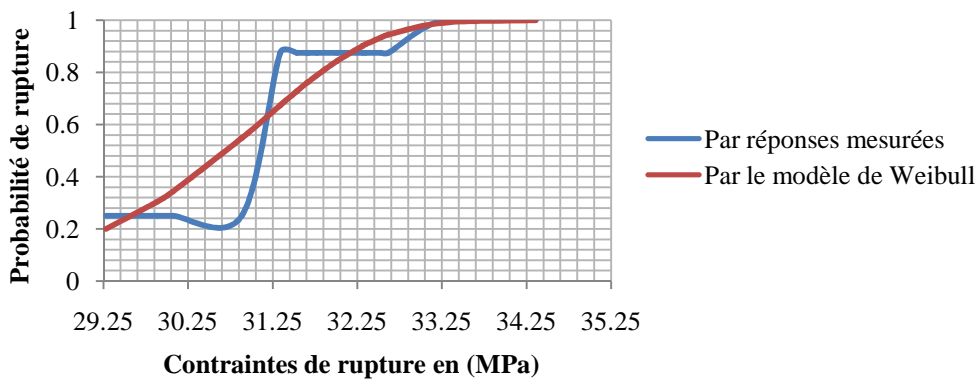


Figure V.14. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₄

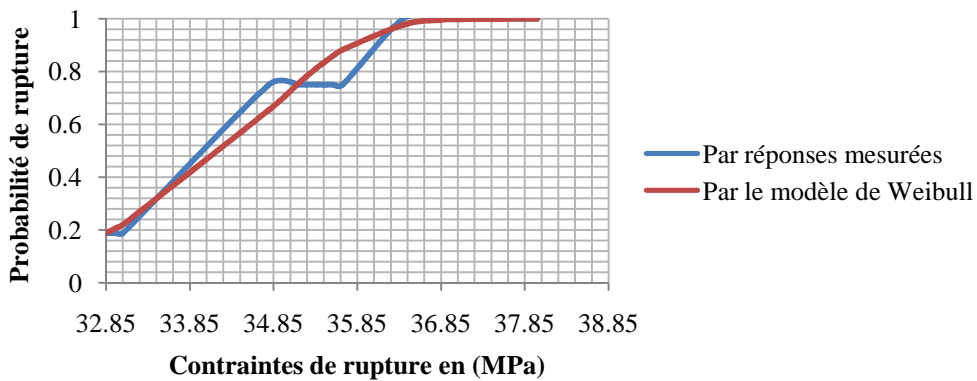


Figure V.15. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₂₈

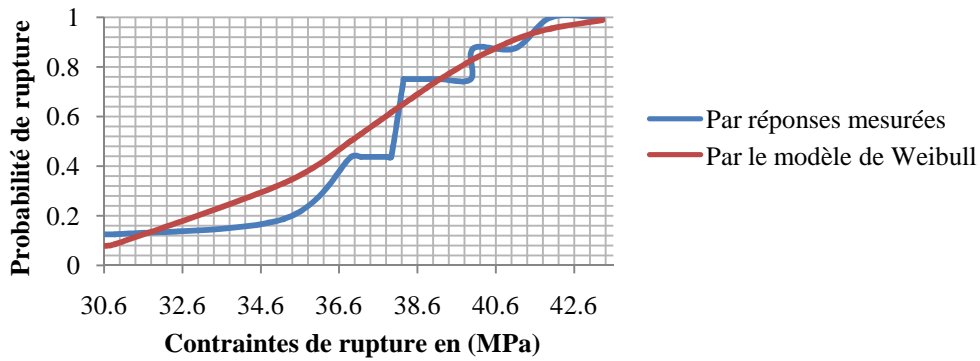


Figure V.16. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₉₀

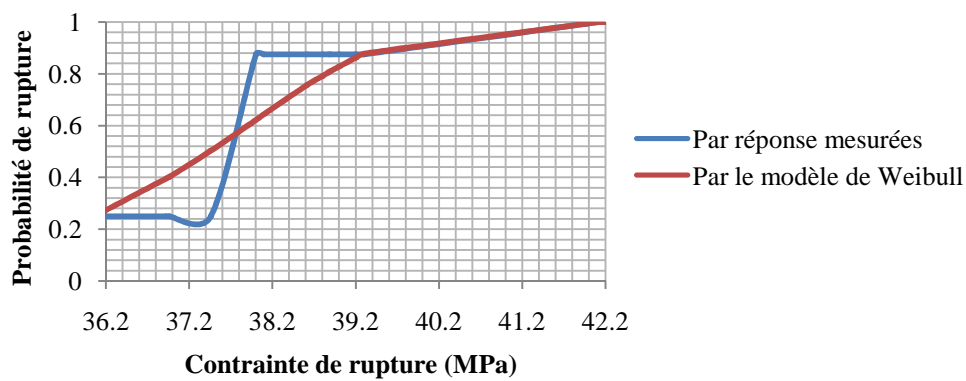


Figure V.17. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₈₀

La probabilité de rupture en fonction de la population de défauts ainsi que la densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture sont illustrées sur les figures (V.18 et V.19) respectivement.

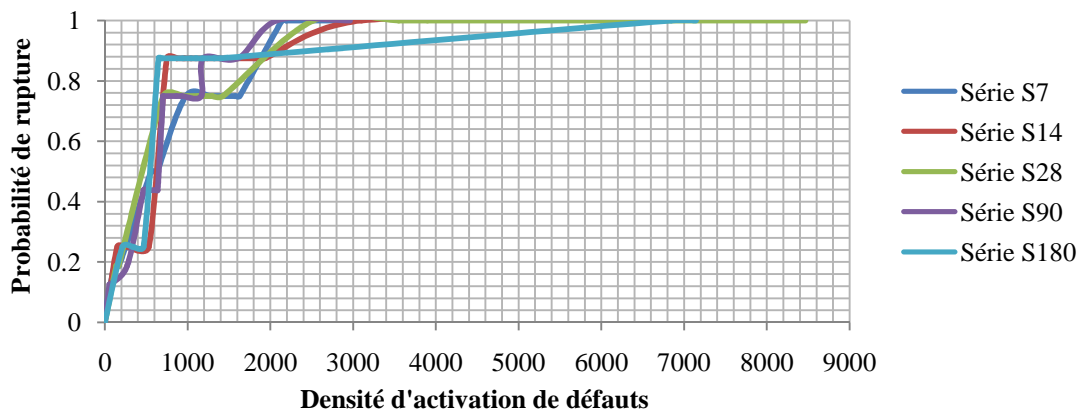


Figure V.18. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts

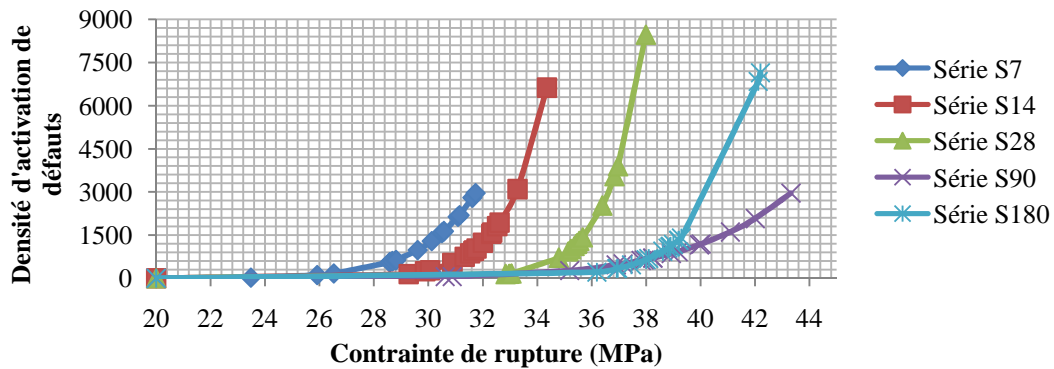


Figure V.19. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture

V.8.1.5. Discussion des résultats

La comparaison des résultats (expérimentaux) obtenus au laboratoire avec ceux calculés par la loi de Weibull pour chaque classe d'âge des éprouvettes de béton (Fig. 13–17), montre que ces derniers présentent presque la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Ce qui veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes prismatiques sous un chargement connu.

La représentation graphique de la probabilité de rupture en fonction de contrainte de rupture pour les différentes séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 1,5 (Fig.13-17) met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes de béton et de leurs résistances. La comparaison des résultats confirme une grande dispersion des contraintes de rupture. Cette dispersion peut être représentée par la loi statistique de Weibull.

L'analyse de l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture (figure V.18), notamment la variation de sa pente de croisement, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentées par la densité d'activation de défauts pour toutes les séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 1,5. On peut constater sur la figure (V.19) une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

V.8.1.6. Probabilité de servie

On procède de la même manière que les autres cas précédents à la détermination de la probabilité de servie, les résultats de calcul sont illustrés sur la figure (V.20).

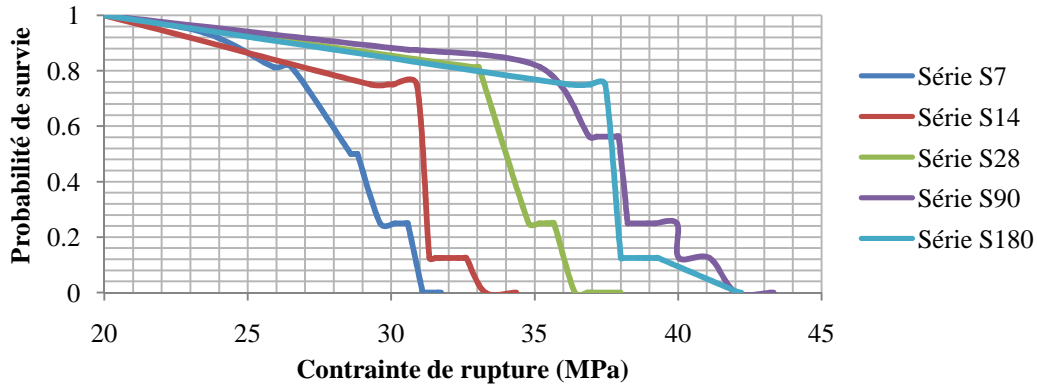


Figure V.20. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture

V.8.1.7. Discussion des résultats

Le graphe de la figure (V.20) présente la contrainte de survie en fonction de la probabilité de rupture, d'après le graphe, on constate que la probabilité de survie de la série S_{14} débute à se décroître avant celles des autres séries (S_7 , S_{28} , S_{90} et S_{180}), et encore celle de la série S_{180} débute à se décroître avant celle de la série S_{90} , ce qui peut être expliqué par le développement ou l'apparition des nouveaux défauts.

En comparant les intervalles du décroissement de la probabilité de survie pour les cinq séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 1,5 on constate que celle de la série S_{180} est la plus importante, ce qui explique par une grande dispersion de contraintes par rapport aux autres séries.

V.8.2. Cas des prismes (10x10x20) cm³

V.8.2.1. Calcul de la probabilité de rupture

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes (S_7 , S_{14} , S_{28} , S_{90} et S_{180}) sont résumés dans les tableaux (V.18, V.19, V.20, V.21 et V.22) en annexe 5.

V.8.2.2. Détermination des paramètres de Weibull

Les paramètres de Weibull ont été estimés à partir de la méthode de régression linéaire, l'ensemble des résultats ont été récapitulés dans les tableaux (V.23, V.24, V.25, V.26 et V.27) en annexe 5 et schématisés sur les figures (V.21, V.22, V.23, V.24 et V.25) ci-dessous.

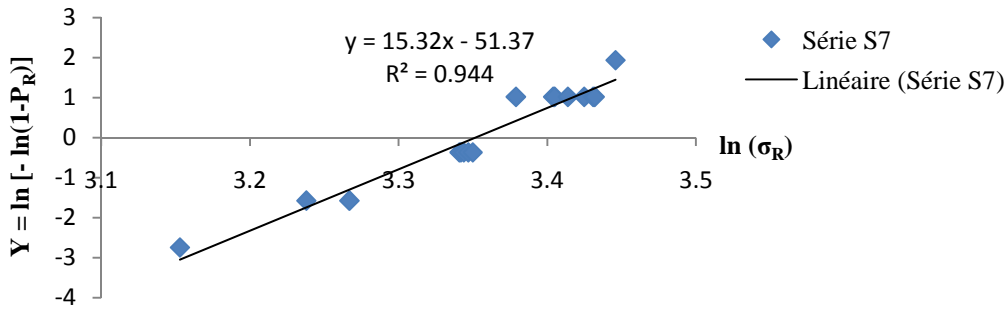


Figure V.21. Diagramme de Weibull pour la série S7

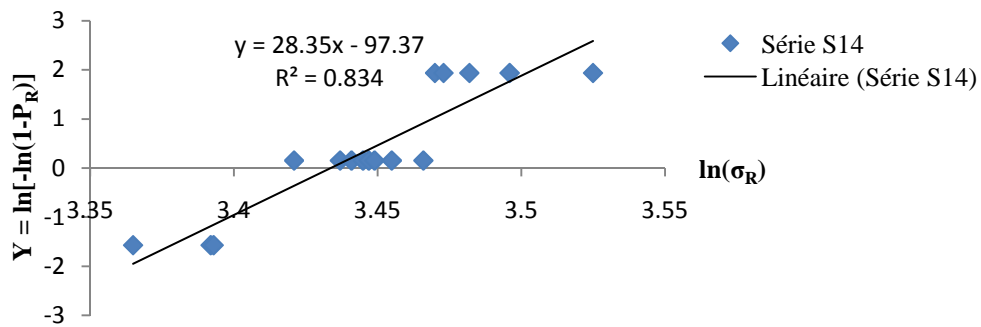


Figure V.22. Diagramme de Weibull pour la série S14

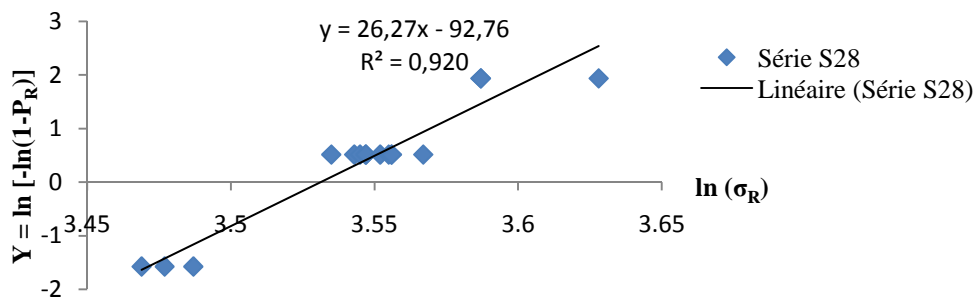


Figure V.23. Diagramme de Weibull pour la série S28

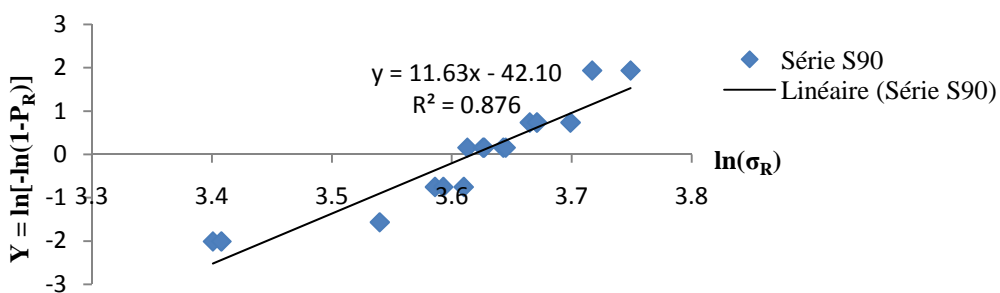
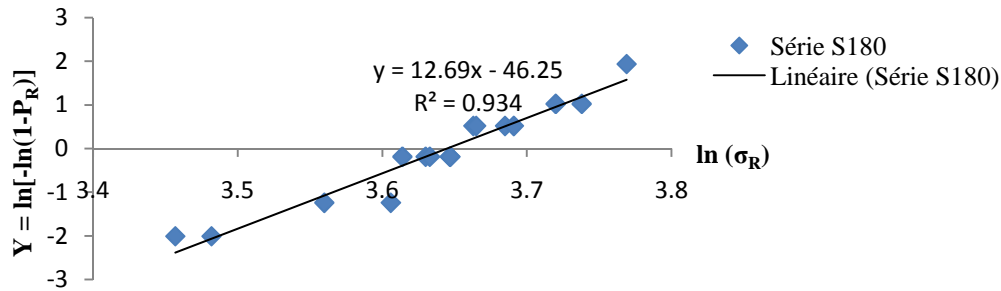


Figure V.24. Diagramme de Weibull pour la série S90

Figure V.25. Diagramme de Weibull pour la série S₁₈₀

Les paramètres de Weibull identifiés, à partir des figures précédentes, pour chaque série d'éprouvettes sont récapitulés dans le tableau (V.28).

Tableau V.28. Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes prismatiques d'élancements 2

Série d'éprouvettes	Coefficient de détermination R ²	B	m	σ ₀ = exp (-B/m)
S ₇	0,944	-51,37	15,32	28,592
S ₁₄	0,834	-97,37	28,35	31,018
S ₂₈	0,920	-92,76	26,27	34,159
S ₉₀	0,876	-42,10	11,63	37,335
S ₁₈₀	0,934	-46,25	12,69	38,267

V.8.2.3. Discussion des résultats

La linéarisation des courbes des figures (V.21, V.22, V.23, V.24 et V.25), en utilisant la loi statistique de Weibull, pour les prismes d'élancement 2 d'âges différents montre une tendance linéaire, et le module de Weibull, qui correspond à la pente de la droite de régression, varie selon l'âge du prisme. Pour la majorité des classes représentées le coefficient de détermination (R²) se rapproche de 1, cela veut dire que le nuage de points se rapproche de la droite de régression et donc on peut dire que cette dernière est représentative. Ainsi la représentation graphique du nuage de points des différentes figures montre une linéarité, de manière que les points obtenus sont assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x.

On remarque encore que le modèle de Weibull est adéquat pour les séries S₇, S₂₈ et S₁₈₀ puisqu'il explique environ 94 % et 92 % et 93% respectivement de la variation de Y en fonction de X et le modèle reste encore bon pour la série S₉₀ puisqu'il explique environ 88 % de la variation de Y en fonction de X et le modèle reste moins adéquat pour la série S₁₄ (83 % de la variation de Y en fonction de X).

Pour l'ensemble des séries le module de Weibull m se situe dans la plage des bétons entre 5 et 50 en général selon la littérature. Dans le cas des prismes d'élancement 2, on a enregistré des faibles valeurs de m au niveau des séries (S_{90} et S_{180}), ce qui s'explique par l'importante dispersion des contraintes de rupture. Par contre, on a enregistré la valeur de m relativement grande pour les séries S_{14} et S_{28} , ce qui exprime le caractère moyen de la dispersion des contraintes.

On constate encore que la contrainte de Weibull σ_0 augmente avec l'augmentation de la contrainte moyenne de rupture (augmentation en fonction de l'âge de l'éprouvette).

III.4.8.2.4. Les paramètres de rupture

La probabilité de rupture P_R et la densité d'activation des défauts ont été calculées par des formules de la loi de Weibull citées précédemment. Egalement de tracer les courbes représentatives en fonction de la contrainte de rupture. Les deux paramètres calculés ont été représentés dans les tableaux (V.29, V.30, V.31, V.32 et V.33) en annexe 5 et schématisés sur les figures (V.26, V.27, V.28, V.29 et V.30) ci-dessous.

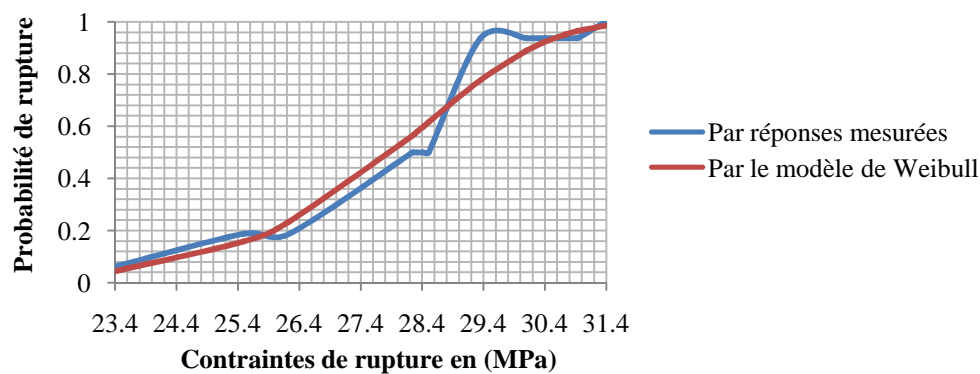


Figure V.26. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_7

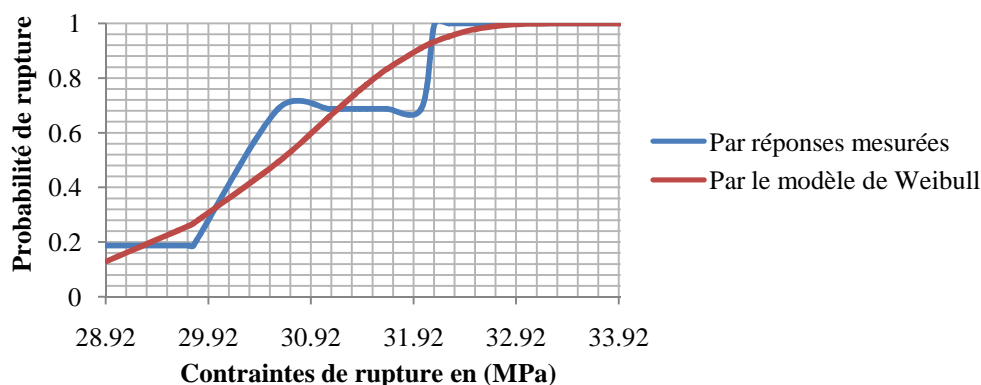


Figure V.27. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_{14}

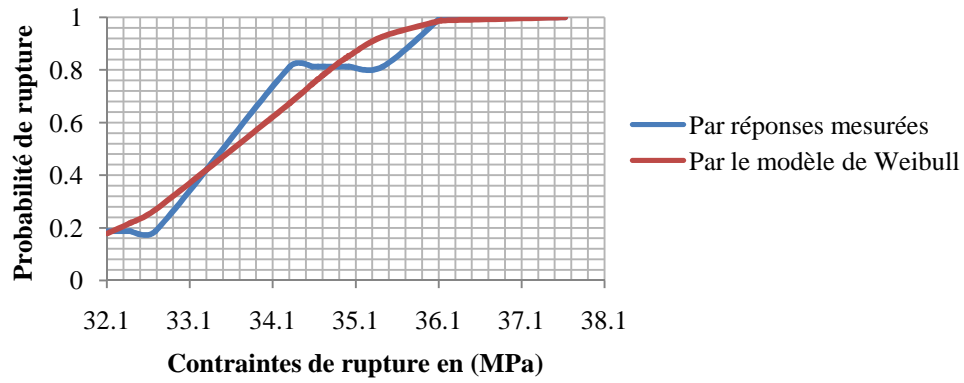


Figure V.28. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₂₈

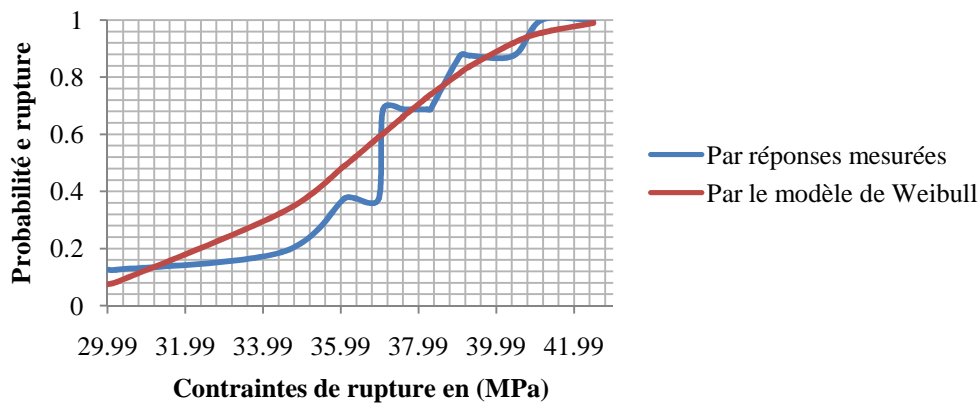


Figure V.29. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₉₀

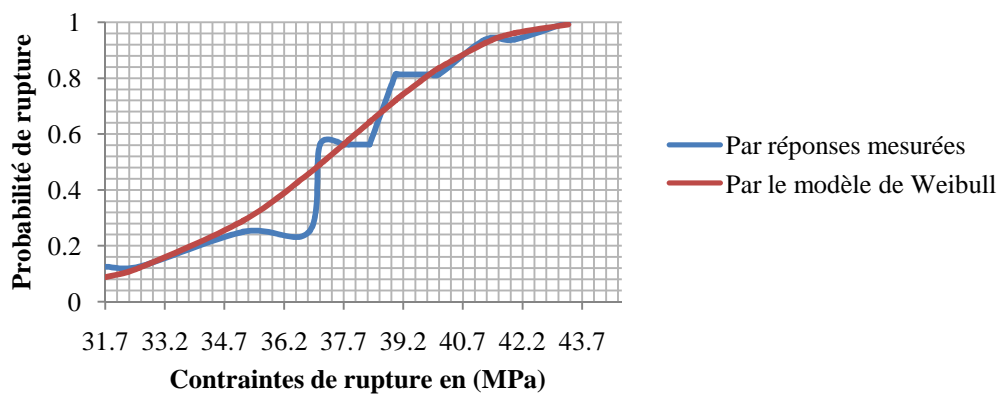


Figure V.30. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₈₀

La probabilité de rupture en fonction de la population de défauts ainsi que la densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture sont illustrées sur les figures (V.31 et V.32) respectivement.

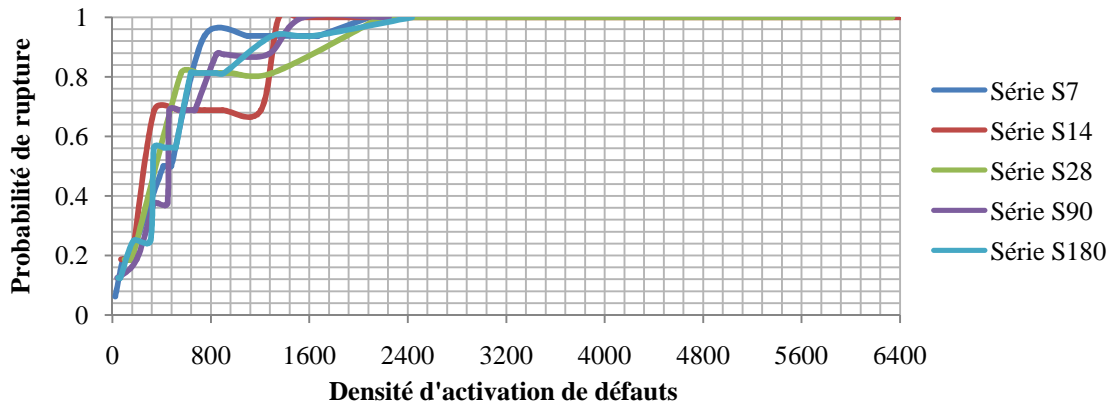


Figure V.31. Probabilité de rupture en fonction de la densité d'activation de défauts

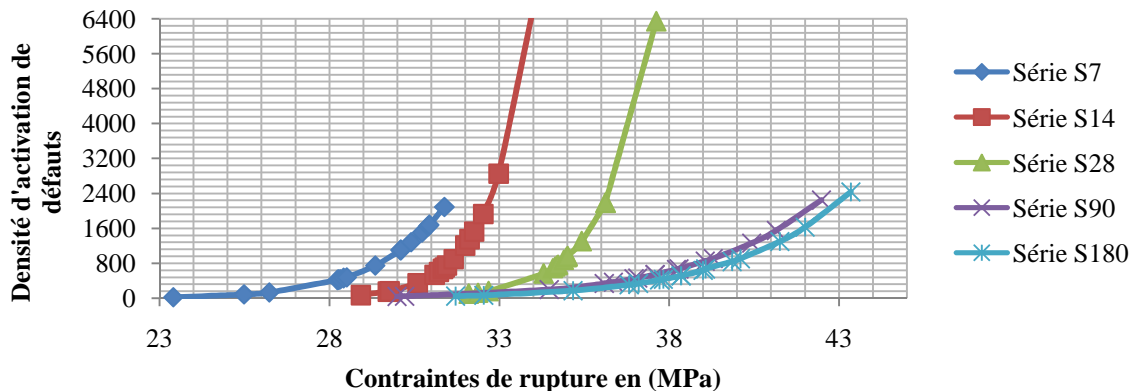


Figure V.32. La densité d'activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture

V.8.2.5. Discussion des résultats

La comparaison des résultats expérimentaux avec ceux calculés par la loi de Weibull pour chaque classe d'âge des éprouvettes de béton (Fig. 26–30), montre que ces derniers présentent presque la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Ce qui veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes prismatiques sous un chargement connu.

La représentation graphique de la probabilité de rupture en fonction de contrainte de rupture pour les différentes séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 2 (Fig. 26–30) met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes de béton et de leurs résistances. La comparaison des résultats confirme la grande dispersion des contraintes de rupture. Cette dispersion peut être représentée par la loi statistique de Weibull.

L'analyse de l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture (figure V.31), notamment la variation de sa pente de croisement, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentées par la

densité d'activation de défauts pour toutes les séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 2. On peut constater sur la figure (V.32) une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

V.8.2.6. Probabilité de survie

La figure (V.33) illustre la probabilité de survie pour l'ensemble des séries des éprouvettes prismatiques d'élancement 2 en fonction de la probabilité de rupture.

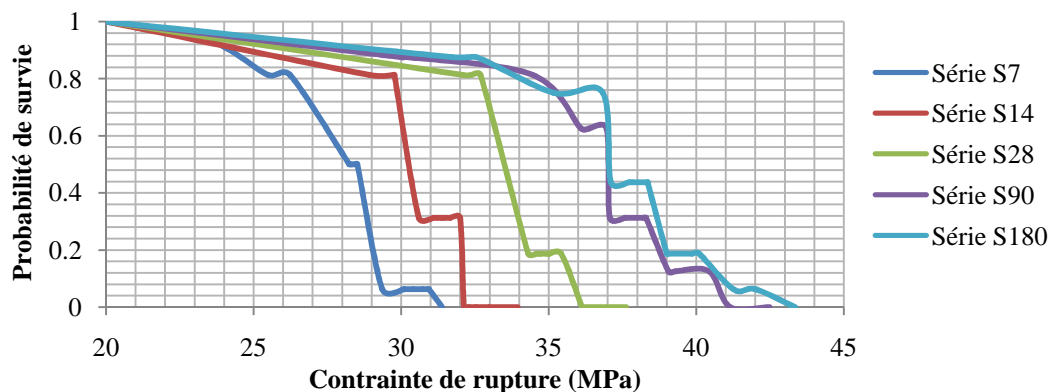


Figure V.33. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture

V.8.2.7. Discussion des résultats

D'après le graphe de la figure (V.33), on constate que la probabilité de survie de la série S₁₈₀ débute à se décroître avant celle de la série S₉₀, ce qui peut être expliqué par le développement ou l'apparition des nouveaux défauts.

En comparant les intervalles du décroissement de la probabilité de survie pour les cinq séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 2, on constate que celles de la série S₉₀ et S₁₈₀ sont les plus importantes, ce qui explique par une grande dispersion de contraintes par rapport aux autres séries.

V.8.3. Cas des prismes (10x10x30) cm³

V.8.3.1. Calcul de la probabilité de rupture

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 3 (S₇, S₁₄, S₂₈, S₉₀ et S₁₈₀) sont résumés dans les tableaux (V.34, V.35, V.36, V.37 et V.38) en annexe 5.

V.8.3.2. Détermination des paramètres de Weibull

Les paramètres de Weibull ont été estimés à partir de la méthode de régression linéaire, l'ensemble des résultats ont été récapitulés dans les tableaux (V.39, V.40, V.41, V.42 et V.43) en annexe 5 et schématisés sur les figures (V.34, V.35, V.36, V.37 et V.38) ci-dessous.

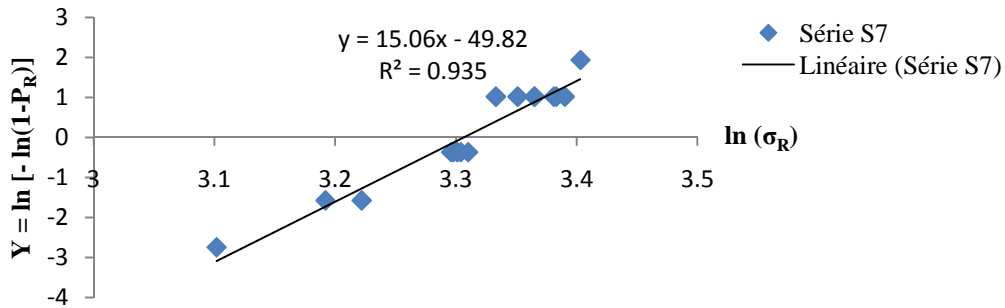


Figure V.34. Diagramme de Weibull pour la série S7

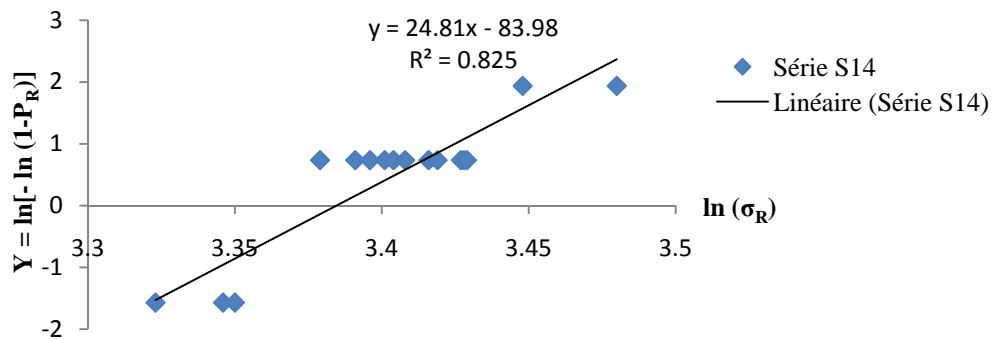


Figure V.35. Diagramme de Weibull pour la série S14

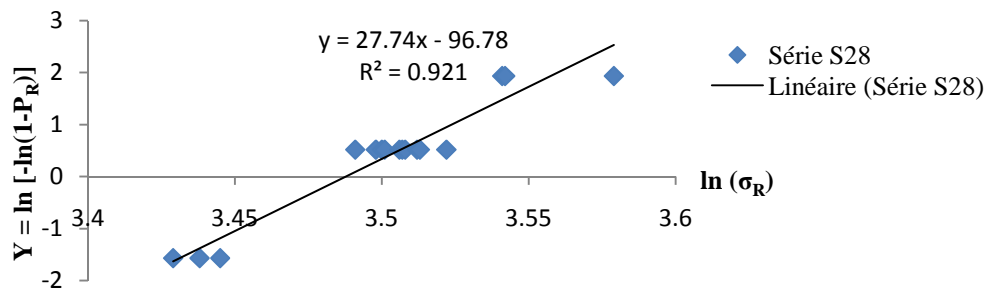


Figure V.36. Diagramme de Weibull pour la série S28

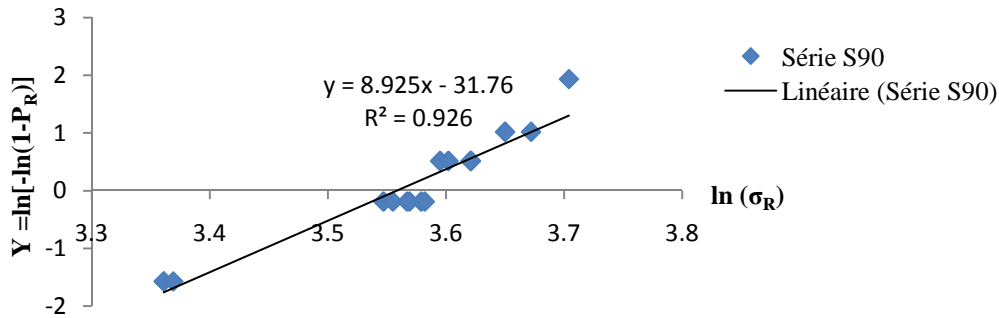


Figure V.37. Diagramme de Weibull pour la série S₉₀

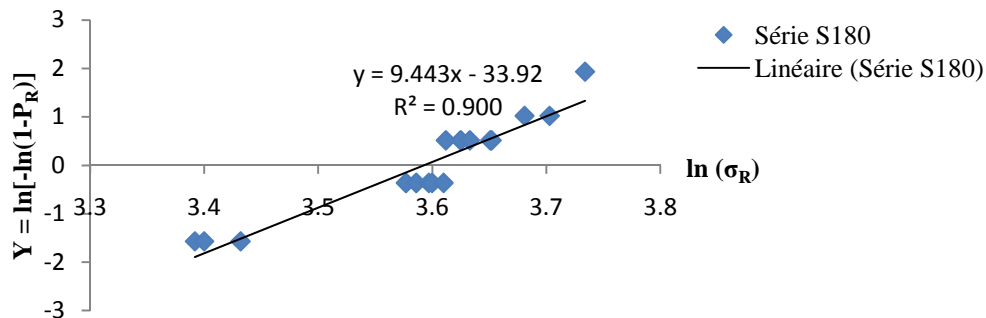


Figure V.38. Diagramme de Weibull pour la série S₁₈₀

Les paramètres de Weibull identifiés, à partir des figures précédentes, pour chaque série d'éprouvettes prismatiques d'élancement 3 sont représentés dans le tableau (V.44).

Tableau V.44. Les paramètres de Weibull pour chaque série d'éprouvettes

Série d'éprouvettes	Coefficient de détermination R ²	B	m	σ ₀ = exp (-B/m)
S ₇	0,935	-49,82	15,06	27,333
S ₁₄	0,825	-83,98	24,81	29,516
S ₂₈	0,921	-96,78	27,74	32,747
S ₉₀	0,926	-31,76	08,925	35,112
S ₁₈₀	0,900	-33,92	09,443	36,309

V.8.3.3. Discussion des résultats

La linéarisation des courbes des figures (V.34, V.35, V.36, V.37 et V.38), en utilisant la méthode de Weibull, pour les prismes d'élancement 3 d'âges différents montre une tendance linéaire, et le module de Weibull, qui correspond à la pente de la droite de régression, varie selon l'âge du prisme. Pour l'ensemble des classes représentées le coefficient de détermination (R²) se rapproche de 1, cela veut dire que le nuage de points se rapproche de la droite de régression et donc on peut dire que cette dernière est représentative. Ainsi la représentation graphique du nuage de points des différentes figures montre une linéarité, de

manière que les points obtenus sont assez alignés et peuvent être présentés par des droites de régression de y en x .

On remarque aussi que le modèle de Weibull est adéquat pour les séries S_7 , S_{28} , S_{90} et S_{180} puisqu'il explique environ (93 %, 92 %, 93 % et 90 %) respectivement de la variation de Y en fonction de X et le modèle reste moins adéquat pour la série S_{14} puisqu'il explique environ 82 % de la variation de Y en fonction de X .

Le module de Weibull m pour toutes les séries est compris entre 5 et 50. Comme on a enregistré des faibles valeurs de m au niveau des séries S_{90} et S_{180} , ce qui s'explique par l'importante dispersion de contraintes de rupture. Par ailleurs, celle de la série S_7 est moins dispersée relativement. Par contre, on a enregistré une valeur de m relativement grande pour la série S_{28} , ce qui exprime le caractère moyen de la dispersion des contraintes.

On constate encore que la contrainte de Weibull σ_0 augmente en fonction de l'âge de l'éprouvette, cela revient à l'augmentation de la contrainte moyenne de rupture en fonction de l'âge de l'éprouvette.

V.8.3.4. Les paramètres de rupture

Les paramètres de rupture (la probabilité de rupture et la densité d'activation de défauts) ont été estimés par la loi de Weibull, par la suite nous avons procédé au tracé des courbes les plus représentatives en fonction de la contrainte de rupture. Les résultats de calcul des paramètres de rupture ont été récapitulés dans les tableaux (V.45, V.46, V.47, V.48 et V.49) en annexe 5 et schématisés sur les figures (V.39, V.40, V.41, V.42 et V.43) ci-dessous.

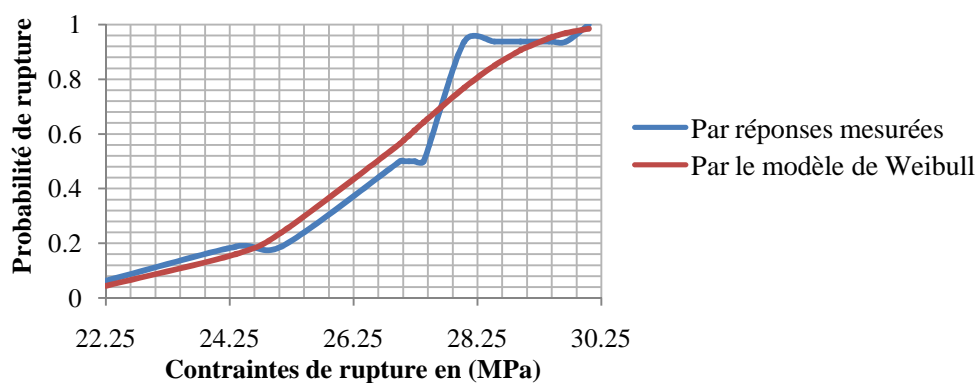


Figure V.39. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S_7

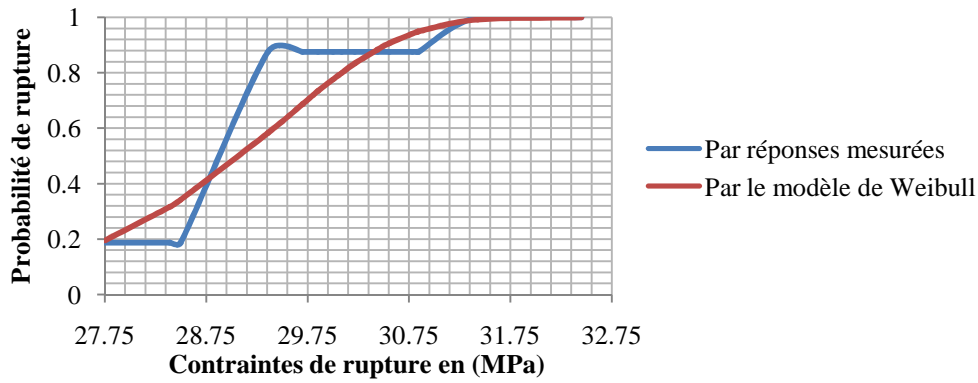


Figure V.40. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₄

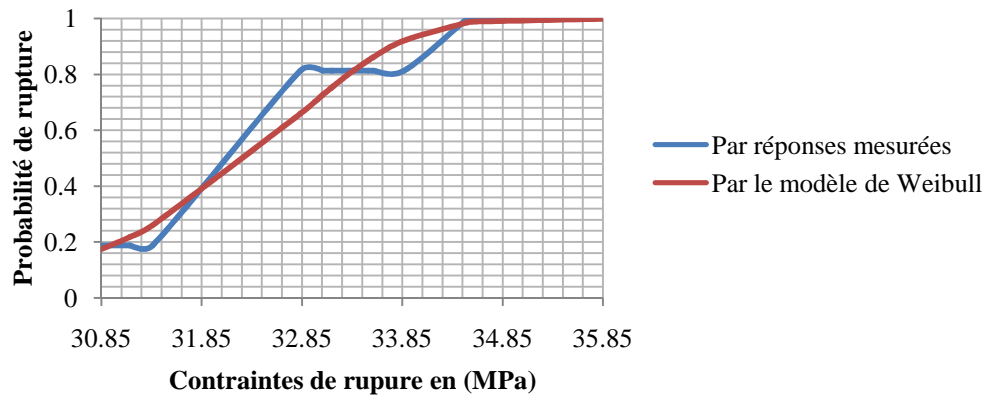


Figure V.41. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₂₈

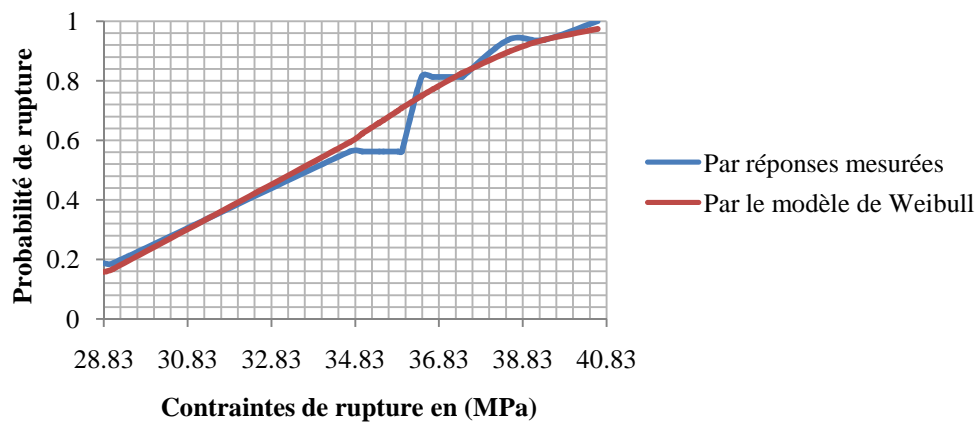


Figure V.42. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₉₀

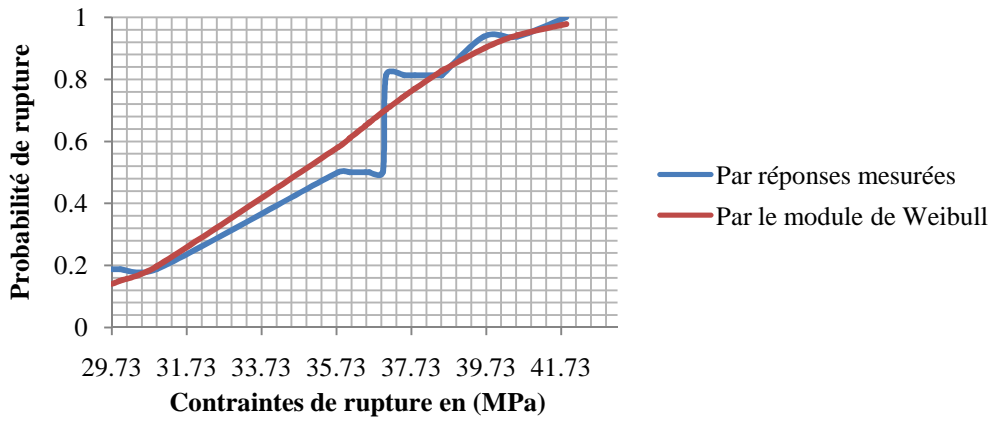


Figure V.43. Comparaison des résultats expérimentaux et ceux calculés pour la série S₁₈₀

La probabilité de rupture en fonction de la population de défauts ainsi que la densité d’activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture sont illustrées sur les figures (V.44 et V.45) respectivement.

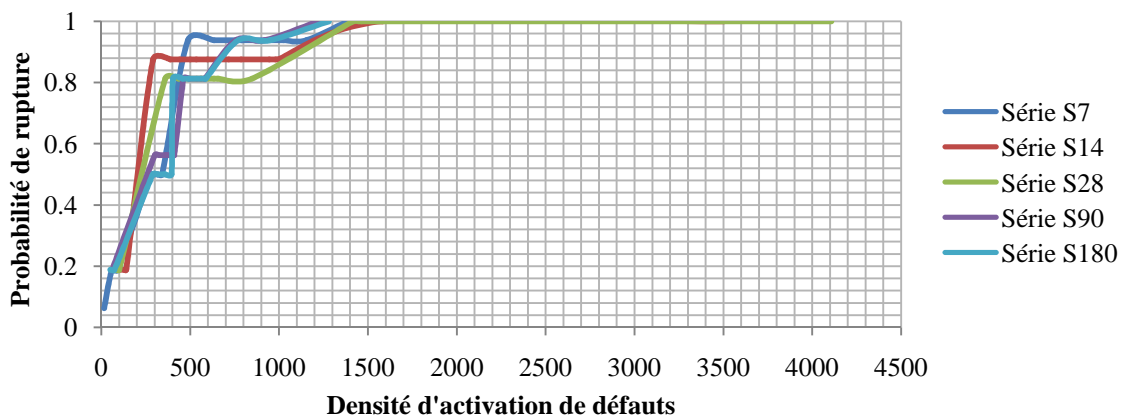


Figure V.44. Probabilité de rupture en fonction de la population de défauts

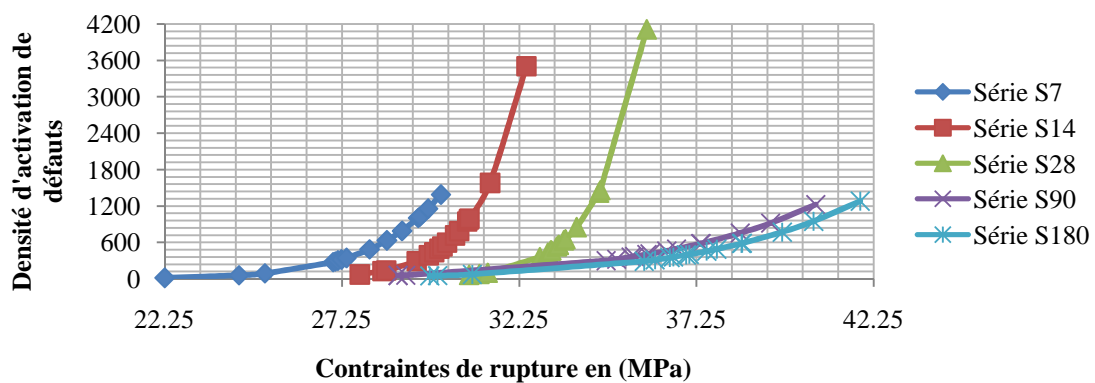


Figure V.45. La densité d’activation de défauts en fonction de la contrainte de rupture

V.8.3.5. Discussion des résultats

La comparaison des résultats obtenus au laboratoire (expérimentaux) avec ceux calculés par la loi statistique de Weibull pour chaque classe d'âge des éprouvettes prismatiques de béton (Fig. V.39–V.43), montre que ces derniers ont presque la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Cela veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes prismatiques sous un chargement donné.

La probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour les différentes séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 3 a été illustrée sur les figures (V.39–V.43). Cette présentation met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes de béton et de leurs résistances. La comparaison des résultats confirme une grande dispersion des contraintes de rupture. Cette dispersion peut être représentée par la loi de Weibull.

Selon la figure (V.45), on peut constater une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

En analysant l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture, notamment la variation de sa pente de croissance, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentées par la densité d'activation de défauts, comme il est illustré sur la figure (V.44) pour les différentes séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 3.

V.8.3.6. Probabilité de survie

La probabilité de survie pour l'ensemble des séries d'éprouvettes prismatiques d'élancement 3 a été calculée par la formule (III.12) précédente et schématisée sur la figure (V.46).

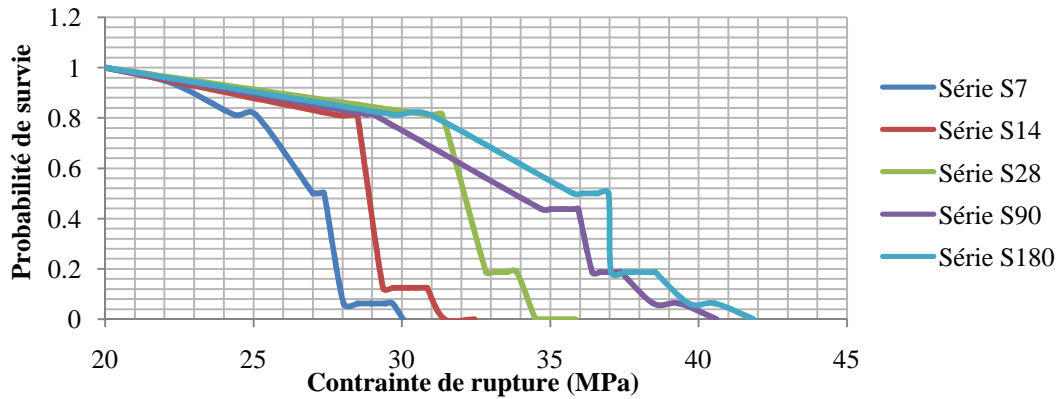


Figure V.46. Probabilité de survie en fonction de la contrainte de rupture

V.8.3.7. Interprétation des résultats

D'après le graphe de la figure (V.46), on constate que la probabilité de survie des séries S₉₀ et S₁₈₀ débutent à se décroître avant celle de la série S₂₈, ce qui peut s'expliquer par le développement ou l'apparition des nouveaux défauts.

En comparant les intervalles du décroissement de la probabilité de survie pour les cinq séries d'éprouvettes, on constate que celles des séries S₉₀ et S₁₈₀ sont les plus importantes, cela s'explique par une grande dispersion de contraintes par rapport aux autres séries.

V.9. Conclusion du chapitre

L'étude de ce chapitre a été menée dans l'objectif de montrer le caractère statistique de la variation des résistances à la compression de béton des éprouvettes prismatiques de différents élancements (1.5, 2 et 3). Les essais non destructifs (ultrason) et destructifs (écrasement) ont été effectués sur cinq séries d'éprouvettes à différents âges (7, 14, 28, 90 et 180 jours). La résistance obtenue pour chaque âge sera la moyenne arithmétique de seize (16) éprouvettes.

Le béton utilisé pour la confection des éprouvettes est formulé par la méthode de Dreux-Gorisse. Les résultats obtenus ont montrés des écarts de résistances pour toutes les classes d'âges étudiés. Ces écarts sont très importants pour les éprouvettes à jeune âge à (7 jours) pour la série S₇, Par contres les écarts diminuent avec l'avancement de l'âge des éprouvettes pour les autres classes. Cela peut être expliqué par la diminution du nombre de défauts dans les éprouvettes suite au durcissement du béton, et aussi à la variation de leur distribution dans le volume de l'éprouvette.

La représentation graphique de la probabilité de rupture en fonction de la contrainte de rupture pour les cinq séries d'éprouvettes prismatiques de différents élancements met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes du béton. Ainsi, elles confirment une grande dispersion des contraintes de rupture. Pour aboutir à un modèle qui prend en charge la quantification du taux d'écrasement des éprouvettes prismatiques on a

utilisé la méthode statistique de Weibull. Cette méthode permet de prendre en compte la dispersion des réponses mesurées lors des essais.

Les droites de régression obtenues nous fournissent les valeurs du paramètre de Weibull m pour chaque classe étudiée, tels que ce dernier est la pente de la droite. Le module de Weibull m rend compte de la dispersion des valeurs de contrainte à la rupture. Plus il est élevé, plus la dispersion est faible. La comparaison des résultats obtenus expérimentalement avec ceux calculés par le modèle de Weibull pour chaque classe d'âge montre que ces derniers ont la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Ce qui veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes prismatiques d'élancements différents sous un chargement connu.

Dans le chapitre VI qui suit, on s'intéressera à l'influence de la géométrie des corps d'épreuve sur la résistance à la compression de béton mesurée par deux techniques, la technique destructive (ultrason) et non destructive (écrasement).

**Chapitre VI : Influence de la géométrie des corps d'épreuve sur la
résistance à la compression**

VI.1. Introduction

La détermination des caractéristiques intrinsèques du béton fait en général appel à des essais expérimentaux effectués au niveau de laboratoire sur des éprouvettes répondant aux normes en vigueur, de tailles relativement faibles par rapport aux tailles réelles des structures en service ce qui devrait mener à une évaluation assez satisfaisante du comportement des ouvrages. Or, certaines caractéristiques mécaniques essentielles des structures en béton changent quand les tailles de ces structures changent. Ceci est notamment le cas pour la contrainte nominale maximale calculée en admettant un comportement linéaire. C'est le phénomène de l'effet d'échelle. Celui-ci est mis en évidence par divers types de sollicitations uni-axiales et multiaxiales sur des éprouvettes et des structures en béton de même géométrie mais de tailles différentes. Ainsi, lors d'essais expérimentaux uni-axiaux sur des éprouvettes où les sollicitations sont uniformes et homogènes, la contrainte moyenne à la rupture supportée a pratiquement tendance à diminuer (de presque 25%) quand la taille de l'échantillon augmente (Vonk, (1993)). Ce cas particulier d'effet d'échelle est aussi appelé effet d'échelle de volume. Selon (Al-Sahawneh, (2013)) l'effet des dimensions et de la forme des éprouvettes est un paramètre important dans la détermination des résistances du béton. C'est pourquoi des facteurs correctifs ont été introduits afin de comparer des résultats obtenus sur différentes éprouvettes (Kim, (2002)).

La résistance du béton est le paramètre le plus important pour apprécier sa qualité (Nivelle, (2000)). Dans l'état actuel, la méthode la plus utilisée pour contrôler la qualité du béton sur site, consiste à réaliser des essais destructifs (écrasement) sur éprouvettes prélevées lors de la réalisation des éléments structuraux. Toutefois, ces éprouvettes ne sont pas représentatives du béton de structure à cause de la différence des conditions de mise en place, de serrage et de cure, qui sont des facteurs principaux affectant la résistance du béton (Celaya, (2009)) et (Delacour, (2004)).

Afin de contourner ces problèmes, une gamme d'essais non destructifs a été développée. Ces essais offrent un moyen pratique et fiable au contrôleur du béton dans le but d'apprécier la qualité réelle du béton in situ sans affecter le comportement structural des éléments (Bin Ibrahim, (2002)).

Ce chapitre a été consacré pour l'étude de l'influence des différents corps d'épreuve sur la résistance à la compression du béton mesurée par deux techniques, celle en utilisant la technique non destructive (ultrason) et celle basée sur les essais d'écrasement (presse d'écrasement) sur les différentes éprouvettes (cylindriques (16x32) cm², cubiques de différentes arêtes (10, 15 et 20 cm) et prismatiques de différents élancements (1,5 ; 2 et 3).

VI.2. Evaluation de la masse moyenne des bétons

La masse moyenne des bétons en fonction du temps est illustrée sur la figure (VI.1) suivante :

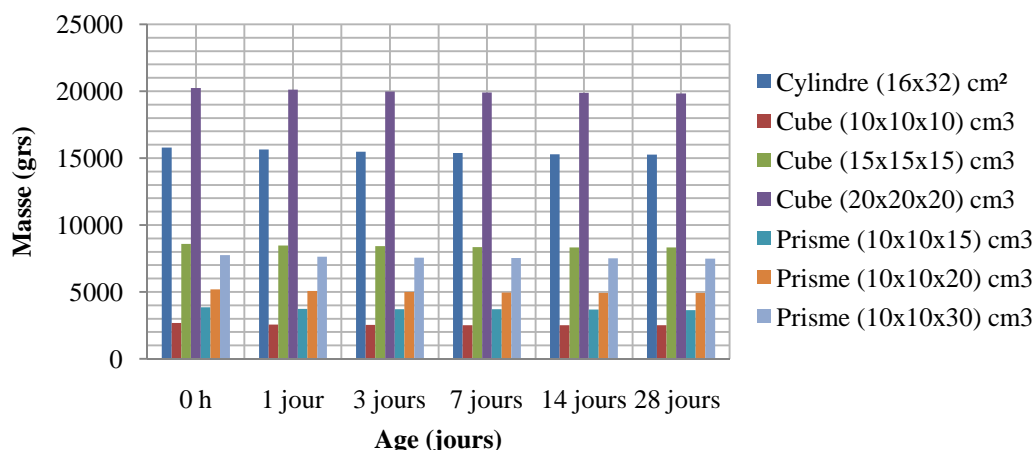


Figure VI.1. Evaluation de la masse moyenne des bétons en fonction du temps

VI.3. Evaluation de la masse volumique moyenne des bétons

La masse volumique moyenne du béton est obtenue en divisant la masse moyenne du béton par le volume de l'éprouvette. L'ensemble des résultats ont été illustrés sur la figure (VI.2).

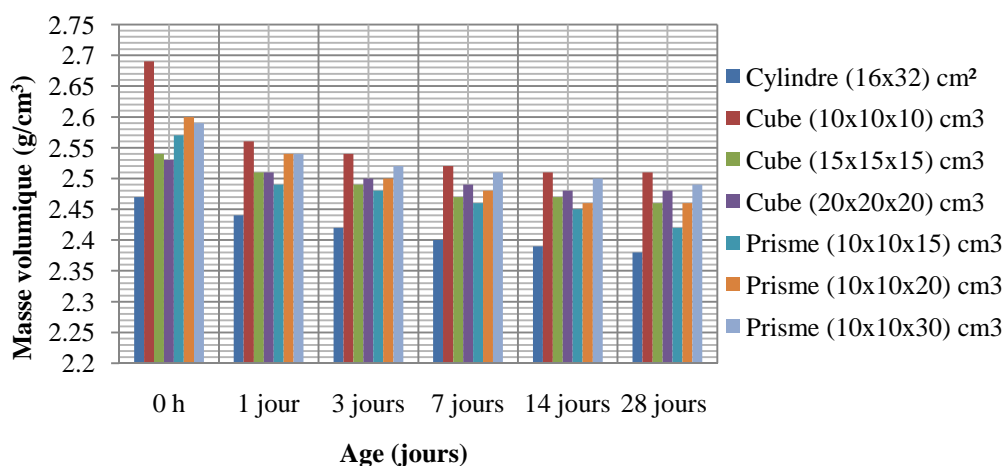


Figure VI.2. Evaluation de la masse volumique moyenne des bétons en fonction du temps

VI.4. Discussion des résultats

On constate d'après la figure (VI.2) qu'il n'y a pas de variation avérée de la masse volumique des mélanges. Les valeurs obtenues sont celles d'un béton ordinaire, elles sont en général comprises entre 2.4 et 2.8 (g/cm^3), puis à partir du 14 jours cette masse se stabilise. On remarque aussi que la masse volumique sur des cubes d'arêtes 10 cm est légèrement supérieure par rapport aux autres masses volumiques, cela peut s'expliquer par la diminution du volume du cube (l'augmentation de la masse volumique est liée à la diminution du volume du corps d'épreuve).

VI.5. Evaluation de la résistance à la compression du béton

VI.5.1. Par la technique non destructive (ultrason)

La vitesse des ultrasons a été mesurée d'une manière directe. Le système utilisé est constitué d'un générateur d'ondes ultrasonores relié à un capteur émetteur et un capteur récepteur d'une fréquence de 150 KHz (voir fig VI.3). Les capteurs sont montés de part et d'autre des surfaces opposées de l'éprouvette selon l'axe longitudinal. Un léger film est appliqué pour faire joint entre les deux surfaces parallèles pour assurer un bon contact entre les transducteurs et le béton. L'appareil calibré à l'indice $51\mu s$ permet d'enregistrer le temps de transit de l'onde.



Figure VI.3. Mesure directe de la vitesse ultrasonique

La vitesse du son dans le béton est calculée par le rapport de la longueur de l'éprouvette en mètres sur le temps en seconde indiqué par l'appareil ultrasonore. La résistance à la compression mesurée par la technique non destructive est calculée en utilisant la corrélation donnée par la formule (III.4) citée précédemment.

L'ensemble des résultats ont été illustrés sur les tableaux de l'annexe 3 et schématisés sur l'histogramme de la figure (VI.4) suivante :

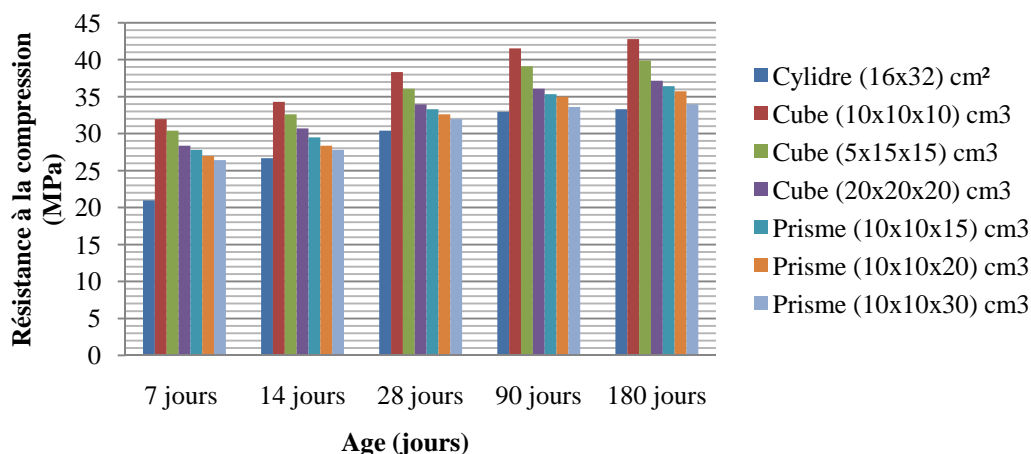


Figure VI.4. Evaluation de la résistance à la compression par ultrason sur les différents corps d'épreuve en fonction du temps

VI.5.2. Par la technique destructive (écrasement)

La résistance à la compression calculée par cette technique destructive est donnée par la formule (III.5) citée précédemment. La figure (VI.5) illustre quelques photos d'essai d'écrasement sur les différents corps d'épreuve.



Figure VI.5. Essai d'écrasement sur les différents corps d'épreuve.

L'ensemble des résultats sont schématisés sur l'histogramme de la figure (VI.6) suivante :

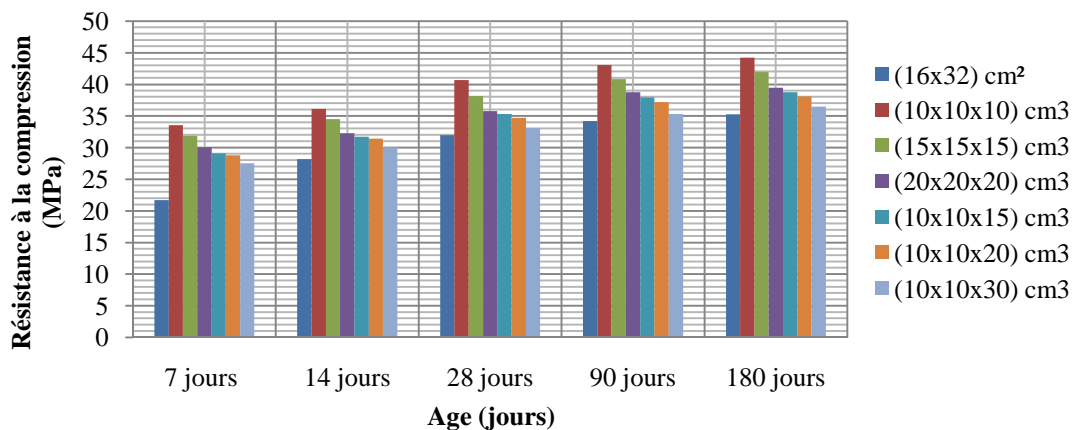


Figure VI.6. Evaluation de la résistance à la compression par écrasement sur les différents corps d'épreuve en fonction du temps

VI.6. Discussion des résultats

Les valeurs moyennes de la résistance à la compression mesurées par les deux techniques, à savoir la technique non destructive (par ultrason) et celle destructive (par écrasement) se caractérisent par une dispersion importante due principalement à l'hétérogénéité du béton ainsi qu'à la dispersion des essais mécaniques eux mêmes. Il faut noter que les éprouvettes sont nominalement non identiques dans la mesure où elles montrent un aspect aléatoire de la densité et de la distribution de la porosité en surface et au sein de leur volume et des microfissures préexistantes avant la sollicitation qui ne sont pas uniformes et qui diffèrent d'un échantillon à un autre. Une hétérogénéité de la microstructure et des compositions locales différentes d'une éprouvette à une autre sont aussi à l'origine du phénomène (Redjel, (2014)) et (Chellali, (2006)). Par ailleurs, il est à signaler que les différents corps d'épreuve possèdent rarement des caractéristiques comparables. En effet, d'une éprouvette à une autre, la densité spatiale des constituants, leur grosseur, leur orientation, leur distribution, la distribution des microfissures et des porosités préexistantes, ainsi que la densité de ces défauts ne sont pas les mêmes. Chaque éprouvette peut, par conséquent, constituer en elle même un matériau différent (Redjel, (2014)).

Le coefficient de variation pour les différents corps d'épreuve ne dépasse pas 17,04% ce qui est acceptable, cette grandeur rentre en général dans la plage tolérée pour les bétons de chantier. Comme on peut remarquer sur les histogrammes mentionnés sur les figures (VI.4 et VI.5), qu'il n'y a pas de différence significative entre les valeurs moyennes de résistances à la compression mesurées pour l'ensemble des différents corps d'épreuve par les deux techniques (nondestructive et destructive). Les rapports entre les résistances mesurées par les deux techniques ne sont pas importants et ne dépassent pas la valeur de 1,1 pour tous les corps d'épreuve utilisés. Il est à signaler que la résistance mesurée par la technique destructive est légèrement supérieure à celle mesurée par la technique nondestructive. Toutefois, ce léger écart n'est pas significatif. Les mesures obtenues par la techniques destructive (ultrason) sont satisfaisantes et sont par conséquent acceptables par les organismes du contrôle tel que le (CTC), cependant ces mesures constituent un justificatif de la qualité de béton permettant de contourner les résultats obtenus par écrasement qui ne sont pas tout le temps une crédibilité apparente. La vitesse ultrasonique mesurée sur les différents corps d'épreuve dépasse une valeur de $4,33 \cdot 10^3$ m/s pour toutes les éprouvettes, ce que veut dire que le béton réalisé possède une excellente qualité. Les valeurs moyennes de la résistance en compression à 28 jours du béton, sont respectivement de 32,004 MPa sur éprouvettes cylindriques et de 38,136 MPa sur éprouvettes cubiques. Selon la norme européenne EN 206-1 qui définit la classe du béton en fonction des résistances en compression à 28 jours sur éprouvettes cylindriques et cubiques, les résultats obtenus permettent de classer notre béton dans la classe des bétons C30/37.

VI.7. Phénomène de l'effet de volume

Les matériaux quasi-fragiles tels que les bétons sont incapables de présenter des déformations plastiques, ils cèdent selon une rupture qui est caractérisée par une zone d'élaboration et de la fissuration relativement importante, dans laquelle le matériau subit de l'endommagement distribué lié à un adoucissement, sous la forme de microfissurations (Bazant, (2003)).

A l'échelle macroscopique, deux types d'effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragiles de type béton : l'effet de volume situé à l'échelle de l'éprouvette au laboratoire, et l'effet d'échelle situé à l'échelle de la structure. L'effet d'échelle de volume existe lors de l'observation expérimentale d'une diminution de la contrainte de rupture avec l'augmentation du volume (V) de l'éprouvette d'essai soumise à une sollicitation homogène. Les expériences de compression simple sur des éprouvettes homothétiques de forme cylindriques ont prouvé l'existence d'un tel effet d'échelle. En outre, la contrainte suit une loi de puissance de volume (Kadlecek, (1973)).

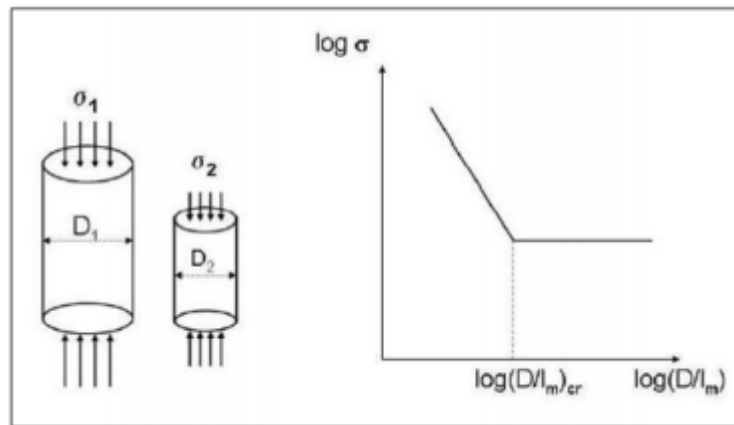


Figure VI.7. Effet d'échelle de volume selon (Kadlecek, (1973)).

L'effet d'échelle de volume est souvent lié à l'existence des défauts dans les matériaux. En effet, à cause de l'hétérogénéité du matériau, la résistance locale des éléments de matière n'est pas uniforme, mais suit une distribution aléatoire. Par conséquent, la probabilité de trouver des éléments de faible résistance croît avec la taille de l'éprouvette d'essai. De ce fait la rupture apparaîtra plus tôt quand la taille de l'éprouvette augmente (Kadlecek, (1973)). C'est en partant de ces constatations que les approches probabilistes de la rupture des matériaux de type Weibull (Weibull, (1939)) ont été développées.

Les résultats de mesure des résistances moyennes en compression et de volumes sont illustrés sur les figures (VI.8) et (VI.9).

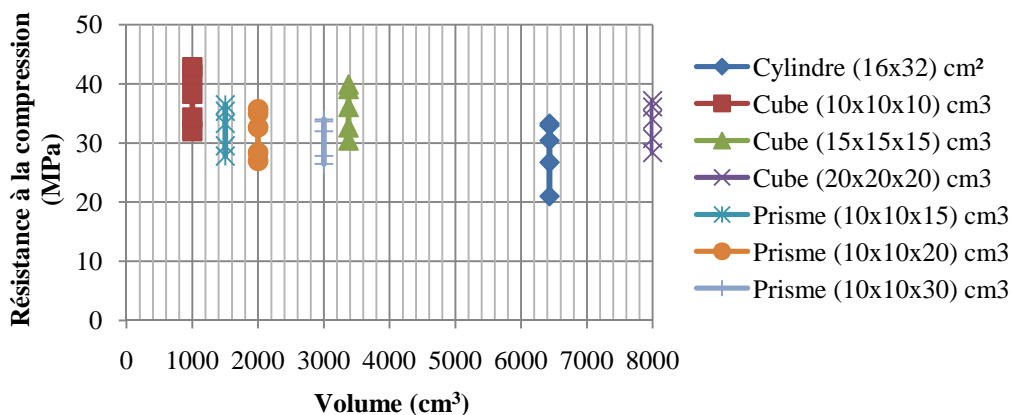


Figure VI.8. Résistance moyenne à la compression mesurée par ultrason en fonction du volume des éprouvettes

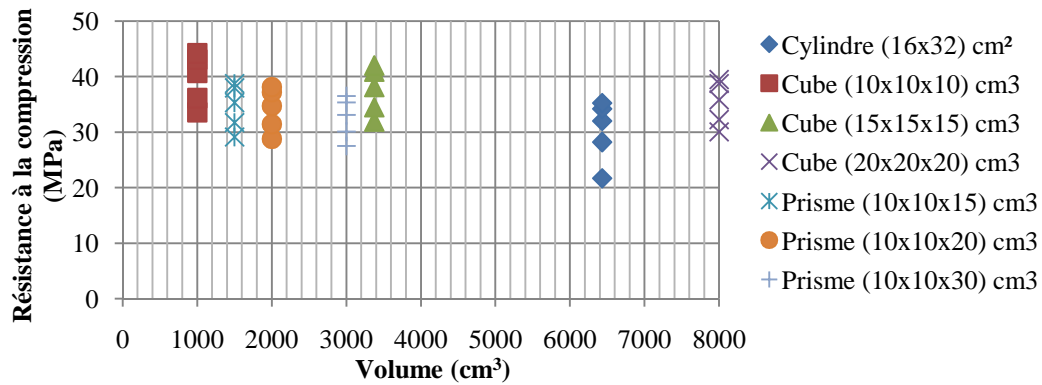


Figure VI.9. Résistance moyenne à la compression mesurée par écrasement en fonction du volume des éprouvettes

VI.8. Discussion des résultats

Il apparaît clairement que la contrainte à la rupture diminue lorsqu'augmente la taille de la structure c'est à dire du corps d'épreuve (Xavier, (2019)). Ce phénomène est illustré sur les figures (VI.8 et VI.9) dans le cas d'évaluation de la résistance à la compression sur les différentes éprouvettes. En effet, la diminution de la contrainte moyenne (σ) avec l'augmentation de volume est claire.

Il est important de pouvoir estimer à partir des essais réalisés en laboratoire sur des petits échantillons leur comportement en service. On constate donc une dépendance de la résistance à la rupture avec le volume des éprouvettes testées. Cette dépendance de la résistance à la rupture des structures avec leurs volumes est certainement aussi une conséquence de l'hypothèse du lien le plus faible qui considère que la rupture au niveau du défaut le plus critique conduit à la rupture totale. Ainsi plus le volume de l'éprouvette d'essai est important plus la probabilité de la présence d'un défaut critique augmente et par conséquent plus le niveau de la résistance à la rupture déclenchant la ruine est faible. Ceci reste une explication probabiliste de l'effet d'échelle.

Dans la limite des corps d'épreuve et des volumes utilisés, il semble que la résistance à la compression montre pas de variation significative avec l'augmentation de leur volume et a tendance à garder une valeur constante et stable. Ceci est probablement lié aux mécanismes de déformation et d'endommagement qui s'opèrent à l'échelle microscopique dans ce type de sollicitation et qui sont très complexes et difficiles à identifier.

VI.9. Effet d'arête

La figure (VI.10) illustre la variation de la résistance moyenne à la compression mesurée par les deux techniques (ultrason et écrasement) en fonction de l'arête du cube. La résistance à la compression mesurée par les deux techniques non destructive et destructive sur les cubes de différentes arêtes montre dans les deux cas de figure une diminution (réduction) croissante de la résistance avec l'augmentation de la dimension de l'arête. Ce phénomène dans le cas de l'écrasement est attribué à l'effet de fretage sur les plateaux de la presse et qui est dû au frottement à l'interface de contact qui est d'autant plus petit que la surface est grande

(Chellali, (2006)) et (Redjel, (2004)). De ce fait, le frettage devient moins important d'autant que la surface l'est aussi. Une mauvaise planéité des surfaces en contact réduit la surface non chargée ce qui engendre des résistances réduites lorsque l'arête augmente. Les éprouvettes avec un élancement ($h/d > 1$) telles que des cylindres ou des prismes donnent de plus faibles résistances à la compression que les cubes avec un élancement ($h/l = 1$). Les résistances à la compression plus élevées proviennent de l'effet de frettage plus marqué pour les éprouvettes plus compactes.

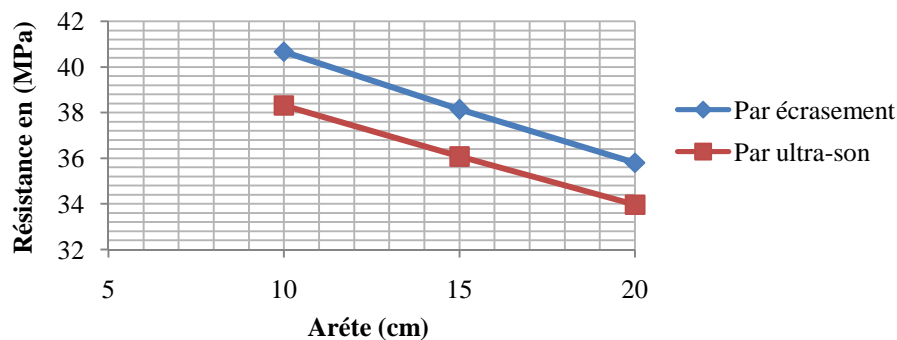


Figure VI.10. Résistance à la compression à 28 jours mesurée par le deux techniques en fonction de l'arête du cube

VI.10. Effet de l'élancement

La variation de la résistance à la compression en fonction de l'élancement des éprouvettes à base égale a été illustrée sur la figure (VI.11) suivante :

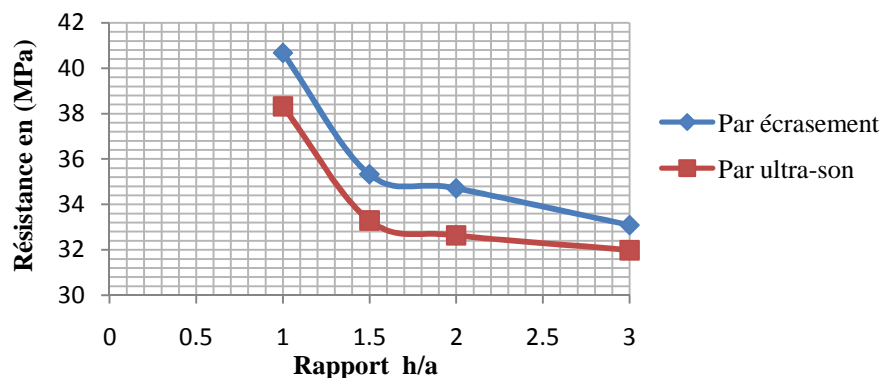


Figure VI.11. Variation de la résistance à la compression en fonction du rapport h/a

D'après la figure (VI.11), on constate que la résistance à la compression diminue rapidement avec l'augmentation du rapport (h/a) puis lentement pour se stabiliser par la suite à partir du rapport ($h/a = 2$). La résistance à la compression est influencée par l'élancement de l'éprouvette, rapport entre hauteur (h) et largeur (a), la vitesse d'augmentation de la charge, la taille de l'éprouvette par rapport au diamètre maximal du granulat et le parallélisme des plans des éprouvettes. Les éprouvettes avec un élancement ($h/d > 1$) telles que des cylindres ou des

prismes donnent de plus faibles résistances à la compression que les cubes avec un élancement ($h/a = 1$). Les résistances à la compression plus élevées proviennent de l'effet de frettage plus marqué pour les éprouvettes plus compactes. Nombreuses études rapportent qu'à partir d'un élancement de 2, l'effet du frettage n'influence pratiquement plus la résistance à la compression mesurée. Ainsi plus le volume (V) de l'éprouvette d'essai de la structure est grand, plus la probabilité de présence d'un défaut est importante et donc plus la résistance est petite : c'est l'explication probabiliste des effets d'échelle (Mirouzi, (2017)). Plusieurs études sur l'effet d'échelle obtenu sur les bétons montrent que lorsque la taille de l'éprouvette augmente de 4 à 5 fois, la résistance du béton diminue de 30 à 50 % par rapport à la valeur de référence. Cette diminution de la résistance du béton est bien en accord avec les résultats présentés dans la littérature par différents auteurs (Karihaloo, (1995)) et (Bazant & al, (2002) et (2003)). L'effet de volume, observé dans le cas des bétons s'explique par le fait que plus le volume augmente, plus la probabilité de trouver un gros défaut augmente et par conséquent plus la contrainte moyenne de rupture diminue (Hild, (1992)) et (Lamon, (1998)).

VI.11. Effet de la forme de l'éprouvette

La résistance moyenne à la compression mesurée par la technique non destructive (écrasement) en fonction des différentes géométries est illustrée par l'histogramme de la figure (VI.12). La normalisation européenne indique comme dimension des cylindres $d = 15$ cm de $H = 30$ cm. Le cylindre le plus couramment employé dont la section est de 200 cm^2 . La résistance à la compression varie suivant la taille des éprouvettes essayées. Plus celles-ci sont petites et plus les résistances sont élevées. La résistance sur cylindre d'élancement 2 (par exemple diamètre de 16 cm, hauteur de 32 cm) est plus faible de l'ordre de 20% que la résistance sur cubes de 20 cm, comme il est illustré sur la figure (VI.13). Le cylindre comme forme géométrique donne des résistances aux compressions légèrement inférieures par rapport à celles mesurées sur les cubes et les prismes.

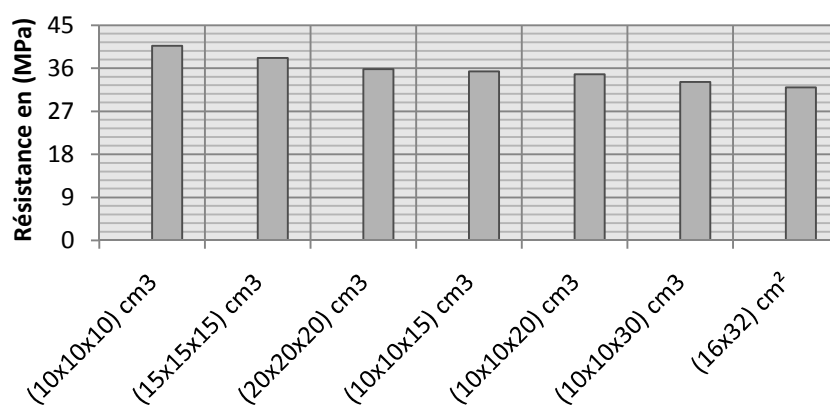


Figure VI.12. Résistance à la compression mesurée à 28 jours en fonction de différentes géométries.

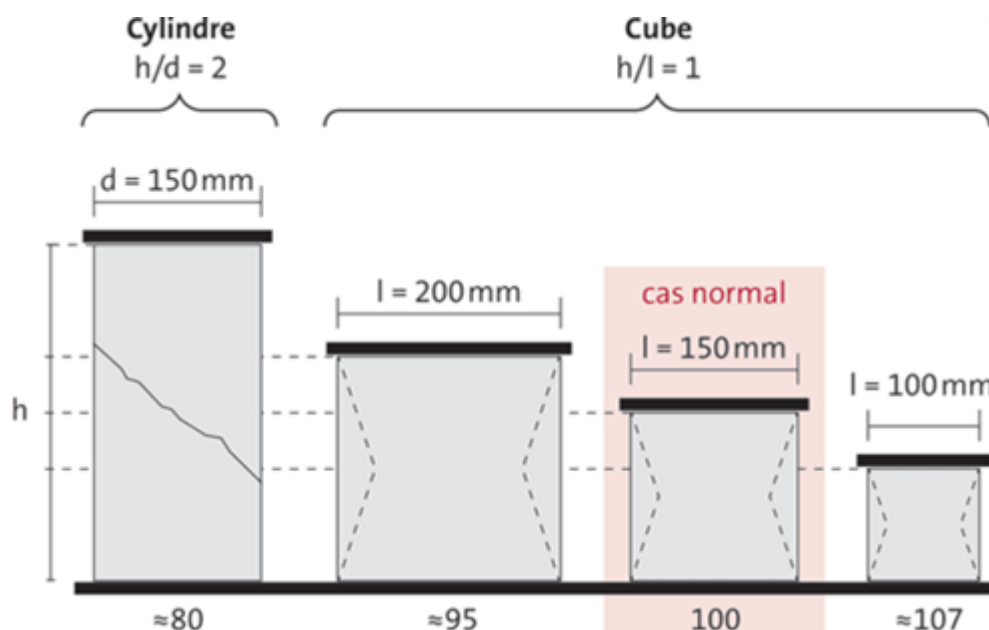


Figure VI.13. Résistance à la compression relative (%) en fonction de la forme et des dimensions de l'éprouvette

Les rapports de la résistance mesurée sur le cylindre (16x32) cm² sur la résistance mesurée sur les cubes d'arêtes (10, 15 et 20) sont respectivement 0.79, 0.84 et 0.89 selon les résultats de la littérature donnés par différentes formules empiriques (Redjel, (2004)) et (Boudjellal, (1994)), ces rapports sont situés dans la plage [0,7 et 0,9]. Selon le règlement technique des structures et ossatures CST Bat (1997) (Beinish, (2001)), ce rapport est estimé à 0.83 pour le cube d'arête 10 cm, 0.875 pour le cube d'arête 15 cm et 0.9 pour le cube d'arête 20 cm. Il semble ainsi que les différentes corrélations entre éprouvettes moulées rendent bien compte des résultats de mesure en adoptant des coefficients permettent d'établir une correspondance entre les résultats obtenus d'un type d'éprouvette vers un autre pour des essais à 28 jours. Ils sont issus de l'amendement national de la norme NF EN 206-1 et sont repris dans la norme NE EN 13369 (Règles communes pour les produits préfabriqués en béton armé). Une corrélation permet d'estimer la résistance $f_{c,cyl}(\varnothing=160)$ d'une éprouvette par rapport à la résistance sur cube d'arête 100 mm $R_{c, cube (100)}$. Elle est donnée par la relation (VI.1) suivante

$$f_{c,cyl}(\varnothing=160) = 0,9xR_{c,cube(100)} \quad (VI.1)$$

Et une autre corrélation permet d'estimer la résistance sur un cube d'arête 150 mm par rapport à la résistance sur cube d'arête 100 mm $R_{c, cube (100)}$, elle est donnée par la relation (VI.2) suivante :

$$f_{c,cub(150)} = 0,97xR_{c,cube(100)} \quad (VI.2)$$

Le rapport des résistances à la compression mesurées par les deux techniques destructive (écrasement) à celles mesurées par la technique non destructive (ultrason) est illustré dans le tableau (VI.1) et schématisé sur l'historgramme de la figure (VI.14).

Tableau VI.1. Rapport des résistances mesurées par écrasement à celles mesurées par ultrason

Eprouvette	Rapport	Eprouvette	Rapport
(16x32) cm ²	1,05	(10x10x15) cm ³	1,06
(10x10x10) cm ³	1,06	(10x10x20) cm ³	1,06
(15x15x15) cm ³	1,05	(10x10x30) cm ³	1,03
(20x20x20) cm ³	1,05	-----	-----

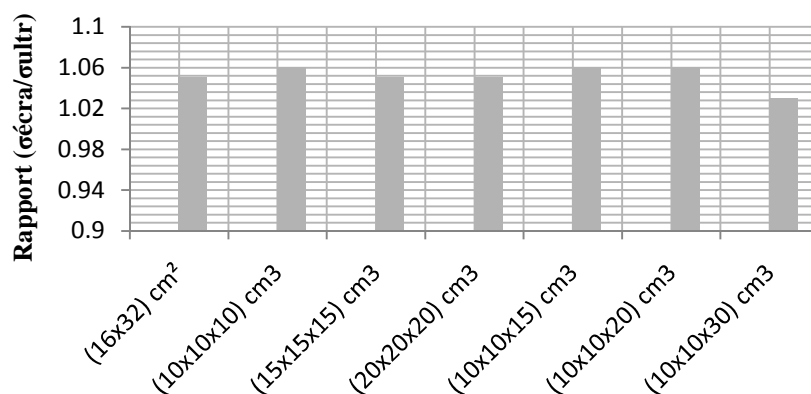


Figure VI.14. Rapport des résistances mesurées par écrasement à celles mesurées par ultrason

D'après la figure (VI.14), le rapport des résistances ne dépasse pas la valeur 1.06, on peut constater que la résistance à la compression mesurée par les deux techniques sont presque les mêmes, donc il n'y a pas de différence significative. Il est à signaler que la résistance mesurée par écrasement est légèrement supérieure à celle mesurée par ultrason, ce léger écart n'est pas significatif et il ne dépasse pas une valeur de 06 %, donc on peut dire que les deux techniques de mesure donnent des résistances à la compression similaires.

VI.12. Les modes de rupture des éprouvettes en compression

La forme de la rupture de l'éprouvette donne une information sur le déroulement de l'essai. Ainsi, la norme NF EN 12390-3 prévoit une évaluation du type de rupture obtenue. Par exemple, pour les éprouvettes cylindriques, la rupture du produit de surfacage des extrémités avant celle du béton est une rupture incorrecte.

L'obtention d'une rupture incorrecte peut être l'indice d'un mauvais positionnement de l'éprouvette sur la machine (problème de centrage), une application incorrecte de l'effort (fonctionnement de la rotule), ou une autre anomalie dans l'application du mode opératoire de l'essai. Les figures (VI.15, VI.16, VI.17 et VI.18) montrent quelques exemples des modes de rupture en sollicitation de compression.

VI.12.1. Cas du cube

Les photos de la figure (VI.15) montrent un exemple du mode de rupture des éprouvettes cubiques. En général, il est observé une rupture classique du phénomène de compression couramment rencontrée sur la géométrie cubique et qui s'opère selon des plans obliques avec formation de deux pyramides tronquées et opposées par la petite base. Ce mode de rupture est

maintenant connu est resté conditionné par les forces de frottement qui se développent entre les faces de l'éprouvette et les plateaux de la presse de compression. Ces forces de frottement dirigées à l'intérieur du cube, et freinent par conséquent l'évaluation et le développement des déformations transversales du béton comme rapporté par (Chellali, (2006)) et (Redjel,(2014)). L'influence de ces forces de frottement diminue avec la hauteur et c'est pour cette raison qu'après destruction, le cube reçoit la forme de deux pyramides tronquées par leur petite base.



Figure VI.15. Exemples du mode de rupture du cube

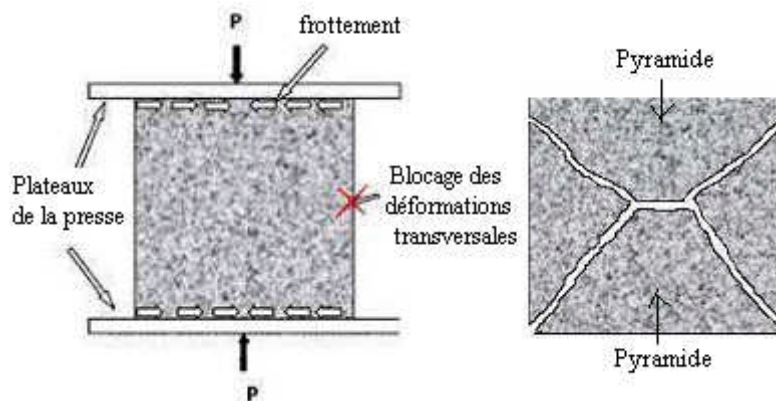


Figure VI.16. Mode de rupture pyramidal du cube

VI.12.2. Cas du cylindre

Les photos de la figure (VI.17) montrent des exemples du mode de rupture en compression du cylindre. Ce mode de rupture se caractérise par des plans de fissuration et de rupture se développent parallèlement à l'axe de l'effort de compression.



Figure VI.17. Exemples mode de rupture du cylindre

VI.12.3. Cas du prisme

Les photos de la figure (VI.18) montrent des exemples du mode de rupture en compression du prisme. Des ruptures avec des plans de fissures parallèles à l'axe de l'effort sont observées. Ce mode de rupture est similaire à celui observé sur le cylindre.



Figure VI.18. Exemples du mode de rupture du prisme

VI.13. Conclusion du chapitre

A la base de ce chapitre VI qui traite l'influence de la géométrie des corps d'épreuve sur la résistance à la compression du béton, les différents points à constater sont les suivants :

- Les essais de résistance à la compression sont caractérisés par une certaine dispersion des résultats. Celle-ci est la conséquence du caractère hétérogène du ce matériau granulaire (béton).

-La résistance moyenne à la compression du béton mesurée par les deux techniques destructive (écrasement) et non destructive (ultrason) presque la même. Il est à signaler que celle mesurée par la technique destructive est légèrement supérieure à celle mesurée par ultrason avec un léger écart, ce léger écart n'est pas significatif (il ne dépasse pas les 6 % pour tous les corps d'épreuve testés).

- la résistance à la compression de béton diminue avec l'augmentation du volume du corps d'épreuve, elle diminue encore avec l'augmentation de la dimension de l'arête du cube.

-Le cylindre comme forme géométrique donne des résistances à la compression légèrement inférieures à celles obtenues sur les cubes et prismes.

-la résistance à la compression diminue avec l'élancement de l'éprouvette puis se stabilise à partir du rapport ($h/a = 2$).

-Les modes de rupture des éprouvettes en compression différent d'une géométrie à une autre, le cube s'opère selon des plans obliques puis donne une rupture pyramidale. Le prisme et la cylindre donnent une véritable rupture avec des plans de fissures parallèles à l'axe de l'effort de compression.

Conclusion générale et perspectives

L'hétérogénéité du matériau fragile tel que le béton, favorise la présence, inévitable, de défauts dans la microstructure du béton qui sont source de variabilité des résistances. L'étude a été menée dans l'objectif de montrer le caractère statistique de la variation des résistances à la compression uniaxiale des éprouvettes de différentes géométries à savoir : cylindriques, cubiques et prismatiques.

Les essais d'écrasement ont été effectués sur cinq séries d'éprouvettes à différents âges par deux techniques de mesure, en utilisant la technique non destructive (ultrason) car l'application sur chantier de cette méthode non destructive pourra nous renseigner sur la qualité du béton et elle sera préférable pour un bon suivi de qualité – contrôle de béton d'établir des corrélations entre des essais mécaniques sur des éprouvettes coulées et conservées dans les mêmes conditions que le béton de l'ouvrage plutôt que de recourir à des carottages qui sont très difficiles à réaliser moins représentatifs et plus coûteux. Une deuxième technique utilisée est destructive (par écrasement) et selon les résultats obtenus, les deux techniques présentent presque des résultats similaires de la résistance moyenne à la compression à différents âges pour les différents corps d'épreuve. Les rapports entre les résistances mesurées par les deux techniques ne sont pas importants et ne dépassent pas la valeur de 1,1 pour tous les corps d'épreuve utilisés. Il est à signaler que la résistance à la compression donnée par la technique destructive est légèrement supérieure à celle calculée par la technique non destructive. Ce léger écart n'est pas significatif.

Les valeurs moyennes de la résistance en compression à 28 jours du béton, sont respectivement de 32,004 MPa sur éprouvettes cylindriques et de 38,136 MPa sur éprouvettes cubiques. Selon la norme européenne EN 206-1 qui définit la classe du béton en fonction des résistances en compression à 28 jours sur éprouvettes cylindriques et cubiques, les résultats obtenus permettent de classer notre béton dans la classe des bétons C30/37.

Le béton utilisé pour la confection des éprouvettes est formulé par la méthode de Dreux-Gorisse. Les résultats obtenus de la résistance moyenne à la compression par les deux techniques se caractérisent par une dispersion importante (écarts importants) pour toutes les séries à différents âges étudiés pour l'ensemble des corps d'épreuve utilisés due principalement à l'hétérogénéité du béton ainsi qu'à la dispersion des essais mécaniques eux mêmes. Ces écarts sont très importants à jeune âge (à 7 jours) pour les séries S₇, par contre les écarts diminuent avec l'avancement de l'âge des éprouvettes pour les autres séries. Cela peut être expliqué par la diminution du nombre de défauts dans les éprouvettes suite au durcissement du béton, et aussi la variation de leur distribution dans le volume de l'éprouvette.

La contrainte à la rupture diminue lorsqu'augmente la taille de la structure c'est à dire du corps d'épreuve. En effet, la diminution de la contrainte moyenne (σ) avec l'augmentation de volume est claire. On constate donc une dépendance de la résistance à la rupture avec le volume des éprouvettes testées. Cette dépendance de la résistance à la rupture des structures avec leurs volumes est certainement aussi une conséquence de l'hypothèse du lien le plus

faible qui considère que la rupture au niveau du défaut le plus critique conduit à la rupture totale. Ainsi plus le volume de l'éprouvette d'essai est important plus la probabilité de la présence d'un défaut critique augmente et par conséquent plus le niveau de la résistance à la rupture déclenchant la ruine est faible. Ceci reste une explication probabiliste de l'effet d'échelle.

La résistance moyenne à la compression mesurée par les deux techniques non destructive et destructive sur les cubes de différentes arêtes montre dans les deux cas de figure une diminution (réduction) croissante de la résistance avec l'augmentation de la dimension de l'arête. Ce phénomène dans le cas de l'écrasement est attribué à l'effet de frottement sur les plateaux de la presse et qui est dû au frottement à l'interface de contact qui est d'autant plus petit que la surface est grande.

La résistance à la compression est influencée par l'élancement de l'éprouvette. Cette résistance à la compression diminue rapidement avec l'augmentation du rapport (h/a) puis lentement pour se stabiliser par la suite à partir du rapport ($h/a = 2$). Les éprouvettes avec un élancement $h/d > 1$ telles que des cylindres ou des prismes donnent de plus faibles résistances à la compression que les cubes avec un élancement $h/a = 1$. Les résistances à la compression plus élevées proviennent de l'effet de frottement plus marqué pour les éprouvettes plus compactes.

Les rapports de la résistance mesurée sur le cylindre (16×32) cm^2 sur celle mesurée sur les cubes d'arêtes (10, 15 et 20) sont situés dans la plage [0,7 à 0,9] selon la littérature.

La représentation graphique de la probabilité de rupture en fonction de la contrainte pour les cinq séries d'éprouvettes pour les différents corps d'épreuve met en évidence le caractère probabiliste de la contrainte de rupture des éprouvettes du béton. Ainsi, elles confirment la grande dispersion des contraintes de rupture. Le fait que la distribution des défauts ayant un caractère aléatoire, la contrainte maximale atteinte possède aussi cet aspect aléatoire. Pour aboutir à un modèle qui prend en charge la quantification du taux d'écrasement des éprouvettes on a utilisé la méthode statistique de Weibull. Cette méthode permet de prendre en compte la dispersion des réponses mesurées lors des essais.

Les droites de régression obtenues nous fournissent les valeurs du paramètre de Weibull m pour chaque classe étudiée, tels que ce dernier est la pente de la droite (détermination graphique). Pour l'ensemble des séries le module de Weibull m est situé dans la plage des bétons [5 et 50]. On a enregistré une faible valeur de m pour les séries S_7 dans le cas du cylindre (16×32) cm^2 et des faibles valeurs de m pour les séries S_{180} , S_{90} et S_{90} dans le cas des cubes de différentes arêtes (10, 15 et 20 cm) et prismes de différents élancements (1.5, 2 et 3) respectivement. Par ailleurs, les séries (S_{14} dans le cas des cubes d'arêtes (15 et 20 cm) et de prisme d'élancement 2, S_{28} dans le cas des prismes d'élancements (1.5 et 3) et S_{90} dans le cas du cube d'arête 10 cm) sont moins dispersées.

La comparaison des résultats (expérimentaux) obtenus au laboratoire avec ceux calculés par la loi de Weibull pour chaque classe d'âge des éprouvettes de béton, montre que ces derniers présentent presque la même allure que ceux obtenus expérimentalement avec un léger décalage. Cela veut dire que la formule obtenue par le raisonnement suivi peut représenter la rupture des éprouvettes sous un chargement connu.

L'analyse de l'évolution de la probabilité de rupture en fonction des contraintes de rupture, notamment la variation de sa pente de croisement, peut être reliée à la corrélation entre la probabilité de rupture et la distribution des défauts représentés par la densité d'activation de défauts pour toutes les séries d'éprouvettes. On peut constater une proportionnalité entre la densité d'activation de défauts et la contrainte de rupture. Cependant, cette densité diminue avec le temps bien que la contrainte de rupture soit élevée comparativement. Cela revient à la diminution du volume et du nombre de vides en fonction du temps résultant de l'hydratation continue des grains de ciment en contact avec l'eau de conservation, et donc la diminution de nombre de défauts.

Malgré la forte dispersion observée sur les valeurs mesurées des contraintes à la rupture en compression, le modèle statistique de Weibull à deux paramètres est d'application satisfaisante et semble ainsi être adapté à la description de l'aspect probabiliste du comportement à la ruine de ce matériau hétérogène tel que le béton sous un chargement donné. Cependant, cette loi à deux paramètres du modèle de Weibull est appelée à être remplacée par celle à trois paramètres plus précise et certainement plus fiable dans la description probabiliste des phénomènes de rupture des matériaux fragiles comme le béton ce qui nécessite de faire intervenir la notion de la contrainte seuil (σ_u).

D'autre part, l'intérêt de la statistique de Weibull réside dans la facilité de prendre en compte, via cette statistique, des effets d'échelle. Plus le volume de matière augmente, plus la probabilité de rencontrer un défaut menant à la rupture est grande. Une étude future sera menée à partir de résultats expérimentaux obtenus et sur des tests de mesure de la résistance en compression selon un protocole méthodologique et expérimental mis en place à mieux comprendre les effets d'échelle et de volume dans les bétons, puis ce phénomène peut être mis en évidence à partir de la théorie statistique de Weibull utilisée pour expliquer et modéliser ce phénomène dans les matériaux fragiles.

Références bibliographiques

Abrams D.A. (1923), Scientific method of making concrete, Journal of the Society of Chemical Industry, Vol. 42, Issue 46, 16 November, pp. 1094–1098.

Achouri. S, Redjel. B, (2014) : « Étude expérimentale et analyse probabiliste du comportement à la rupture en traction de matériaux composites verre-perlon-acrylique à usage ortho-pédique ». Synthèse, Revue des Sciences et de la Technologie, éditée par l' Université Badji Mokhtar de Annaba, Algérie, Vol.29, 2014, pp. 59–76.

Aitcin, Pierre-Claude, (1999): “Does Concrete Shrink or Does it Swell?”, Concrete International, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pages 77 to 80.

Albiges. M et Coin. A, (1976) : « Résistance des matériaux appliquée » tome 1, éd. Eyrolles-Paris. Collection UTI-ITBTP.

Al-Sahawneh. E. I, (2013): « Size effect and strength correction factors for normal weight concrete specimens under uniaxial compression stress », Contemporary Engineering Sciences, Vol. 6, no, 2, pp. 57-68 Hikari Ltd.

ASTM, (2000): “Manual of Aggregate and Concrete Testing”, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pennsylvania.

ASTM C1239-00, (2005): Standard practice for reporting uniaxial strength data and estimating Weibull distribution para-meters for advanced ceramics, ASTM International, West Conshohocken (PA).

Baron J. et Lesage R. (1976), La composition du béton hydraulique, du laboratoire au chantier », Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées N°64, Décembre.

Baron. J, Ollivier. J.P, (1996) : « Les bétons bases et données pour leur formulation », Edition Eyrolles, Paris, 522 p.

Basu. B, Tiwari. D, Kundu. D and Prasad. R, (2009): “Is Weibull distribution the most appropriate statistical strength distribution for brittle materials?,” Ceram. Int., vol. 35, no. 1, pp. 237–246.

Bazant. Z. P, (2002): « Concrete fracture model: testing & practice », Engineering Fracture Mechanics, 69.

Bazant. Z. P, Qiang. Yu, Goangseupzi, (2003): « Choice of standard fracture test for concrete and its statistical evaluation », International Journal of Fracture.

Beinisch. H, Poudevigne. S, (2001) : « Eprouvettes en béton. Résistance à la compression. CERIB Mémento qualité, fiche n° 366.

Beinisch. H, Bavelard. G, (2006) : « Guide de bonnes pratiques des essais de compression sur éprouvettes », CERIB Réf. 46.E. ISSN 0249-6224.

Bergman. B, (1986): “Estimation of Weibull parameters using a weight function,” J. Mater. Sci. Lett., vol. 5, pp. 611–614.

Bermejo. R, Supancic. P and Danzer. R, (2012): “Influence of measurement uncertainties on the determination of the Weibull distribution,” J. Eur. Ceram. Soc., vol. 32, no. 2, pp. 251–255.

Bin Ibrahim A. N., Bin Ismail P., Forde M., (2002): « Guidebook on non-destructive testing of concrete structures », International Atomic Energy Agency, Vienna.

Bolomey J.C. (1925), Durcissement des mortiers et bétons, Paris : Rouge et Cie.

Boudjellal. K, (1994) : « Caractérisation physico-mécanique et étude du comportement mécanique d’un iso-béton à base d’argile expansée », Thèse de magister, Institut de Génie Civil, Université de Annaba.

Boufedah. B, (2011) : “influence de la granularité sur les caractéristiques des granulats et sur les propriétés des bétons ordinaires”, mémoire de Magister, Université Mentouri Constantine, Algérie.

Boukellouda Abdelhafid, (2010) : « Comparaison des caractéristiques mécaniques et retrait du béton en utilisant les différentes méthodes de composition du béton », mémoire de magister, Université A. MIRA, Bejaia, Algérie.

Boukellouda. A, Kheffache. T, Chelouah. N, (2020) : « Étude statistique de la variation de résistances à la compression du béton », Matériaux & Techniques 108 , 406 (2020).

Boukhelkhal Djamilia, Kenai Said, (2015) : « Détermination non destructive de la résistance du béton sur site (Scéléromètre & Ultrason) ». Rencontres Universitaires de génie Civil, Bayonne, France. hal-01167739

Bouklihacene. S. M. A, (2009) : « Contribution à l’étude de la résistance caractéristique des bétons de la région de TLEMCEN », thèse de doctorat, Université Abou Bekr BELKAID, TLEMCEN, Algérie.

Bouterfas Mustapha, (2012) : « Optimisation de la compacité du squelette granulaire », Mémoire de magister, Université ABOU BEKR BELKAID - TLEMCEN.

Brara. A, (2011) : « Évaluation de la résistance mécanique du béton de structures existantes »: revue des connaissances, Conférence paper. November 2011

Breysse Denys, (2009): «Quality of NDT Measurements and Accuracy of Physical Properties concrete », NDTCE’09.

Bungey, J.H. & Millard, S.G., (1996): Testing of Concrete in Structures, 3rd edn. Blackie Academic & Professional, an imprint of Chapman & Hall.

Calais. T, (2013) : « Propriétés mécaniques et durabilité d’un béton léger application en régions froides », Thèse, Université Laval Québec.

Caquot (1937), Le rôle des matériaux inertes dans le béton, Mémoires de la Société des Ingénieur Civils de France, pp. 562-582.

Carre. H, (1996) : « Étude du comportement à la rupture d'un matériau fragile précontraint : le verre trempé », Thèse, École Nationale des Ponts et Chaussées, France.

Celaya M., Nazarian S., Yuan D., (2009): « Comparison of field and laboratory strengths of concrete slabs », International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering, France, 2009, 6p.

Chanvillard Gilles, (1999) : « Le matériau béton: Connaissances générale », ALEAS EDITEUR.

Chellali. F & Redjel. B, (2006) : « Pratique des essais destructifs : l'essai d'écrasement du béton », Algérie-Equipement, N° 41, pp. 16-20.

Cherait Yacine et Nafa Zahredinne, (2007) : « Eléments de matériaux de construction et essais, Direction de la publication universitaire de GUELMA, Algérie.

Déborah. S, (2014) : « Étude du comportement mécanique à rupture des alumines de forte porosité : Application aux supports de catalyseurs d'hydrotraitement des résidus », Thèse, INSA de Lyon.

De Larrard Thomas, (2010) : « Variabilité des propriétés du béton : caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation », Thèse de doctorat, l'ENS Paris-Saclay.

Delacour J., Geoffray J. M., (2004) : « Résultats et recommandations du projet national CALIBÉ : La maîtrise de la qualité des bétons », Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Del Viso, J.R. Carmona, J.R. and Ruiz, G., (2008): 'Shape and size effects on the compressive strength of high strength concrete', Cement and concrete Research, 38, 386-395.

Dreux. G, Festa. J, (1995) : « Nouveau guide du béton et de ses constituants», 5^{ème} édition.

Dreux. G, Festa. J, (1997) : « Nouveau guide du béton et de ses constituants», 7^{ème} édition.

Dreux et fiesta. (1998) : « Nouveau guide du béton et de ses constituants » édition. Eyrolles.

Dreux G., Festa J., (2002) : « Nouveau guide du béton et de ses constituants », Edition Eyrolles, Paris, France.

Faury J. (1944), Le béton : Influence de ses constituants inertes - Règles à adopter pour sa meilleure composition, sa confection et son transport sur les chantiers, 3^{ème} édition, Dunod, Paris, France.

Faury. J, (1958) : « Le béton. Influence de ses constituants inertes. Règles à adopter pour sa meilleure composition», 3^{ème} édition, Dunod.

Ferdjani. A, Brara. A, (2011) : « Evaluation de la résistance mécanique du béton de structures existantes : Revue des connaissances », Le 2^{ème} Congrès International sur la Technologie et la Durabilité du Béton CITEDUB 2 les 27-29 Novembre 2011-ALGER, ALGERIE.

Féret R. (1892) : « Sur la compacité des mortiers hydrauliques », Annales des Ponts et Chaussées, série 7, Volume 4, pp. 5-164.

Fisher. R. A, (1922): “On the mathematical foundations of the theoretical statistics,” Philos. Trans. R. Soc., pp. 309–368.

Francqueville Guillaume, (2005) : « La technologie du béton ».

Folliot A., Buil M., (1982), « La structuration progressive de la pierre de ciment » (dans «Le béton hydraulique, connaissance et pratique»), Presse de l’Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Fuller W.B. et Thompson S, (1907), «The laws of proportioning concrete, Transactions of ASCE, ASCE», Volume 59, pp.67-143.

F. Micheal Bartlett and James G. Macgregor, “Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures”, Materials Journal, 1996, pp: 158-168.

Gadri. K, Guettala. A, (2015) : « Evaluation du module d’élasticité à la compression à l’aide des techniques non destructives », 22 ème congrès français de mécanique. Lyon, 24 au 28 Aout 2015.

Gallo-Curcio A., Morelli G., (2001) : « Recherche statistique paramétrique du rapport résistance-indice sclérométrique: essai de définition de la classe des bétons », Matériaux & Constructions, Vol 18, N° 103, pp. 67-73.

Galon A., (2003) : « Détermination des caractéristiques de résistance du béton d’après les mesures de propagation d’ultrasons combinées avec les données sclérométrique », J. Matériaux et Constructions, Vol. 17, N° 99, pp. 201-206.

Geoffray J.M., « Mise en œuvre», Technique de l’ingénieur, Série de béton hydraulique, C 2230.

Glandus. J. C, (1981) Thèse es sciences physiques, Université de Limoges.

Griffith. A. A, (1920): “The phenomena of rupture and flow in solids,” Philos. Trans. R. Soc. London, vol. A, pp. 163–198.

Guerrin. A et Lavour. R, (1973) :« Traité de béton armé » tome 1, éd. Dunod-4 éd. – Paris.

Hadrich Mohamed Sadok, (1998) : « Modélisation du comportement du béton auto plaçant: effet de la composition » ; mémoire de maîtrise en science appliquées spécialité : génie civil, CANADA.

- Hannachi.S, Guettache. M.N, (2011) : Le contrôle destructif des ouvrages en béton « Evaluation de la résistance du béton à la compression sur site : Application de la méthode combinée », Science & Technologie B-N°34, pp 9-14.
- Hanniche. S, (2015) : « Evaluation de la résistance à la compression du béton sur site : Application de la méthode combinée », thèse de doctorat en science, Université MENTOURI Constantine 1.
- Hansen, Torben C., and Mattock, Alan H., (1966): “Influence of Size and Shape of Member on the Shrinkage and Creep of Concrete”, Development Department Bulletin DX103, Portland Cement Association, [http://www .portcement.org/ pdf_files/DX103.pdf](http://www.portcement.org/pdf_files/DX103.pdf).
- Hild. F, (1992) : « De la rupture des matériaux à comportement fragile », Sciences de l'ingénieur [physics], Université Pierre et Marie Curie – Paris VI, Français.
- Hobbs B, Tchoketch K, (2007): « Non destructive testing techniques for the forensic engineering investigation of reinforced concrete buildings ». Forensic Sci. Int., 167(2-3): 167-172.
- Jayatilaka. A.S and Trustrun, (1977): "statistical Approach to brittle Fracture". Journal of Materials Sciences, 12, pp. 1426-1430.
- J.F. Picardat : ‘LE BETON’,Edition « brutdebeton.com ».
- Jiang. R and Murthy. D. N. P., (2011): “A study of Weibull shape parameter: Properties and significance,” Reliab. Eng. Syst. Saf., vol. 96, no. 12, pp. 1619–1626.
- Joisel A. (1952), Composition des bétons hydrauliques, Annales de l’Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 5^{ième} année, N° 58, Série : Béton, béton armé, Octobre, France.
- Jourdain Xavier, Hélène Horsin Molinaro, François Soleilhet, (2018) : « Essai destructifs sur éprouvettes en béton et acier d’armature », Ecole normale supérieure, Paris- Saclay.
- Kadlecek. V and Spetla. Z, (1973): “effet size ans shape of test specimens on the dircet tensile strength of concrete”.Bull. RILEM, 36, pp. 175-184.
- Karihaloo. B, (1995): « Fracture mechanics and structural concrete », Longman Scientific & Technical, New York, Wiley.
- Kenai S., Bahar R., (2003): « Evaluation and repair of Algiers new airport building », Cement & Concrete Composites, Vol.25, pp.633-641.
- Khodja A. B., (2010) : « Corrélation entre essais non destructifs et essais destructifs du béton à faible résistance », Mémoire de Magister, Université Hassiba Ben Bouali, Chlef, Algérie.
- Kim. J. K & Yi. S. T, (2002): « Application of size effect to compressive strength of concrete members », Sadhana, Vol, 27, Part 4, August 2002, pp. 467-484.

- Kouassi. J, (1989) : « Contribution à l'auscultation dynamique des superstructures par les mesures de la célérité et de l'atténuation des ondes planes élastiques-application au béton », Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Paris.
- Kundu. D and Raqab. M. Z., (2012): "Bayesian inference and prediction of order statistics for a Type-II censored Weibull distribution," J. Stat. Plan. Inference, vol. 142, no. 1, pp. 41–47.
- Lacroix. R, Fuentes. A, Thonier. A, (1982) : « Traité de béton armé », éd. Eyrolles-Paris.
- Lamon. J & Godin. N, (1998) : « Approche statistique probabiliste de l'endommagement et de la rupture des composites à matrice céramique » Revue des composites et des matériaux avancés, Volume 8, 1998, pp. 23-50.
- Lechani M., Medjani M., Ait Mohand H., (1997) : « Etudes statistiques au profit de la qualité de la construction en Algérie », 42 th Science Week, Damas.
- Lemaitre, J. (1992) : « Histoire des essais mécaniques », Journée "3 D au L.M.T. Cachan".
- L'Hermite, S. (1973) : « Influence & la dimension absolue sur la résistance de flexion », Annales de l'I.T.B.T.P., 309-310, pp. 39 - 41.
- Lim. W.L, McDowell. G.R, Collop. A.C, (2004): « The application of Weibull statistics to the strength of railway ballast », Granular Matter 6, 229–237.
- Lin, Y., Lai, C.,Yen, T., (2003): « Prediction of Ultrasonic Pulse Velocity (UPV) in Concrete», ACI Materials Journal, 100[1], 21- 28.
- Mauduit Damien, (2016) : « Caractérisation et modélisation probabiliste de la rupture fragile de l'AlSi CE9F et d'une alumine cofrittée pour composants embarqués à applications spatiales ». Thèse de doctorat, Université fédérale Toulouse Midi – Pyrénées.
- McDowell. G.R, Bolton. M.R, (1998): « On the micromechanics of crushable aggregates », Géotechnique 48(5), 667–679.
- Miled. K, (2005) : "Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé", Thèse de Doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Mirouzi. Ghania, (2017) : « Contribution à l'étude de formulation, de caractérisation et d'endommagement de micro-bétons de résine polyester à renfort fibreux », Thèse de doctorat 3^{ème} cycle, Université BADJI MOKHTAR-Annaba.
- Mougin. Jean-Pierre, (1992) : « Cours de b&ton armé BAEL 91, édition EYROLLES, PARIS.
- Munzer Hassan, (1994) : « Critères Découlant D'essais De Charge Pour L'évaluation Du Comportemt Des Ponts En Béton Et Pour Le Choix De La Précontrainte », thèse N° 1296 Ecole Polytechnique fédérale De Lausanne.

Nazaret. F et al., (2006) : « Caractérisation et prédiction de la sensibilité à l'effet d'échelle du béton réfractaire renforcé de fibres métalliques (BRRFM), CROMeP », École des mines d'Albi-Carmaux, France.

Neville. Adam M, (2000) : « Propriétés des bétons ». Edition Eyrolles, Paris, France.

Nguyen. N. T, Sbartai. Z. M, Breysse. D, Bos. F, (2012) : « Evaluation non destructive des bétons par des techniques de CND – apport des probabilités conditionnelles, XXe Rencontres Universitaires de génie Civil. Chambéry, 6 au 8 juin 2012.

Peterlik. H, (1995): “The validity of Weibull estimators,” J. Mater. Sci., vol. 30, no. 8, pp. 1972–1976.

Picandet. V, Khelidj. A, Bastian. G, (2001): “Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete”, Cement and Concrete Research 31.

Qasrawi H. Y., (2000): « Concrete strength by combined nondestructive methods simply and reliably predicted », Cement and Concrete Research, Vol.30, pp.739-746.

Quinn. J. B and Quinn. G. D, (2010): “A practical and systematic review of Weibull statistics for reporting strengths of dental materials”, Dent. Mater., vol. 26, no. 2, pp. 135–147.

Redjel. B, (2004) : « Mécanique des matériaux », cours DEUA 3, Département Génie Civil, Université de Annaba.

Redjel. B, Khelifi. W & Jauberthie. R, (2014) : « Mesure de la résistance à la compression du béton, influence des méthodes destructives (ecrasement) et non destructive (ultrason) et des géométries des corps d'épreuve », Revue ALGERIE EQUIPEMENT N° 53, pp. 56-64.

Redjel Bachir & Yahiaoui Mourad, : « la mesure de la résistance de béton à la traction », Revue ALGERIE EQUIPEMENT.

Regal. X, (2016) : « Caractérisation du comportement en traction du béton sous fortes sollicitations : essais de flexion trois points aux barres de Hopkinson, Autre », Thèse, Université d'Orléans, Français, NNT: ORLE2003.

Regourd M., (1982), « L'hydratation du ciment Portland », (dans «Le béton hydraulique, connaissance et pratique»), Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

Rilem, (2012): Non-destructive assessment of concrete structures; reliability and limites of single and combined techniques; state of the art and report of the RILEM technical committee 207-INR, editor: Breysse D.

Roper, Harold, (1960): “Volume Changes of Concrete Affected by Aggregate Type”, Research Department Bulletin RX123, Port-land Cement Association, http://www.portcement.org/pdf_files/RX123.pdf.

Rossi, P., Wu, X., Le Maou, F., Belloc, A., (1994): « Scale effect on concrete in tension », Materials and Structures 27, 437–444.

Sébastien. G, Jean-Loup. P, (2006) : « Le modèle de Weibull : un critère de rupture probabiliste », Université Paris-Saclay.

Seong-Tae Yi^a, Eun-Ik Yang^b, Joog-Cheol Choi^c, (2006): 'Effect of specimens sizes shapes, and placement directions on compressive strenght of concrete', Nuclear Engineering and Design, 236, 115-127.

Stanley. P, Fessler. H and Siwill. A. D, (1973): "An engineering approche to the prediction of faillure of probability of brittle components". Proc. Brit. Cer. Soc., 22, p. 453.

Steven H. Kosmatka, Beatrix Kerkhoff, William C. Panarese Normand F. MacLeod et Richard J. McGrath, (2004) : "Dosage et contrôle des mélanges de béton", SEPTIÈME ÉDITION CANADIENNE.

Suprenant, Bruce A., and Malisch, Ward R., (2000): "A New Look at Water, Slump, and Shrinkage", Concrete Construction, Addison, Illinois, pages 48 to 53.

Tebbi. O, (2005) : « Estimation des lois de fiabilité en mécanique par les essais accélérés ». PhD thesis, Université d'Angers.

Terrien, M. Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction. Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées, No. 105, 1980, pp.65-72.

Thieulot-Laure. E, «Méthode probabiliste unifiée pour la prédiction du risque de rupture en fatigue», Thèse de doctorat, Ecole normale supérieure de CACHAN- ENS Cachan, France, NNT : DENS0011, 2008

Trustrum. K and Jayatilaka, (1979): "On estimating the Weibull modulus for a brittle material," J. Mater. Sci., vol. 14, no. 3, pp. 1080–1084.

Vonk. R. A, (1993): « A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression », Heron Publication, Delft University of Technology, The Netherland, vol.38, n°3.

Vu, X. H. Caractérisation expérimentale du béton sous fort confinement : influences du degré de saturation et du rapport eau/ciment, Thèse de doctorat, Université Jopeph Fourier, Grenoble, France, 2007.

Weibull. W, (1939): "A statistical theory of the strength of materials," Proc. R. Swedish Inst. Eng. Res., vol. 151.

Weibull. W, (1939): "The Phenomenon of Rupture in Solids," Ingeniörs vetenskaps Akad. Handl, vol. 153.

Weibull. W, (1951): "A statistical distribution function of wide applicability," J. Appl. Mech.

Xavier Kubski, (2019) : « Etude des incertitudes du calcul d'une structure en béton armé au niveau de la résistance du matériau et de la modélisation », Projet de master, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.

Zanache. N et al., (2015) : « Étude statistique et caractérisation mécanique des bétons polymères sollicités en flexion », in: 22^{ème} Congrès Français de Mécanique, 24 au 28 août 2015, Lyon.

Zdiri Mustapha & Mongi Ben Ouezdou, (2007) : « Mesure et estimation du module d'élasticité du BCR Cas du faible dosage en ciment », Matériaux Sols et Structures, pp 43-48.

Références normatives

P 18-011 : Bétons- Classification des environnements agressifs, 1992.

P 18-305 : Béton- Béton prêt à l'emploi, 1996

NF P 18-451 : Béton –Essai d'affaissement, 1981

(BAEL, 1991) : Le règlement Français de calcul de béton armé aux états limites.

NF EN 206-1 (avril 2004) : Béton - Partie 1 : spécification, performances, production et conformité + Amendement A1 (avril 2005) + Amendement A2 (octobre 2005) (Indice de classement : P18-325-1).

EUROCODE 2 (2005) ; Calcul des structures en béton, EN 1992-1-1, CEN, p. 250, Oct.

AFNOR, 2001g : AFNOR (2001g). NF EN 12390-6 Essai pour béton durci, Partie 6 : Résistance à en traction par fendage d'éprouvettes.

NF P 15-301 : Liants hydrauliques, Ciments courant, Composition, spécifications et critères de conformité, juin 1994.

NF EN 196-1 : Méthodes d'essais des ciments - Partie 1 : Détermination des résistances mécaniques (indice de classement : P 15-471).

NF EN 196-3 : Méthodes d'essais des ciments - Partie 3 : Détermination du temps de prise et de la stabilité (indice de classement : P 15-473).

XP P 18-305 : Béton – Béton prêt à l'emploi, 1996.

P 18-553 : Granulats – Préparation d'un échantillon pour essai, 1990.

P 18-554 : Granulats - Mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux, 1990.

P 18-555 : Granulats – Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables, 1990.

P 18-560 : Granulats – Analyse granulométrique par tamisage, 1990.

P 18-561 : Granulats – Mesure du coefficient d'aplatissement, 1990.

P 18-572 : Granulats – Essai d'usure micro-Deval, 1990.

P 18-573 : Granulats – Essai Los Angeles, 1990.

P 18-591 : Granulats – Détermination de la propreté superficielle, 1990.

P 18-598 : Granulats – Equivalent de sable, 1991.

EN 12390-1, Essai pour béton durci – Partie 1 : Forme, dimension et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules.

EN 12390-2, Essai pour béton durci – Partie 2 : Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance.

NF EN 12390-6, Essai pour béton durci – Partie 6 : Résistance en traction par fendage d'éprouvettes, 2001.

NF P 15-433 : Méthodes d'essais des ciments – Détermination du retrait et du gonflement, 1994.

NF P 18-451 : Bétons – Essai d'affaissement, 1981.

NF P 18-353 : Adjuvant pour bétons, mortier et coulis – Mesure du pourcentage d'air occlus dans un béton frais à l'aéromètre à béton.

Annexes

Annexe A

FICHE TECHNIQUE

AIN EL KEBIRA / CEM II A CPJ 42.5

1/. COMPOSITION CHIMIQUE

ELEMENTS	TENEUR (%)
SiO ₂	21.26
Al ₂ O ₃	3.83
Fe ₂ O ₃	2.91
CaO	61.22
MgO	1.17
SO ₃	2.05
Na ₂	-
K ₂ O	-
Chlorures	-
CaO libre	0.56
Res. Insol.	2.64
P.A.F	6.24

2/. COMPOSITION MINERALOGIQUE DU CLINKER

C3S	C2S	C3A	C4AF
61.34	17.54	5.59	11.93

3/. ESSAIS PHYSIQUES

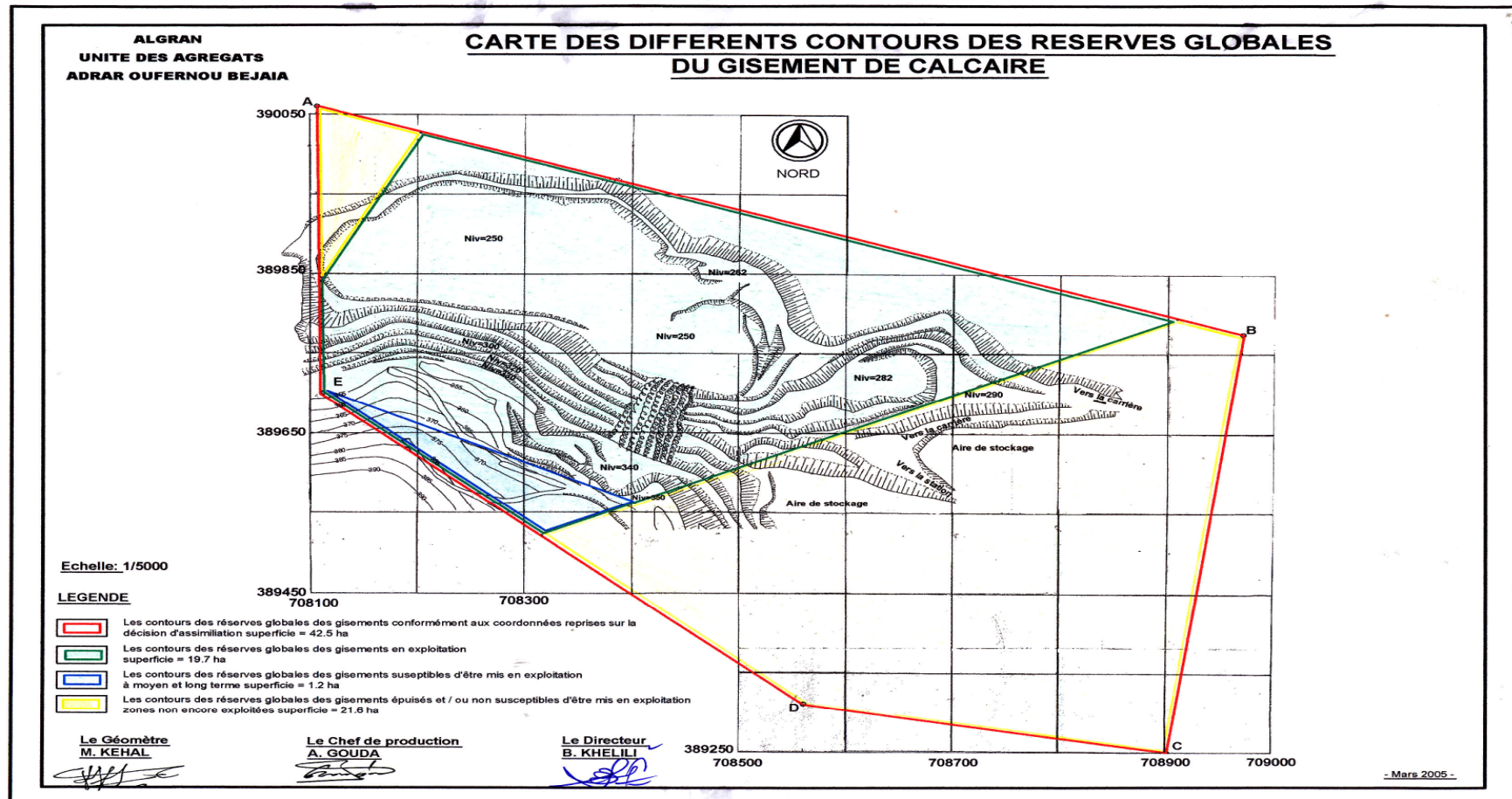
TEMPS DE PRISE	DEBUT	2h :00
	FIN	3h : 40
EXPANSION LE CHATELIER	CHAUD	2.00
	FROID	-
SURFACE SPEC.BLAINE		3301
CONSISTANCE NORMALE		26.40

4/. ESSAIS MECANIQUES

RESISTANCE A LA FLEXION (bars)	2 jours	40.0
	7 jours	57.0
	28 jours	75.0
RESISTANCE A LA COMPRESSION (bars)	2 jours	170
	7jours	300
	28 jours	442

Annexe B

Document technique de la situation géographique de la carrière ENOF A/O



Annexe 1

Tableau I.5 : Valeurs du coefficient A selon Faury

Moyens Mise en œuvre	Matériaux utilisés		
	Sable roulé Gravier roulé	Sable roulé Gravier concassé	Sable concassé Gravier concassé
Piquage damage	28	30	32
Vibration moyenne	24 à 25	27 à 28	28 à 29
Vibration poussée	23 à 24	23 à 24	23 à 24
Vibration puissante	19 à 20	19 à 21	19 à 22

Tableau I.11 : Valeurs du coefficient de compacité γ

Consistance	Serrage	Dimension D des granulats (en mm)						
		D = 5	D = 10	D=12,5	D=20	D=31,5	D = 60	D = 80
Molle	Piquage	0.750	0.780	0.795	0.805	0.810	0.815	0.820
	Vibration faible	0.755	0.785	0.800	0.810	0.815	0.820	0.825
	Vibration normale	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
Plastique	Piquage	0.760	0.790	0.805	0.815	0.820	0.825	0.830
	Vibration faible	0.765	0.795	0.810	0.820	0.825	0.830	0.835
	Vibration normale	0.770	0.800	0.815	0.825	0.830	0.835	0.840
	Vibration puissante	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
Ferme	Vibration faible	0.775	0.805	0.820	0.830	0.835	0.840	0.845
	Vibration normale	0.780	0.810	0.825	0.835	0.840	0.845	0.850
	Vibration puissante	0.785	0.815	0.830	0.840	0.845	0.850	0.855

Nota : Ces valeurs sont convenables pour des granulats roulés sinon il conviendra d'apporter les corrections suivantes :

- sable roulé et gravier concassé : -0,01 ;
- sable et gravier concassé : -0,03.

Annexe 2

Tableau II.8. Valeurs du retrait sur les prismes du béton en fonction du temps

Age des prismes	Déformation longitudinale $\varepsilon(t)$ (mm/m)						$\varepsilon(t)$ _{moyenne} (mm/m)
	R1	R2	R3	R4	R5	R6	
0 h	0	0	0	0	0	0	0,0
1 jour	70	88	140	72	80	116	94,3
2 jours	72	90	142	74	82	118	96,3
3 jours	72	90	144	74	82	118	96,7
4 jours	72	90	146	74	82	118	97,0
5 jours	72	90	148	74	82	118	97,3
6 jours	74	92	148	76	82	120	98,7
7 jours	76	92	148	76	84	120	99,3
8 jours	76	94	148	76	84	120	99,7
9 jours	78	94	148	76	84	120	100,0
10 jours	78	94	150	76	84	120	100,3
11 jours	78	94	150	76	86	120	100,7
12 jours	78	94	150	78	86	122	101,3
13 jours	78	94	150	78	86	122	101,3
14 jours	78	94	150	78	88	124	102,0
15 jours	78	96	150	80	88	124	102,7
16 jours	80	96	152	82	90	124	104,0
17 jours	80	96	152	82	92	126	104,7
18 jours	80	96	152	84	92	126	105,0
19 jours	82	98	154	84	94	128	106,7
20 jours	84	100	156	84	94	128	107,7
21 jours	86	102	158	84	96	130	109,3
22 jours	88	104	158	86	96	130	110,3
23 jours	88	104	158	86	98	130	110,7
24 jours	90	106	162	88	98	130	112,3
25 jours	90	108	162	88	98	132	113,0
26 jours	90	108	162	90	100	132	113,7

27 jours	92	108	162	90	100	132	114,0
28 jours	92	108	164	90	100	132	114,3
30 jours	92	110	164	90	100	132	114,7
45 jours	92	110	166	90	100	132	115,0
60 jours	94	110	166	90	100	132	115,3
90 jours	94	112	166	90	100	132	115,7
120 jours	96	112	166	90	100	132	116,0
150 jours	96	112	166	90	100	132	116,0
180 jours	96	112	166	90	100	132	116,0

Annexe 3

Les résistances à la compression sur des éprouvettes (16*32) cm² à 7 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	22,005	24,685	22,005	18,210	16,610	18,740	20,015	23,196
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	24,280	23,920	24,230	22,387	21,646	22,397	21,554	21,309
La moyenne = 21,700 MPa			Ecart type S = 2,304			Coeff de Variation = 10,61 %		

Les résistances à la compression sur des éprouvettes (16*32) cm² à 14 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	26.635	29.475	27.965	28.625	30.435	25.910	28.040	29.336
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	28.208	29.247	26.961	28.624	28.597	28.386	27.345	27.043
La moyenne = 28.177 MPa			Ecart type S = 1.181			Coeff de Variation = 4.191 %		

Les résistances à la compression sur des éprouvettes (16*32) cm² à 28 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	33.025	32.645	28.485	29.465	28.125	28.165	30.070	31.844
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	34.212	31.629	34.317	33.349	34.693	33.974	33.992	34.084
La moyenne = 32.004 MPa			Ecart type S = 2.395			Coeff de Variation = 7.483 %		

Les résistances à la compression sur des éprouvettes (16*32) cm² à 90 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	36.669	34.010	36.507	35.743	36.907	36.531	36.161	36.532
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	35.133	34.728	30.629	31.580	29.920	30.285	31.989	33.876
La moyenne = 34.200 MPa			Ecart type S = 2.52			Coeff de Variation = 7.368 %		

Les résistances à la compression sur des éprouvettes (16*32) cm² à 180 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	35,800	35,869	34,517	35,362	32,502	39,478	33,406	33,875
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	37,661	37,681	34,047	34,100	35,403	35,611	33,370	35,318
La moyenne = 35,250 MPa			Ecart type S = 1,829			Coeff de Variation = 5,188 %		

Tableau A : Correspondance entre les résistances caractéristiques déterminées à partir de mesures sur cylindres ou sur cubes (MPa) [NF EN 206-1, 2004]

Classe de résistance à la compression	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Résistance caractéristique minimale sur cylindres f_{ck-cyl} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50
Résistance caractéristique minimale sur cubes $f_{ck-cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60

Annexe 4

Tableau IV.1. Résistance à la compression sur les différents corps d'épreuves par ultrason à 7 jours

Corps d'épreuve	(10x10x10) cm ³	(15x15x15) cm ³	(20x20x20) cm ³	(10x10x15) cm ³	(10x10x20) cm ³	(10x10x30) cm ³
t (μs)	22,10	33,5	45,4	34,2	46,0	69,2
V (m/s)	4,52 .10 ⁻³	4,47.10 ⁻³	4,40.10 ⁻³	4,38.10 ⁻³	4,35.10 ⁻³	4,33.10 ⁻³
Rc (MPa)	31,980	30,415	28,350	27,787	26,963	26,427
S (MPa)	2,88	2,24	2,80	2,40	2,40	2,36
Coef. Variation	9,00%	7,36%	9,88%	8,63%	8,91%	8,95%

Tableau IV.2. Résistance à la compression sur les différents corps d'épreuves par ultrason à 14 jours

Corps d'épreuve	(10x10x10) cm ³	(15x15x15) cm ³	(20x20x20) cm ³	(10x10x15) cm ³	(10x10x20) cm ³	(10x10x30) cm ³
t (μs)	21,80	33,0	44,60	33,80	45,40	68,50
V (m/s)	4,59 .10 ⁻³	4,54.10 ⁻³	4,48.10 ⁻³	4,44.10 ⁻³	4,4.10 ⁻³	4,38.10 ⁻³
Rc (MPa)	34,309	32,629	30,722	29,512	28,351	27,787
S (MPa)	2,38	3,02	2,20	2,15	2,15	2,04
Coef. Variation	6,94%	9,26%	7,18%	7,28%	7,58%	7,35%

Tableau IV.3. Résistance à la compression sur les différents corps d'épreuves par ultrason à 28 jours

Corps d'épreuve	(10x10x10) cm ³	(15x15x15) cm ³	(20x20x20) cm ³	(10x10x15) cm ³	(10x10x20) cm ³	(10x10x30) cm ³
t (μs)	21,20	32,30	43,70	32,90	44,00	66,30
V (m/s)	4,7.10 ⁻³	4,64.10 ⁻³	4,58.10 ⁻³	4,56.10 ⁻³	4,54.10 ⁻³	4,52.10 ⁻³
Rc (MPa)	38,315	36,075	33,966	33,291	32,629	31,980
S (MPa)	4,68	3,38	3,15	3,13	3,08	4,76
Coef. Variation	12,23%	9,36%	9,28%	9,40%	9,44%	14,90%

Tableau IV.4. Résistance à la compression sur les différents corps d'épreuves par ultrason à 90 jours

Corps d'épreuve	(10x10x10) cm ³	(15x15x15) cm ³	(20x20x20) cm ³	(10x10x15) cm ³	(10x10x20) cm ³	(10x10x30) cm ³
t (μs)	20,90	31,80	43,10	32,50	43,40	65,60
V (m/s)	4,80 .10 ⁻³	4,72.10 ⁻³	4,64.10 ⁻³	4,62.10 ⁻³	4,61.10 ⁻³	4,57.10 ⁻³
Rc (MPa)	41,520	39,092	36,075	35,358	35,005	33,627
S (MPa)	3,76	5,95	5,45	5,55	5,58	5,73
Coef. Variation	9,06%	15,23%	15,11%	15,70%	15,95%	17,04%

Tableau IV.5. Résistance à la compression sur les différents corps d'épreuves par ultrason à 180 jours

Corps d'épreuve	(10x10x10) cm ³	(15x15x15) cm ³	(20x20x20) cm ³	(10x10x15) cm ³	(10x10x20) cm ³	(10x10x30) cm ³
t (μs)	20,80	31,60	42,80	32,20	43,20	65,50
V (m/s)	4,81 .10 ⁻³	4,74.10 ⁻³	4,67.10 ⁻³	4,65.10 ⁻³	4,63.10 ⁻³	4,58.10 ⁻³
Rc (MPa)	42,789	39,885	37,178	36,439	35,715	33,966
S (MPa)	3,88	6,07	5,62	5,72	5,70	5,79
Coef. Variation	9,07%	15,22%	15,12%	15,70%	15,95%	17,04%

Les résistances à la compression sur des cubes (10*10*10) cm³ à 7 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	33.054	33.191	34.240	33.110	33.365	35.427	36.013	35.000
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	35.957	29.803	27.180	30.670	33.053	36.655	35.276	34.875
La moyenne = 33.554 MPa			Ecart type S = 2.535			Coeff deVariation = 7.555%		

Les résistances à la compression sur des cubes (10*10*10) cm³ à 14 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	35.600	35.746	36.876	35.659	35.934	38.154	38.786	37.695
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	38.725	32.097	29.272	33.031	35.598	39.477	37.992	37.560
La moyenne = 36.137 MPa			Ecart type S = 2.735			Coeff deVariation = 7.568 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (10*10*10) cm³ à 28 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	41.963	41.480	36.194	37.439	35.737	35.787	38.208	40.462
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	43.471	40.189	43.605	42.375	44.082	43.169	43.192	43.331
La moyenne = 40.667 MPa			Ecart type S = 3.044			Coeff deVariation = 7.485 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (10*10*10) cm³ à 90 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	44.689	44.127	38.918	39.409	38.139	37.670	40.468	42.591
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	45.758	42.754	45.421	45.224	46.402	45.924	45.465	46.096
La moyenne = 43.065 MPa			Ecart type S = 3.138			Coeff deVariation = 7.286 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (10*10*10) cm³ à 180 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	38,629	39,505	40,92	40,289	38,969	48,714	43,908	47,173
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	44,076	46,825	47,837	46,623	47,522	45,654	46,871	43,821
La moyenne = 44,208 MPa			Ecart type S = 3,485			Coeff deVariation = 7,883 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (15*15*15) cm³ à 7 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	31.071	31.20	32.186	31.124	31.364	33.302	33.853	37.970
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	33.800	28.015	25.550	28.830	31.070	34.456	33.160	32.783
La moyenne = 31.858 MPa			Ecart type S = 2.865			Coeff deVariation = 8.98 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (15*15*15) cm³ à 14 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	35.453	34.06	35.342	32.520	35.435	34.573	34.540	32.681
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	36.165	34.312	35.122	37.343	31.791	34.405	34.829	33.552
La moyenne = 34.507 MPa			Ecart type S = 1.421			Coeff deVariation = 4.118 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (15*15*15) cm³ à 28 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	35,577	38,395	35,320	38,520	39,702	41,302	37,954	38,356
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	37,698	38,481	39,748	38,929	38,072	38,093	38,203	35,840
La moyenne = 38,136 MPa			Ecart type S = 1,573			Coeff deVariation = 4,124 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (15*15*15) cm³ à 90 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	41,855	45,271	40,000	42,922	37,879	40,697	41,211	42,124
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	44,284	46,737	33,200	42,995	32,955	40,667	41,169	39,659
La moyenne = 40,851 MPa			Ecart type S = 3,745			Coeff deVariation = 9,167 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (15*15*15) cm³ à 180 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	44,284	42,600	41,569	42,409	38,387	42,498	38,129	39,900
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	40,289	43,897	42,098	44,257	42,370	43,700	42,252	42,689
La moyenne = 41,958 MPa			Ecart type S = 1,894			Coeff deVariation = 4,514 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (20*20*20) cm³ à 7 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	29,204	29,484	30,550	29,502	29,544	31,204	31,852	35,691
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	31,805	26,600	24,042	27,187	29,140	32,555	31,502	30,813
La moyenne = 30,042 MPa			Ecart type S = 2,70			Coeff deVariation = 8,98 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (20*20*20) cm³ à 14 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	32,970	31,505	33,221	30,438	33,025	32,498	32,225	30,654
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	33,995	32,253	32,874	34,728	29,883	32,031	32,634	31,538
La moyenne = 32,279 MPa			Ecart type S = 1,288			Coeff deVariation = 3,99 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (20*20*20) cm³ à 28 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	35,428	35,978	37,395	36,788	35,709	35,426	35,605	33,868
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	33,406	36,129	33,130	36,054	37,319	38,865	35,562	36,131
La moyenne = 35,80 MPa			Ecart type S = 1,46			Coeff deVariation = 4,078 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (20*20*20) cm³ à 90 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	40,017	39,068	38,492	35,947	38,00	40,690	43,007	39,712
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	37,557	39,110	38,511	31,307	40,759	31,540	44,353	41,981
La moyenne = 38,753 MPa			Ecart type S = 3,541			Coeff deVariation = 9,137 %		

Les résistances à la compression sur des cubes (20*20*20) cm³ à 180 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	41,210	39,000	40,502	39,995	39,200	41,890	41,700	40,035
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	38,850	40,200	38,100	33,500	40,159	33,720	40,053	43,483
La moyenne = 39,475 MPa			Ecart type S = 2,636			Coeff deVariation = 6,677 %		

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour le cube (10x10x10) cm³

Tableau IV.7: Probabilité de rupture de la série S₇ pour les cubes d'arêtes 10 cm

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 27	0	0	0
[27 29[1	1	0,0625
[29 31[2	3	0,1875
[31 33[0	3	0,1875
[33 35[7	10	0,625
[35 37[6	16	1,000

Tableau IV.8: Probabilité de rupture de la série S₁₄ pour les cubes d'arêtes 10 cm

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 29	0	0	0
[29 31[1	1	0,0625
[31 33[1	2	0,125
[33 35[1	3	0,1875
[35 37[6	9	0,5625
[37 39[6	15	0,9375
[39 41[1	16	1,000

Tableau IV.9: Probabilité de rupture de la série S₂₈ pour les cubes d'arêtes 10 cm

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 35	0	0	0
[35 37[3	3	0,1875
[37 39[2	5	0,3125
[39 41[2	7	0,4375
[41 43[3	10	0,625
[43 45[6	16	1,000

Tableau IV.10: Probabilité de rupture de la série S₉₀ pour les cubes d'arêtes 10 cm

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 37	0	0	0
[37 39[3	3	0,1875
[39 41[2	5	0,3125
[41 43[2	7	0,4375
[43 45[2	9	0,5625
[45 47[7	16	1,000

Tableau IV.11: Probabilité de rupture de la série S₁₈₀ pour les cubes d'arêtes 10 cm

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 38	0	0	0
[38 40[3	3	0,1875
[40 42[2	5	0,3125
[42 44[2	7	0,4375

[44 46[2	9	0,5625
[46 48[6	15	0,9375
[48 50[1	16	1,000

Détermination des paramètres de Weibull pour le cube (10x10x10) cm³

Tableau IV.12 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1- P_R)]
27,180	0,0625	3,302	- 2,740
29,803	0,1875	3,395	- 1,572
30,670	0,1875	3,423	- 1,572
33,053	0,625	3,498	- 0,019
33,054	0,625	3,498	- 0,019
33,110	0,625	3,500	- 0,019
33,191	0,625	3,502	- 0,019
33,365	0,625	3,507	- 0,019
34,240	0,625	3,533	- 0,019
34,875	0,625	3,552	- 0,019
35,00	1,000	3,555	1,933
35,276	1,000	3,563	1,933
35,427	1,000	3,567	1,933
35,957	1,000	3,582	1,933
36,013	1,000	3,584	1,933
36,655	1,000	3,601	1,933

Tableau IV.13 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1- P_R)]
29,272	0,0625	3,377	- 2,740
32,097	0,125	3,469	- 2,013
33,031	0,1875	3,497	- 1,572
35,598	0,5625	3,572	- 0,190
35,600	0,5625	3,572	- 0,190
35,659	0,5625	3,574	- 0,190
35,746	0,5625	3,576	- 0,190
35,934	0,5625	3,582	- 0,190
36,876	0,5625	3,607	- 0,190
37,560	0,9375	3,626	1,020
37,695	0,9375	3,629	1,020
37,992	0,9375	3,637	1,020
38,154	0,9375	3,642	1,020
38,725	0,9375	3,656	1,020
38,786	0,9375	3,658	1,020
39,477	1,000	3,676	1,933

Tableau IV.14 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
35,737	0,1875	3,576	- 1,572
35,787	0,1875	3,577	- 1,572
36,194	0,1875	3,589	- 1,572
37,439	0,3125	3,623	- 0,982
38,208	0,3125	3,643	- 0,982
40,189	0,4375	3,693	- 0,553
40,462	0,4375	3,700	- 0,553
41,480	0,625	3,725	- 0,019
41,963	0,625	3,737	- 0,019
42,375	0,625	3,746	- 0,019
43,169	1,000	3,765	1,933
43,192	1,000	3,765	1,933
43,331	1,000	3,769	1,933
43,471	1,000	3,772	1,933
43,605	1,000	3,775	1,933
44,082	1,000	3,786	1,933

Tableau IV.15 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
37,670	0,1875	3,629	- 1,572
38,139	0,1875	3,641	- 1,572
38,918	0,1875	3,661	- 1,572
39,409	0,3125	3,674	- 0,982
40,468	0,3125	3,700	- 0,982
42,591	0,4375	3,752	- 0,553
42,754	0,4375	3,755	- 0,553
44,127	0,5625	3,787	- 0,190
44,689	0,5625	3,800	- 0,190
45,224	1,000	3,812	1,933
45,421	1,000	3,816	1,933
45,465	1,000	3,817	1,933
45,758	1,000	3,823	1,933
45,924	1,000	3,827	1,933
46,096	1,000	3,831	1,933
46,402	1,000	3,837	1,933

Tableau IV.16 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
38,629	0,1875	3,654	- 1,572
38,969	0,1875	3,663	- 1,572
39,505	0,1875	3,676	- 1,572
40,289	0,3125	3,696	- 0,982
40,920	0,3125	3,712	- 0,982
43,821	0,4375	3,780	- 0,553
43,908	0,4375	3,782	- 0,553
44,076	0,5625	3,786	- 0,190

45,645	0,5625	3,821	- 0,190
46,623	0,9375	3,842	1,020
46,825	0,9375	3,846	1,020
46,871	0,9375	3,847	1,020
47,173	0,9375	3,854	1,020
47,522	0,9375	3,861	1,020
47,837	0,9375	3,868	1,020
48,714	1,000	3,886	1,933

Les paramètres de rupture pour les cubes d'arêtes 10 cm

Tableau IV.18 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₇.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
27,180	0,0625	0,036	37,25
29,803	0,1875	0,171	187,10
30,670	0,1875	0,266	309,22
33,053	0,625	0,682	1147,16
33,054	0,625	0,683	1147,77
33,110	0,625	0,693	1182,32
33,191	0,625	0,709	1234,03
33,365	0,625	0,741	1352,42
34,240	0,625	0,881	2128,54
34,875	0,625	0,947	2936,97
35,00	1,000	0,956	3126,96
35,276	1,000	0,972	3588,29
35,427	1,000	0,979	3867,13
35,957	1,000	0,993	5016,22
36,013	1,000	0,994	5154,86
36,655	1,000	0,999	7025,29

Tableau IV.19 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₄.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
29,272	0,0625	0,039	39,48
32,097	0,125	0,154	167,08
33,031	0,1875	0,230	261,83
35,598	0,5625	0,570	845,33
35,600	0,5625	0,571	846,08
35,659	0,5625	0,580	868,83
35,746	0,5625	0,594	902,08
35,934	0,5625	0,624	979,31
36,876	0,5625	0,770	1468,63
37,560	0,9375	0,859	1958,42
37,695	0,9375	0,874	2071,61

37,992	0,9375	0,904	2342,52
38,154	0,9375	0,918	2503,93
38,725	0,9375	0,957	3159,73
38,786	0,9375	0,961	3238,58
39,477	1,000	0,986	4270,25

Tableau IV.20 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₂₈.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
35,737	0,1875	0,129	138,05
35,787	0,1875	0,132	141,45
36,194	0,1875	0,158	172,19
37,439	0,3125	0,266	310,04
38,208	0,3125	0,357	441,54
40,189	0,4375	0,655	1063,49
40,462	0,4375	0,698	1196,36
41,480	0,625	0,842	1843,00
41,963	0,625	0,895	2254,01
42,375	0,625	0,931	2671,44
43,169	1,000	0,975	3689,34
43,192	1,000	0,976	3723,67
43,331	1,000	0,980	3937,65
43,471	1,000	0,984	4164,85
43,605	1,000	0,988	4393,84
44,082	1,000	0,995	5308,98

Tableau IV.21 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₉₀.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
37,670	0,1875	0,112	119,04
38,139	0,1875	0,139	149,78
38,918	0,1875	0,196	217,98
39,409	0,3125	0,240	275,09
40,468	0,3125	0,362	450,01
42,591	0,4375	0,687	1162,43
42,754	0,4375	0,713	1247,83
44,127	0,5625	0,894	2243,58
44,689	0,5625	0,941	2837,61
45,224	1,000	0,971	3538,97
45,421	1,000	0,978	3836,30
45,465	1,000	0,980	3905,86
45,758	1,000	0,988	4400,45
45,924	1,000	0,991	4706,36
46,096	1,000	0,993	5044,50
46,402	1,000	0,997	5703,61

Tableau IV.22 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₈₀.

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
38,629	0,1875	0,148	160,21
38,969	0,1875	0,165	180,79
39,505	0,1875	0,196	218,27
40,289	0,3125	0,249	286,20
40,920	0,3125	0,298	354,61
43,821	0,4375	0,598	911,91
43,908	0,4375	0,608	937,20
44,076	0,5625	0,628	987,87
45,645	0,5625	0,798	1600,25
46,623	0,9375	0,883	2143,64
46,825	0,9375	0,897	2275,33
46,871	0,9375	0,900	2306,34
47,173	0,9375	0,919	2519,93
47,522	0,9375	0,938	2789,54
47,837	0,9375	0,953	3055,62
48,714	1,000	0,980	3925,55

Les résultats de calcul de la probabilité de rupture pour les cubes (15x15x15) cm³

Tableau IV.23: Probabilité de rupture de la série S₇.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 25	0	0	0
[25 27[1	1	0,0625
[27 29[2	3	0,1875
[29 31[0	3	0,1875
[31 33[7	10	0,625
[33 35[5	15	0,9375
[35 37[0	15	0,9375
[37 39[1	16	1,000

Tableau IV.24: Probabilité de rupture de la série S₁₄.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 31	0	0	0
[31 33[3	3	0,1875
[33 35[7	10	0,625
[35 37[5	15	0,9375
[37 39[1	16	1,000

Tableau IV.25: Probabilité de rupture de la série S₂₈.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 35	0	0	0
[35 37[3	3	0,1875
[37 39[10	13	0,8125
[39 41[2	15	0,9375
[41 43[1	16	1,000

Tableau IV.26: Probabilité de rupture de la série S₉₀.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 32	0	0	0
[32 34[2	2	0,125
[34 36[0	2	0,125
[36 38[1	3	0,1875
[38 40[1	4	0,250
[40 42[6	10	0,625
[42 44[3	13	0,8125
[44 46[2	15	0,9375
[46 48[1	16	1,000

Tableau IV.27: Probabilité de rupture de la série S₁₈₀.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 38	0	0	0
[38 40[3	3	0,1875
[40 42[2	5	0,3125
[42 44[9	14	0,875
[44 46[2	16	1,000

Les paramètres de Weibull pour les cubes d'arêtes 15 cm

Tableau IV.28 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ _R)	Probabilité de rupture (P _R)	X= ln (σ _R)	Y= ln [-ln (1-P _R)]
25,550	0,0625	3,241	- 2,740
28,015	0,1875	3,333	- 1,572
28,830	0,1875	3,361	- 1,572
31,070	0,625	3,436	- 0,019
31,071	0,625	3,436	- 0,019
31,124	0,625	3,438	- 0,019
31,200	0,625	3,440	- 0,019
31,364	0,625	3,446	- 0,019
32,186	0,625	3,471	- 0,019
32,783	0,625	3,490	- 0,019
33,160	0,9375	3,501	1,020
33,302	0,9375	3,506	1,020
33,800	0,9375	3,520	1,020
33,853	0,9375	3,522	1,020
34,456	0,9375	3,540	1,020
37,970	1,000	3,637	1,933

Tableau IV.29 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ _R)	Probabilité de rupture (P _R)	X= ln (σ _R)	Y= ln [-ln (1-P _R)]
31,791	0,1875	3,459	- 1,572
32,520	0,1875	3,482	- 1,572
32,681	0,1875	3,487	- 1,572
33,552	0,625	3,513	- 0,019
34,060	0,625	3,528	- 0,019
34,312	0,625	3,535	- 0,019

34,405	0,625	3,538	- 0,019
34,540	0,625	3,542	- 0,019
34,573	0,625	3,543	- 0,019
34,829	0,625	3,550	- 0,019
35,122	0,9375	3,559	1,020
35,342	0,9375	3,565	1,020
35,435	0,9375	3,567	1,020
35,453	0,9375	3,568	1,020
36,165	0,9375	3,588	1,020
37,343	1,000	3,620	1,933

Tableau IV.30 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
35,320	0,1875	3,564	- 1,572
35,577	0,1875	3,572	- 1,572
35,840	0,1875	3,579	- 1,572
37,698	0,8125	3,630	0,515
37,954	0,8125	3,637	0,515
38,072	0,8125	3,639	0,515
38,093	0,8125	3,640	0,515
38,203	0,8125	3,643	0,515
38,356	0,8125	3,647	0,515
38,395	0,8125	3,648	0,515
38,481	0,8125	3,650	0,515
38,520	0,8125	3,651	0,515
38,929	0,8125	3,662	0,515
39,702	0,9375	3,681	1,020
39,748	0,9375	3,682	1,020
41,302	1,000	3,721	1,933

Tableau IV.31 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
32,955	0,125	3,495	- 2,013
33,200	0,125	3,502	- 2,013
37,879	0,1875	3,634	- 1,572
39,659	0,250	3,680	- 1,246
40,000	0,625	3,689	- 0,019
40,667	0,625	3,705	- 0,019
40,697	0,625	3,706	- 0,019
41,169	0,625	3,718	- 0,019
41,211	0,625	3,719	- 0,019
41,855	0,625	3,734	- 0,019
42,124	0,8125	3,741	0,515
42,922	0,8125	3,759	0,515
42,995	0,8125	3,761	0,515
44,284	0,9375	3,791	1,020
45,271	0,9375	3,813	1,020
46,737	1,000	3,844	1,933

Tableau IV.32 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
38,129	0,1875	3,641	- 1,572
38,387	0,1875	3,648	- 1,572
39,900	0,1875	3,686	- 1,572
40,289	0,3125	3,696	0,151
41,569	0,3125	3,727	0,151
42,098	0,875	3,740	0,732
42,252	0,875	3,744	0,732
42,370	0,875	3,746	0,732
42,409	0,875	3,747	0,732
42,498	0,875	3,749	0,732
42,600	0,875	3,752	0,732
42,689	0,875	3,754	0,732
43,700	0,875	3,777	0,732
43,897	0,875	3,782	0,732
44,257	1,000	3,790	1,933
44,284	1,000	3,791	1,933

Les paramètres de rupture pour les cubes d'arêtes 15 cm

Tableau IV.34 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₇.

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
25,550	0,0625	0,065	19,85
28,015	0,1875	0,193	63,69
28,830	0,1875	0,266	91,57
31,070	0,625	0,416	159,23
31,071	0,625	0,416	159,30
31,124	0,625	0,557	241,38
31,200	0,625	0,568	248,95
31,364	0,625	0,592	266,04
32,186	0,625	0,712	369,14
32,783	0,625	0,792	465,84
33,160	0,9375	0,837	538,40
33,302	0,9375	0,853	568,32
33,800	0,9375	0,901	685,82
33,853	0,9375	0,906	699,56
34,456	0,9375	0,948	874,77
37,970	1,000	0,999	2991,17

Tableau IV.35 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₄.

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
31,791	0,1875	0,145	46,52
32,520	0,1875	0,238	80,70

32,681	0,1875	0,264	91,00
33,552	0,625	0,441	172,41
34,060	0,625	0,567	248,41
34,312	0,625	0,633	297,14
34,405	0,625	0,657	317,34
34,540	0,625	0,692	349,02
34,573	0,625	0,700	357,21
34,829	0,625	0,764	427,35
35,122	0,9375	0,829	523,83
35,342	0,9375	0,853	609,67
35,435	0,9375	0,888	649,87
35,453	0,9375	0,891	657,94
36,165	0,9375	0,973	1066,66
37,343	1,000	0,999	2324,35

Tableau IV.36: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₂₈.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
35,320	0,1875	0,198	65,27
35,577	0,1875	0,229	77,32
35,840	0,1875	0,266	91,86
37,698	0,8125	0,636	299,44
37,954	0,8125	0,694	350,77
38,072	0,8125	0,720	377,18
38,093	0,8125	0,724	382,07
38,203	0,8125	0,748	408,84
38,356	0,8125	0,780	448,75
38,395	0,8125	0,788	459,54
38,481	0,8125	0,805	484,22
38,520	0,8125	0,812	495,82
38,929	0,8125	0,882	634,70
39,702	0,9375	0,966	1005,12
39,748	0,9375	0,969	1032,70
41,302	1,000	0,999	2531,56

Tableau IV.37 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₉₀.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
32,955	0,125	0,086	26,66
33,200	0,125	0,093	28,92
37,879	0,1875	0,339	122,83
39,659	0,250	0,496	203,27
40,000	0,625	0,529	223,28
40,667	0,625	0,595	267,70
40,697	0,625	0,598	269,87

41,169	0,625	0,644	306,26
41,211	0,625	0,648	309,71
41,855	0,625	0,710	367,14
42,124	0,8125	0,735	393,87
42,922	0,8125	0,805	483,90
42,995	0,8125	0,811	493,01
44,284	0,9375	0,900	681,69
45,271	0,9375	0,947	868,17
46,737	1,000	0,984	1231,52

Tableau IV.38 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₈₀.

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
38,129	0,1875	0,186	54,56
38,387	0,1875	0,192	63,23
39,900	0,1875	0,392	147,27
40,289	0,3125	0,459	182,08
41,569	0,3125	0,704	360,86
42,098	0,875	0,799	475,82
42,252	0,875	0,824	515,38
42,370	0,875	0,842	547,79
42,409	0,875	0,848	558,92
42,498	0,875	0,861	585,15
42,600	0,875	0,875	616,64
42,689	0,875	0,887	645,44
43,700	0,875	0,974	1076,90
43,897	0,875	0,982	1188,22
44,257	1,000	0,992	1420,60
44,284	1,000	0,992	1439,67

Les probabilités de ruptures pour les cubes d'arêtes 20 cm

Tableau IV.39: Probabilité de rupture de la série S₇.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 24	0	0	0
[24 26[1	1	0,0625
[26 28[2	3	0,1875
[28 30[5	8	0,500
[30 32[6	14	0,875
[32 34[1	15	0,9375
[34 36[1	16	1,000

Tableau IV.40: Probabilité de rupture de la série S₁₄.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 29	0	0	0
[29 31[3	3	0,1875

[31 33[9	12	0,750
[33 35[4	16	1,000

Tableau IV.41: Probabilité de rupture de la série S₂₈.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 33	0	0	0
[33 35[3	3	0,1875
[35 37[10	13	0,8125
[37 39[3	16	1,000

Tableau IV.42: Probabilité de rupture de la série S₉₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 31	0	0	0
[31 33[2	2	0,125
[33 35[0	2	0,125
[35 37[1	3	0,1875
[37 39[4	7	0,4375
[39 41[6	13	0,8125
[41 43[1	14	0,875
[43 45[2	16	1,000

Tableau IV.43: Probabilité de rupture de la série S₁₈₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 33	0	0	0
[33 35[2	2	0,125
[35 37[0	2	0,125
[37 39[2	4	0,250
[39 41[8	12	0,750
[41 43[3	15	0,9375
[43 45[1	16	1,000

Les paramètres de Weibull pour les cubes d'arêtes 20 cm

Tableau IV.44 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P _R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1-P _R)]
24,042	0,0625	3,180	- 2,740
26,600	0,1875	3,281	- 1,572
27,187	0,1875	3,303	- 1,572
29,140	0,500	3,372	- 0,366
29,204	0,500	3,374	- 0,366
29,484	0,500	3,384	- 0,366
29,502	0,500	3,384	- 0,366
29,544	0,500	3,386	- 0,366
30,550	0,875	3,419	0,732
30,813	0,875	3,428	0,732
31,204	0,875	3,440	0,732
31,502	0,875	3,450	0,732
31,805	0,875	3,460	0,732
31,852	0,875	3,461	0,732
32,555	0,9375	3,483	1,020
35,691	1,000	3,575	1,933

Tableau IV.45 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1- P_R)]
29,883	0,1875	3,397	- 1,572
30,438	0,1875	3,416	- 1,572
30,654	0,1875	3,423	- 1,572
31,505	0,750	3,450	0,327
31,538	0,750	3,451	0,327
32,031	0,750	3,467	0,327
32,225	0,750	3,473	0,327
32,253	0,750	3,474	0,327
32,498	0,750	3,481	0,327
32,634	0,750	3,485	0,327
32,874	0,750	3,493	0,327
32,970	0,750	3,496	0,327
33,025	1,000	3,497	1,933
33,221	1,000	3,503	1,933
33,995	1,000	3,526	1,933
34,728	1,000	3,547	1,933

Tableau IV.46 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1- P_R)]
33,130	0,1875	3,500	- 1,572
33,406	0,1875	3,509	- 1,572
33,868	0,1875	3,522	- 1,572
35,426	0,8125	3,567	0,515
35,428	0,8125	3,567	0,515
35,562	0,8125	3,571	0,515
35,605	0,8125	3,572	0,515
35,709	0,8125	3,575	0,515
35,978	0,8125	3,583	0,515
36,054	0,8125	3,585	0,515
36,129	0,8125	3,587	0,515
36,131	0,8125	3,587	0,515
36,788	0,8125	3,605	0,515
37,319	1,000	3,619	1,933
37,395	1,000	3,621	1,933
38,865	1,000	3,660	1,933

Tableau IV.47: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	X= ln (σ_R)	Y= ln [-ln (1- P_R)]
31,307	0,125	3,444	- 2,013
31,540	0,125	3,451	- 2,013
35,947	0,4375	3,582	- 0,553
37,557	0,4375	3,626	- 0,553
38,00	0,4375	3,637	- 0,553
38,492	0,4375	3,650	- 0,553
38,511	0,4375	3,651	- 0,553
39,068	0,8125	3,665	0,515
39,110	0,8125	3,666	0,515
39,712	0,8125	3,682	0,515

40,017	0,8125	3,689	0,515
40,690	0,8125	3,706	0,515
40,759	0,8125	3,708	0,515
41,981	0,875	3,737	0,732
43,007	1,000	3,761	1,933
44,353	1,000	3,792	1,933

Tableau IV.48 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
33,500	0,125	3,511	- 2,013
33,720	0,125	3,518	- 2,013
38,100	0,250	3,640	- 1,246
38,850	0,250	3,660	- 1,246
39,000	0,750	3,663	0,327
39,200	0,750	3,669	0,327
39,995	0,750	3,689	0,327
40,035	0,750	3,689	0,327
40,053	0,750	3,690	0,327
40,159	0,750	3,693	0,327
40,200	0,750	3,694	0,327
40,502	0,750	3,701	0,327
41,210	0,9375	3,719	1,020
41,700	0,9375	3,730	1,020
41,890	0,9375	3,735	1,020
43,483	1,000	3,772	1,933

Les paramètres de rupture pour les cubes d'arêtes 20 cm

Tableau IV.50 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₇.

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
24,042	0,0625	0,057	07,31
26,600	0,1875	0,192	26,68
27,187	0,1875	0,246	35,28
29,140	0,500	0,496	85,74
29,204	0,500	0,506	88,18
29,484	0,500	0,549	99,64
29,502	0,500	0,552	100,42
29,544	0,500	0,559	102,26
30,550	0,875	0,715	156,98
30,813	0,875	0,754	175,19
31,204	0,875	0,807	205,88
31,502	0,875	0,844	232,51
31,805	0,875	0,878	262,82
31,852	0,875	0,883	267,84
32,555	0,9375	0,941	354,18
35,691	1,000	0,999	1149,40

Tableau IV.51 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₄.

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
29,883	0,1875	0,164	22,48
30,438	0,1875	0,256	37,06
30,654	0,1875	0,302	44,91
31,505	0,750	0,530	94,50
31,538	0,750	0,540	97,23
32,031	0,750	0,694	148,19
32,225	0,750	0,753	174,61
32,253	0,750	0,761	178,78
32,498	0,750	0,827	219,59
32,634	0,750	0,860	245,97
32,874	0,750	0,909	300,16
32,970	0,750	0,926	324,91
33,025	1,000	0,934	339,96
33,221	1,000	0,959	399,25
33,995	1,000	0,997	746,47
34,728	1,000	0,999	1332,71

Tableau IV.52 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₂₈.

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
33,130	0,1875	0,186	25,79
33,406	0,1875	0,225	31,93
33,868	0,1875	0,305	45,47
35,426	0,8125	0,686	144,72
35,428	0,8125	0,686	144,92
35,562	0,8125	0,721	159,72
35,605	0,8125	0,732	164,76
35,709	0,8125	0,758	177,61
35,978	0,8125	0,821	215,45
36,054	0,8125	0,838	227,48
36,129	0,8125	0,853	239,98
36,131	0,8125	0,854	240,32
36,788	0,8125	0,953	382,16
37,319	1,000	0,988	552,64
37,395	1,000	0,990	582,35
38,865	1,000	0,999	1571,10

Tableau IV.53 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₉₀.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
31,307	0,125	0,097	12,73
31,540	0,125	0,105	13,83
35,947	0,4375	0,381	59,92
37,557	0,4375	0,543	97,92
38,000	0,4375	0,591	111,68
38,492	0,4375	0,644	129,00
38,511	0,4375	0,646	129,71
39,068	0,8125	0,704	152,37
39,110	0,8125	0,709	154,22
39,712	0,8125	0,769	183,02
40,017	0,8125	0,797	199,41
40,690	0,8125	0,854	240,40
40,759	0,8125	0,859	245,01
41,981	0,875	0,935	341,20
43,007	1,000	0,972	447,26
44,353	1,000	0,994	631,82

Tableau IV.54 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₈₀.

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
33,500	0,125	0,089	11,65
33,720	0,125	0,098	12,84
38,100	0,250	0,469	79,13
38,850	0,250	0,571	105,78
39,000	0,750	0,592	112,03
39,200	0,750	0,620	120,89
39,995	0,750	0,729	163,02
40,035	0,750	0,734	165,47
40,053	0,750	0,736	166,58
40,159	0,750	0,750	173,26
40,200	0,750	0,755	175,92
40,502	0,750	0,793	196,65
41,210	0,9375	0,869	254,55
41,700	0,9375	0,912	303,53
41,890	0,9375	0,926	324,79
43,483	1,000	0,989	566,18

Annexe 5

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*15) cm³ à 7 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	28,584	28,797	29,611	28,678	28,823	30,571	31,144	31,620
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	31,096	25,913	23,480	26,523	28,584	31,733	30,507	30,127
La moyenne = 29,112 MPa			Ecart type S = 2,252			Coeff de Variation = 7,735 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*15) cm³ à 14 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	33,272	31,532	32,312	34,355	29,279	31,652	32,007	30,884
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	32,616	31,335	32,347	29,885	32,529	31,772	31,673	30,066
La moyenne = 31,719 MPa			Ecart type S = 1,30			Coeff de Variation = 4,098 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*15) cm³ à 28 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	35,479	35,145	37,997	36,843	35,438	32,847	35,553	33,051
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	34,795	35,671	36,965	36,398	35,368	35,236	35,452	32,972
La moyenne = 35,325 MPa			Ecart type S = 1,446			Coeff de Variation = 4,093 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*15) cm³ à 90 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	38,925	42,011	37,160	39,960	35,189	37,929	38,243	39,175
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	41,095	43,325	30,876	40,028	30,615	37,820	38,246	36,902
La moyenne = 37,968 MPa			Ecart type S = 3,47			Coeff de Variation = 9,14 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*15) cm³ à 180 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	39,205	42,200	36,960	39,000	36,190	38,900	38,003	38,100
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	39,195	42,120	38,876	39,300	38,615	36,920	37,460	38,800
La moyenne = 38,740 MPa			Ecart type S = 1,630			Coeff de Variation = 4,21 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*20) cm³ à 7 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	28,273	25,493	28,322	29,353	28,509	31,389	30,094	30,940
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	30,724	28,423	23,403	28,240	26,235	30,404	30,109	30,907
La moyenne = 28,801 MPa			Ecart type S = 2,213			Coeff de Variation = 7,683 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*20) cm³ à 14 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	32,982	31,223	31,996	33,944	28,929	31,342	31,659	30,599
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	32,262	31,096	32,125	29,723	32,529	31,461	31,396	29,772
La moyenne = 31,439 MPa			Ecart type S = 1,294			Coeff de Variation = 4,115 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*20) cm³ à 28 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	32,375	34,901	32,105	35,014	36,128	37,626	34,576	34,980
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	34,305	35,017	36,130	35,425	34,645	34,702	34,726	32,686
La moyenne = 34,708 MPa			Ecart type S = 1,432			Coeff de Variation = 4,125 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*20) cm³ à 90 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	38,213	41,151	36,360	39,059	34,469	37,074	37,584	38,290
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	40,431	42,483	30,212	39,297	29,989	36,966	37,587	36,089
La moyenne = 37,203 MPa			Ecart type S = 3,416			Coeff de Variation = 9,182 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*20) cm³ à 180 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	36,826	38,354	37,720	31,714	40,100	32,541	43,350	41,256
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	39,000	42,000	37,102	39,856	35,172	37,831	38,351	39,071
La moyenne = 38,104 MPa			Ecart type S = 2,755			Coeff de Variation = 7,23 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*30) cm³ à 7 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	29,406	24,345	22,254	25,079	27,062	30,045	28,948	28,521
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	27,000	27,237	28,034	27,140	27,380	28,939	29,452	29,682
La moyenne = 27,532 MPa			Ecart type S = 2,142			Coeff de Variation = 7,78 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*30) cm³ à 14 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	30,844	29,700	30,782	28,390	30,828	30,216	30,084	28,497
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	31,427	29,851	30,556	32,451	27,753	30,00	30,440	29,358
La moyenne = 30,073 MPa			Ecart type S = 1,197			Coeff de Variation = 3,98 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*30) cm³ à 28 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	33,369	33,058	35,850	34,501	33,512	30,834	33,365	31,129
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	32,835	33,555	34,541	33,868	33,160	33,140	33,313	31,360
La moyenne = 33,086 MPa			Ecart type S = 3,247			Coeff de Variation = 9,813 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*30) cm³ à 90 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	34,701	35,940	35,502	28,835	37,362	29,050	40,614	38,482
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	36,413	39,340	35,00	37,385	28,835	35,406	35,853	36,690
La moyenne = 35,338 MPa			Ecart type S = 3,561			Coeff de Variation = 10,07 %		

Les résistances à la compression sur des prismes (10*10*30) cm³ à 180 jours

Eprouvette	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8
Fc (MPa)	39,672	41,870	29,948	38,517	30,927	36,600	37,051	35,774
Eprouvette	D9	D10	D11	D12	D13	D14	D15	D16
Fc (MPa)	37,825	40,557	36,962	36,501	29,727	38,541	36,082	37,539
La moyenne = 36,506 MPa			Ecart type S = 3,638			Coeff de Variation = 9,965 %		

Calcul de la probabilité de rupture pour les prismes (10x10x15) cm³

Tableau V.2 : Probabilité de rupture de la série S₇.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 23	0	0	0
[23 25[1	1	0,0625
[25 27[2	3	0,1875
[27 29[5	8	0,500
[29 31[4	12	0,750
[31 33[4	16	1,000

Tableau V.3: Probabilité de rupture de la série S₁₄

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 29	0	0	0
[29 31[4	4	0,250
[31 33[10	14	0,875
[33 35[2	16	1,000

Tableau V.4: Probabilité de rupture de la série S₂₈

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 32	0	0	0
[32 34[3	3	0,1875
[34 36[9	12	0,750
[36 38[4	16	1,000

Tableau V.5: Probabilité de rupture de la série S₉₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 30	0	0	0
[30 32[2	2	0,125
[32 34[0	2	0,125
[34 36[1	3	0,1875
[36 38[4	7	0,4375
[38 40[5	12	0,750
[40 42[2	14	0,875
[42 44[2	16	1,000

Tableau V.6: Probabilité de rupture de la série S₁₈₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 36	0	0	0
[36 38[4	4	0,250
[38 40[10	14	0,875
[40 42[0	14	0,875
[42 44[2	16	1,000

Les paramètres de Weibull pour les prismes (10x10x15) cm³

Tableau V.7: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
23,480	0,0625	3,156	- 2,740
25,913	0,1875	3,255	- 1,572
26,523	0,1875	3,278	- 1,572
28,584	0,500	3,353	- 0,366
28,584	0,500	3,353	- 0,366
28,678	0,500	3,356	- 0,366
28,797	0,500	3,360	- 0,366
28,823	0,500	3,361	- 0,366
29,611	0,750	3,388	0,327
30,127	0,750	3,405	0,327
30,507	0,750	3,418	0,327
30,571	0,750	3,420	0,327
31,096	1,000	3,437	1,933
31,144	1,000	3,439	1,933
31,620	1,000	3,454	1,933
31,733	1,000	3,457	1,933

Tableau V.8: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
29,279	0,250	3,377	- 1,246
29,885	0,250	3,397	- 1,246
30,066	0,250	3,403	- 1,246
30,884	0,250	3,430	- 1,246
31,335	0,875	3,445	0,732
31,532	0,875	3,451	0,732
31,652	0,875	3,455	0,732
31,673	0,875	3,455	0,732
31,772	0,875	3,458	0,732
32,007	0,875	3,466	0,732
32,312	0,875	3,475	0,732
32,347	0,875	3,476	0,732
32,529	0,875	3,482	0,732
32,616	0,875	3,485	0,732
33,272	1,000	3,505	1,933
34,355	1,000	3,537	1,933

Tableau V.9: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
32,847	0,1875	3,492	- 1,572
32,972	0,1875	3,496	- 1,572
33,051	0,1875	3,498	- 1,572
34,795	0,750	3,549	0,327
35,145	0,750	3,559	0,327
35,236	0,750	3,562	0,327
35,368	0,750	3,566	0,327

35,438	0,750	3,568	0,327
35,452	0,750	3,568	0,327
35,479	0,750	3,569	0,327
35,553	0,750	3,571	0,327
35,671	0,750	3,574	0,327
36,398	1,000	3,594	1,933
36,843	1,000	3,607	1,933
36,965	1,000	3,610	1,933
37,997	1,000	3,637	1,933

Tableau V.10: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_{90}

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
30,615	0,125	3,421	- 2,013
30,876	0,125	3,430	- 2,013
35,189	0,1875	3,561	- 1,572
36,902	0,4375	3,608	- 0,553
37,160	0,4375	3,615	- 0,553
37,820	0,4375	3,633	- 0,553
37,929	0,4375	3,636	- 0,553
38,243	0,750	3,644	0,327
38,246	0,750	3,644	0,327
38,925	0,750	3,662	0,327
39,175	0,750	3,668	0,327
39,960	0,750	3,688	0,327
40,028	0,875	3,689	0,732
41,095	0,875	3,716	0,732
42,011	1,000	3,738	1,933
43,325	1,000	3,769	1,933

Tableau V.11: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_{180}

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
36,190	0,250	3,589	- 1,246
36,920	0,250	3,609	- 1,246
36,960	0,250	3,610	- 1,246
37,460	0,250	3,623	- 1,246
38,003	0,875	3,638	0,732
38,100	0,875	3,640	0,732
38,615	0,875	3,654	0,732
38,800	0,875	3,658	0,732
38,876	0,875	3,660	0,732
38,900	0,875	3,661	0,732
39,000	0,875	3,663	0,732
39,195	0,875	3,668	0,732
39,205	0,875	3,669	0,732
39,300	0,875	3,671	0,732
42,120	1,000	3,740	1,933
42,200	1,000	3,742	1,933

Les paramètres de rupture pour les prismes (10x10x15) cm³

Tableau V.13 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
23,480	0,0625	0,035	23,69
25,913	0,1875	0,158	115,09
26,523	0,1875	0,222	167,11
28,584	0,500	0,565	554,62
28,584	0,500	0,565	554,62
28,678	0,500	0,584	584,59
28,797	0,500	0,608	624,71
28,823	0,500	0,613	633,82
29,611	0,750	0,769	976,65
30,127	0,750	0,855	1288,27
30,507	0,750	0,906	1574,96
30,571	0,750	0,913	1628,76
31,096	1,000	0,960	2139,92
31,144	1,000	0,963	2193,49
31,620	1,000	0,985	2797,26
31,733	1,000	0,988	2961,88

Tableau V.14 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
29,279	0,250	0,200	149,57
29,885	0,250	0,305	243,10
30,066	0,250	0,343	280,52
30,884	0,250	0,548	530,11
31,335	0,875	0,674	747,56
31,532	0,875	0,728	867,33
31,652	0,875	0,759	949,07
31,673	0,875	0,764	964,11
31,772	0,875	0,789	1038,15
32,007	0,875	0,843	1236,35
32,312	0,875	0,902	1548,11
32,347	0,875	0,908	1588,36
32,529	0,875	0,934	1814,36
32,616	0,875	0,945	1932,98
33,272	1,000	0,990	3099,39
34,355	1,000	0,999	6623,80

Tableau V.15 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S_{28}

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
32,847	0,1875	0,189	139,52
32,972	0,1875	0,208	155,28
33,051	0,1875	0,220	166,12
34,795	0,750	0,654	707,90
35,145	0,750	0,755	938,66
35,236	0,750	0,780	1009,64
35,368	0,750	0,814	1121,87
35,438	0,750	0,831	1186,18
35,452	0,750	0,834	1199,46
35,479	0,750	0,841	1225,48
35,553	0,750	0,858	1299,62
35,671	0,750	0,882	1426,86
36,398	1,000	0,977	2519,93
36,843	1,000	0,995	3549,45
36,965	1,000	0,997	3896,13
37,997	1,000	0,999	8467,34

Tableau V.16 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S_{90}

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
30,615	0,125	0,078	53,86
30,876	0,125	0,085	59,40
35,189	0,1875	0,332	268,86
36,902	0,4375	0,502	464,88
37,160	0,4375	0,530	503,80
37,820	0,4375	0,604	617,30
37,929	0,4375	0,616	638,14
38,243	0,750	0,651	701,84
38,246	0,750	0,651	702,47
38,925	0,750	0,725	860,65
39,175	0,750	0,751	926,64
39,960	0,750	0,826	1165,05
40,028	0,875	0,832	1188,14
41,095	0,875	0,910	1609,58
42,011	1,000	0,955	2075,85
43,325	1,000	0,988	2961,76

Tableau V.17 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
36,190	0,250	0,272	211,83
36,920	0,250	0,395	334,66
36,960	0,250	0,402	343,06
37,460	0,250	0,503	466,67
38,003	0,875	0,622	648,84
38,100	0,875	0,644	687,85
38,615	0,875	0,756	940,00
38,800	0,875	0,791	1043,65
38,876	0,875	0,805	1091,48
38,900	0,875	0,810	1107,02
39,000	0,875	0,828	1174,06
39,195	0,875	0,861	1316,11
39,205	0,875	0,863	1323,82
39,300	0,875	0,877	1399,26
42,120	1,000	0,999	6840,58
42,200	1,000	0,999	7144,38

Calcul de la probabilité de rupture pour les prismes (10x10x20) cm³

Tableau V.18: Probabilité de rupture de la série S₇.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 23	0	0	0
[23 25[1	1	0,0625
[25 27[2	3	0,1875
[27 29[5	8	0,500
[29 31[7	15	0,9375
[31 33[1	16	1,000

Tableau V.19: Probabilité de rupture de la série S₁₄

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 28	0	0	0
[28 30[3	3	0,1875
[30 32[8	11	0,6875
[32 34[5	16	1,000

Tableau V.20: Probabilité de rupture de la série S₂₈

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 32	0	0	0
[32 34[3	3	0,1875
[34 36[10	13	0,8125
[36 38[3	16	1,000

Tableau V.21: Probabilité de rupture de la série S₉₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 29	0	0	0

[29 31[2	2	0,125
[31 33[0	2	0,125
[33 35[1	3	0,1875
[35 37[3	6	0,375
[37 39[5	11	0,6875
[39 41[3	14	0,875
[41 43[2	16	1,000

Tableau V.22: Probabilité de rupture de la série S_{180}

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 31	0	0	0
[31 33[2	2	0,125
[33 35[0	2	0,125
[35 37[2	4	0,250
[37 39[5	9	0,5625
[39 41[4	13	0,8125
[41 43[2	15	0,9375
[43 45[1	16	1,000

Les paramètres de Weibull pour les prismes (10x10x20) cm3

Tableau V.23: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_7

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
23,403	0,0625	3,153	- 2,740
25,493	0,1875	3,238	- 1,572
26,235	0,1875	3,267	- 1,572
28,240	0,500	3,341	- 0,366
28,273	0,500	3,342	- 0,366
28,322	0,500	3,344	- 0,366
28,423	0,500	3,347	- 0,366
28,509	0,500	3,350	- 0,366
29,353	0,9375	3,379	1,020
30,094	0,9375	3,404	1,020
30,109	0,9375	3,405	1,020
30,404	0,9375	3,414	1,020
30,724	0,9375	3,425	1,020
30,907	0,9375	3,431	1,020
30,940	0,9375	3,432	1,020
31,389	1,000	3,446	1,933

Tableau V.24: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_{14}

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
28,929	0,1875	3,365	- 1,572
29,723	0,1875	3,392	- 1,572
29,772	0,1875	3,393	- 1,572
30,599	0,6875	3,421	0,151
31,096	0,6875	3,437	0,151
31,223	0,6875	3,441	0,151
31,342	0,6875	3,445	0,151
31,396	0,6875	3,447	0,151

31,461	0,6875	3,449	0,151
31,659	0,6875	3,455	0,151
31,996	0,6875	3,466	0,151
32,125	1,000	3,470	1,933
32,262	1,000	3,473	1,933
32,529	1,000	3,482	1,933
32,982	1,000	3,496	1,933
33,944	1,000	3,525	1,933

Tableau V.25: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_{28}

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
32,105	0,1875	3,469	- 1,572
32,375	0,1875	3,477	- 1,572
32,686	0,1875	3,487	- 1,572
34,305	0,8125	3,535	0,515
34,576	0,8125	3,543	0,515
34,645	0,8125	3,545	0,515
34,702	0,8125	3,547	0,515
34,726	0,8125	3,547	0,515
34,901	0,8125	3,552	0,515
34,980	0,8125	3,555	0,515
35,014	0,8125	3,556	0,515
35,017	0,8125	3,556	0,515
35,425	0,8125	3,567	0,515
36,130	1,000	3,587	1,933
36,128	1,000	3,587	1,933
37,626	1,000	3,628	1,933

Tableau V.26: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_{90}

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
29,989	0,125	3,401	- 2,013
30,212	0,125	3,408	- 2,013
34,469	0,1875	3,540	- 1,572
36,089	0,375	3,586	- 0,755
36,360	0,375	3,593	- 0,755
36,966	0,375	3,610	- 0,755
37,074	0,6875	3,613	0,151
37,584	0,6875	3,626	0,151
37,587	0,6875	3,627	0,151
38,213	0,6875	3,643	0,151
38,290	0,6875	3,645	0,151
39,059	0,875	3,665	0,732
39,297	0,875	3,671	0,732
40,431	0,875	3,699	0,732
41,151	1,000	3,717	1,933
42,483	1,000	3,749	1,933

Tableau V.27: Détermination des paramètres de Weibull pour la série S_{180}

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
31,714	0,125	3,457	- 2,013
32,541	0,125	3,482	- 2,013

35,172	0,250	3,560	- 1,246
36,826	0,250	3,606	- 1,246
37,102	0,5625	3,614	- 0,190
37,720	0,5625	3,630	- 0,190
37,831	0,5625	3,633	- 0,190
38,351	0,5625	3,647	- 0,190
38,354	0,5625	3,647	- 0,190
39,000	0,8125	3,663	0,515
39,071	0,8125	3,665	0,515
39,856	0,8125	3,685	0,515
40,100	0,8125	3,691	0,515
41,256	0,9375	3,720	1,020
42,000	0,9375	3,738	1,020
43,350	1,000	3,769	1,933

Les paramètres de rupture pour les prismes (10x10x20) cm3

Tableau V.29 : Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
23,403	0,0625	0,045	23,26
25,493	0,1875	0,158	86,23
26,235	0,1875	0,235	133,83
28,240	0,500	0,563	413,57
28,273	0,500	0,569	421,04
28,322	0,500	0,579	432,36
28,423	0,500	0,599	456,59
28,509	0,500	0,616	478,22
29,353	0,9375	0,776	747,72
30,094	0,9375	0,888	1095,51
30,109	0,9375	0,890	1103,90
30,404	0,9375	0,923	1281,75
30,724	0,9375	0,951	1504,74
30,907	0,9375	0,963	1648,07
30,940	0,9375	0,965	1675,23
31,389	1,000	0,985	2088,98

Tableau V.30: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
28,929	0,1875	0,129	69,27
29,723	0,1875	0,258	149,24
29,772	0,1875	0,268	156,38
30,599	0,6875	0,493	340,03
31,096	0,6875	0,658	536,90
31,223	0,6875	0,700	602,66
31,342	0,6875	0,739	671,29

31,396	0,6875	0,756	704,86
31,461	0,6875	0,776	747,43
31,659	0,6875	0,832	892,92
31,996	0,6875	0,910	1205,54
32,125	1,000	0,933	1351,21
32,262	1,000	0,952	1524,46
32,529	1,000	0,979	1925,72
32,982	1,000	0,997	2850,17
33,944	1,000	0,999	6439,48

Tableau V.31: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
32,105	0,1875	0,178	98,05
32,375	0,1875	0,217	122,18
32,686	0,1875	0,269	157,06
34,305	0,8125	0,673	559,28
34,576	0,8125	0,747	687,70
34,645	0,8125	0,765	724,68
34,702	0,8125	0,780	756,66
34,726	0,8125	0,786	770,53
34,901	0,8125	0,828	879,31
34,980	0,8125	0,845	933,12
35,014	0,8125	0,852	957,24
35,017	0,8125	0,853	959,39
35,425	0,8125	0,926	1300,65
36,130	1,000	0,987	2182,63
36,128	1,000	0,987	2179,46
37,626	1,000	0,999	6336,67

Tableau V.32: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	P _R par calcul direct	P _R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
29,989	0,125	0,075	39,11
30,212	0,125	0,082	42,63
34,469	0,1875	0,326	197,49
36,089	0,375	0,490	336,92
36,360	0,375	0,520	367,55
36,966	0,375	0,590	445,45
37,074	0,6875	0,602	460,82
37,584	0,6875	0,660	540,19
37,587	0,6875	0,661	540,69
38,213	0,6875	0,730	655,20
38,290	0,6875	0,738	670,72
39,059	0,875	0,815	845,23

39,297	0,875	0,837	907,11
40,431	0,875	0,920	1262,84
41,151	1,000	0,955	1550,61
42,483	1,000	0,989	2245,96

Tableau V.33: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
31,714	0,125	0,088	46,11
32,541	0,125	0,120	63,92
35,172	0,250	0,290	171,46
36,826	0,250	0,459	307,20
37,102	0,5625	0,491	337,74
37,720	0,5625	0,565	416,51
37,831	0,5625	0,579	432,33
38,351	0,5625	0,642	514,11
38,354	0,5625	0,643	514,62
39,000	0,8125	0,720	636,12
39,071	0,8125	0,728	670,72
39,856	0,8125	0,813	837,90
40,100	0,8125	0,836	905,38
41,256	0,9375	0,925	1298,55
42,000	0,9375	0,961	1629,15
43,350	1,000	0,992	2434,00

Calcul de la probabilité de rupture pour les prismes (10x10x30) cm³

Tableau V.34: Probabilité de rupture de la série S₇.

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 22	0	0	0
[22 24[1	1	0,0625
[24 26[2	3	0,1875
[26 28[5	8	0,500
[28 30[7	15	0,9375
[30 32[1	16	1,000

Tableau V.35: Probabilité de rupture de la série S₁₄

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 27	0	0	0
[27 29[3	3	0,1875
[29 31[11	14	0,875
[31 33[2	16	1,000

Tableau V.36: Probabilité de rupture de la série S₂₈

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P_R)
< 30	0	0	0
[30 32[3	3	0,1875

[32 34[10	13	0,8125
[34 36[3	16	1,000

Tableau V.37: Probabilité de rupture de la série S₉₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 28	0	0	0
[28 30[3	3	0,1875
[30 32[0	0	0,1875
[32 34[0	3	0,1875
[34 36[6	9	0,5625
[36 38[4	13	0,8125
[38 40[2	15	0,9375
[40 42[1	16	1,000

Tableau V.38: Probabilité de rupture de la série S₁₈₀

Classe de contrainte (MPa)	Nombre d'éprouvettes rompues (n)	Nombre d'éprouvettes rompues cumulés (nc)	Probabilité de rupture (P _R)
< 29	0	0	0
[29 31[3	3	0,1875
[31 33[0	0	0,1875
[33 35[0	3	0,1875
[35 37[5	8	0,500
[37 39[5	13	0,8125
[39 41[2	15	0,9375
[41 43[1	16	1,000

Les paramètres de Weibull pour les prismes (10x10x30) cm³

Tableau V.39 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ _R)	Probabilité de rupture (P _R)	X= ln (σ _R)	Y= ln [-ln (1-P _R)]
22,254	0,0625	3,102	- 2,740
24,345	0,1875	3,192	- 1,572
25,079	0,1875	3,222	- 1,572
27,000	0,500	3,296	- 0,366
27,062	0,500	3,298	- 0,366
27,140	0,500	3,301	- 0,366
27,237	0,500	3,304	- 0,366
27,380	0,500	3,310	- 0,366
28,034	0,9375	3,333	1,020
28,521	0,9375	3,351	1,020
28,939	0,9375	3,365	1,020
28,948	0,9375	3,365	1,020
29,406	0,9375	3,381	1,020
29,452	0,9375	3,383	1,020
29,682	0,9375	3,390	1,020
30,045	1,000	3,403	1,933

Tableau V.40 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ _R)	Probabilité de rupture (P _R)	X= ln (σ _R)	Y= ln [-ln (1-P _R)]
27,753	0,1875	3,323	- 1,572
28,390	0,1875	3,346	- 1,572

28,497	0,1875	3,350	- 1,572
29,358	0,875	3,379	0,732
29,700	0,875	3,391	0,732
29,851	0,875	3,396	0,732
30,000	0,875	3,401	0,732
30,084	0,875	3,404	0,732
30,216	0,875	3,408	0,732
30,440	0,875	3,416	0,732
30,556	0,875	3,419	0,732
30,782	0,875	3,427	0,732
30,828	0,875	3,428	0,732
30,844	0,875	3,429	0,732
31,427	1,000	3,448	1,933
32,451	1,000	3,480	1,933

Tableau V.41 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
30,834	0,1875	3,429	- 1,572
31,129	0,1875	3,438	- 1,572
31,360	0,1875	3,445	- 1,572
32,835	0,8125	3,491	0,515
33,058	0,8125	3,498	0,515
33,140	0,8125	3,500	0,515
33,160	0,8125	3,501	0,515
33,313	0,8125	3,506	0,515
33,365	0,8125	3,507	0,515
33,369	0,8125	3,508	0,515
33,512	0,8125	3,512	0,515
33,555	0,8125	3,513	0,515
33,868	0,8125	3,522	0,515
34,501	1,000	3,541	1,933
34,541	1,000	3,542	1,933
35,850	1,000	3,579	1,933

Tableau V.42 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
28,835	0,1875	3,361	- 1,572
28,835	0,1875	3,361	- 1,572
29,050	0,1875	3,369	- 1,572
34,701	0,5625	3,547	- 0,190
35,00	0,5625	3,555	- 0,190
35,406	0,5625	3,567	- 0,190
35,502	0,5625	3,569	- 0,190
35,853	0,5625	3,579	- 0,190
35,940	0,5625	3,582	- 0,190
36,413	0,8125	3,595	0,515
36,690	0,8125	3,602	0,515
37,362	0,8125	3,621	0,515
37,385	0,8125	3,621	0,515
38,482	0,9375	3,650	1,020
39,340	0,9375	3,672	1,020
40,614	1,000	3,704	1,933

Tableau V.43 : Détermination des paramètres de Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	Probabilité de rupture (P_R)	$X = \ln(\sigma_R)$	$Y = \ln[-\ln(1-P_R)]$
29,727	0,1875	3,392	- 1,572
29,948	0,1875	3,400	- 1,572
30,927	0,1875	3,432	- 1,572
35,774	0,500	3,577	- 0,366
36,082	0,500	3,586	- 0,366
36,501	0,500	3,597	- 0,366
36,600	0,500	3,600	- 0,366
36,962	0,500	3,610	- 0,366
37,051	0,8125	3,612	0,515
37,539	0,8125	3,625	0,515
37,825	0,8125	3,633	0,515
38,517	0,8125	3,651	0,515
38,541	0,8125	3,652	0,515
39,672	0,9375	3,681	1,020
40,557	0,9375	3,703	1,020
41,870	1,000	3,734	1,933

Les paramètres de rupture pour les prismes (10x10x30) cm³

Tableau V.45: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₇

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
22,254	0,0625	0,044	15,08
24,345	0,1875	0,160	58,30
25,079	0,1875	0,239	91,20
27,000	0,500	0,564	277,14
27,062	0,500	0,577	286,88
27,140	0,500	0,593	299,59
27,237	0,500	0,613	316,13
27,380	0,500	0,642	342,07
28,034	0,9375	0,769	488,09
28,521	0,9375	0,850	632,63
28,939	0,9375	0,906	787,61
28,948	0,9375	0,907	791,30
29,406	0,9375	0,950	1002,34
29,452	0,9375	0,954	1026,21
29,682	0,9375	0,969	1153,76
30,045	1,000	0,984	1385,53

Tableau V.46: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₄

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
27,753	0,1875	0,195	72,32
28,390	0,1875	0,317	127,00
28,497	0,1875	0,342	139,42
29,358	0,875	0,583	291,77
29,700	0,875	0,687	388,90
29,851	0,875	0,734	441,04
30,000	0,875	0,776	499,03
30,084	0,875	0,799	534,88
30,216	0,875	0,833	596,25
30,440	0,875	0,883	716,17
30,556	0,875	0,906	787,04
30,782	0,875	0,941	944,92
30,828	0,875	0,947	980,59
30,844	0,875	0,949	993,29
31,427	1,000	0,991	1580,66
32,451	1,000	0,999	3502,04

Tableau V.47: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₂₈

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
30,834	0,1875	0,172	62,76
31,129	0,1875	0,217	81,74
31,360	0,1875	0,260	100,34
32,835	0,8125	0,659	359,09
33,058	0,8125	0,727	433,26
33,140	0,8125	0,751	464,09
33,160	0,8125	0,757	471,92
33,313	0,8125	0,800	536,20
33,365	0,8125	0,813	559,91
33,369	0,8125	0,815	561,77
33,512	0,8125	0,850	632,53
33,555	0,8125	0,860	655,43
33,868	0,8125	0,921	847,97
34,501	1,000	0,986	1417,33
34,541	1,000	0,988	1463,63
35,850	1,000	0,999	4107,24

Tableau V.48: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₉₀

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
28,835	0,1875	0,158	57,47
28,835	0,1875	0,158	57,47
29,050	0,1875	0,168	61,14
34,701	0,5625	0,593	300,08
35,000	0,5625	0,622	323,96
35,406	0,5625	0,659	359,09
35,502	0,5625	0,668	367,87
35,853	0,5625	0,700	401,63
35,940	0,5625	0,708	410,41
36,413	0,8125	0,749	461,21
36,690	0,8125	0,772	493,49
37,362	0,8125	0,825	580,26
37,385	0,8125	0,826	583,46
38,482	0,9375	0,896	755,29
39,340	0,9375	0,937	919,57
40,614	1,000	0,974	1222,13

Tableau V.49: Détermination de la probabilité de rupture et de la densité d'activation des défauts par modèle Weibull pour la série S₁₈₀

Contraintes de rupture (σ_R)	P_R par calcul direct	P_R par modèle Weibull	Densité d'activation des défauts λ
29,727	0,1875	0,140	50,42
29,948	0,1875	0,150	54,08
30,927	0,1875	0,197	73,27
35,774	0,500	0,581	289,73
36,082	0,500	0,610	314,16
36,501	0,500	0,650	350,35
36,600	0,500	0,660	359,43
36,962	0,500	0,694	394,44
37,051	0,8125	0,702	403,50
37,539	0,8125	0,746	456,57
37,825	0,8125	0,770	490,49
38,517	0,8125	0,825	582,08
38,541	0,8125	0,827	585,51
39,672	0,9375	0,900	769,39
40,557	0,9375	0,942	947,61
41,870	1,000	0,978	1280,25

Annexe 6

Correction effectuée sur le béton selon la méthode de Dreux-Gorisse

Au départ, on calcule la densité la densité réelle Δ

On a le poids de l'éprouvette à 28 jours donné par la méthode de Dreux-Gorisse est:

$$P_{\text{épr}} = 15252 \text{ grs}, \quad V_{\text{épr}} = 6400 \text{ cm}^3, \quad \text{d'où la densité réelle } \Delta = \frac{P_{\text{épr}}}{V_{\text{épr}}} = 2,38 \text{ g/cm}^3$$

Or, la densité théorique du béton Δ_0 obtenue à partir des dosages des constituants est :

$$\Delta_0 = 2338 \text{ Kg/m}^3 \cong 2,34 \text{ g/cm}^3$$

On constate que $\Delta = 2,38 \text{ g/cm}^3 > \Delta_0 = 2,34 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow$ la composition du béton réalisée donne un peu moins d'un mètre cube.

$(\Delta - \Delta_0) > 0 \rightarrow$ La formule proposée faisant moins du mètre cube, donc il faut apporter une correction sur la masse totale des granulats

$$x = 1000 (\Delta - \Delta_0) \text{ en (Kg)}, \quad \text{Soit : } x = 1000 (2,38 - 2,34) = 40 \text{ Kg}$$

On obtient alors,

- $40 \times 0,35 = 13,6 \text{ Kg}$ du sable (0/3)
- $40 \times 0,31 = 12,4 \text{ Kg}$ du gravier (8/15)
- $40 \times 0,35 = 14 \text{ Kg}$ du gravier (15/25)

D'où les dosages corrigés des constituants (en Kg/m^3)

- Sable (0/3) $616 + 13,6 = 629,6 \text{ Kg/m}^3$
- Gravier (8/15)..... $566 + 12,4 = 578,4 \text{ Kg/m}^3$
- Gravier (15/25)..... $632 + 14 = 646 \text{ Kg/m}^3$
- Ciment..... 350 Kg/m^3
- L'eau..... $175 \times 1,0 = 175 \text{ Kg/m}^3$

On peut vérifier l'homogénéité du béton formulé, en calculant sa masse volumique sèche théoriquement et celle calculée à 28 jours.

$$\rho_{\text{sèche théorique}} = 1,25 C + G'$$

C : Quantité du ciment en Kg/m^3

G' : La masse des granulats sec en Kg/m^3

1,25 : est un facteur composé de 100% de la teneur en ciment + 25% de la masse de ciment qu'est lié chimiquement à l'eau.

$$\rho_{\text{sèche théorique}} = (1,25 \times 350) + 1814 = 2251,5 \text{ Kg/m}^3 \text{ soit : } \mathbf{2,25 \text{ g/cm}^3}$$

La masse volumique sèche à 28 jours

A près écrasement des éprouvettes, un échantillon immédiatement récupéré soit, $M_{\text{échantillon}} = 2470 \text{ grs}$, après l'étuvage à 105°C pendant 24 heures sa masse est de **2380 grs**. La masse de l'éprouvette $M_{\text{épr}} = 15252 \text{ grs}$, donc sa masse sèche déduite est de **14696 grs**.

Finalement, on aura : $\rho_{\text{sèche calculée}} = \frac{14696}{6400} = \mathbf{2,29 \text{ g/cm}^3}$, on constate que les deux masses volumiques sèches sont presque égales, ce qui nous renseigne sur l'homogénéité du béton.