

TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES	i
RESUME	v
ABSTRACT	vii
INTRODUCTION	ix
1. LE PHARE DE L'ILE VIERGE	1
1.1. Histoire du Phare de l'Île Vierge	1
1.2. Géométrie et matériaux de construction du phare de l'Île Vierge	3
1.2.1. Géométrie du phare de l'Île Vierge	3
1.2.2. Les matériaux de construction du phare	6
1.3. Le schéma de fissuration dans le soubassement de la lanterne	9
1.4. Actions du CEREMA	10
1.4.1. Premières investigations	11
1.4.2. Réparations	13
1.4.3. Hypothèses et calculs du CEREMA	15
1.5. Conclusion	17
2. PROBLEMATIQUE DE LA THESE	19
2.1. Objectif	20
2.2. Hypothèses	20
2.3. Plan de surveillance	21
2.4. Méthode	25
3. BIBLIOGRAPHIE	27
3.1. Actions environnementales sur les phares	27
3.1.1. L'action du vent	28
3.1.2. L'action thermique	30
3.2. Matériaux de construction	30
3.2.1. Le fer puddle	30
3.2.2. Les pierres	31

Sommaire

3.2.3. La maçonnerie	38
3.3. Homogénéisation	41
3.4. La fatigue mécanique des matériaux	44
3.5. L'effet d'une entaille	45
3.6. Traitement des données	46
3.6.1. L'analyse en composantes principales ACP	49
3.6.2. Réseaux de neurones	51
3.7. Conclusions	53
4. LES MATERIAUX DE LA TOUR	55
4.1. Kersanton	55
4.1.1. Caractérisation chimique	55
4.1.2. Résistance en compression	56
4.1.3. Module de Young et coefficient de Poisson	59
4.1.4. Comportement en compression du kersanton	59
4.1.5. Résistance en flexion	61
4.1.6. Résistance en traction directe	65
4.1.7. Vitesse de propagation des ondes ultrasonores	66
4.1.8. Propriétés thermiques du kersanton	68
4.1.9. Paramètres sur FLUENDO 3D	70
4.2. Granite	72
4.2.1. Caractérisation chimique (Chimique + minéralogique)	72
4.2.2. Résistance en compression	75
4.2.3. Module de Young et coefficient de Poisson	78
4.2.4. Comportement mécanique du granite en compression	79
4.2.5. Résistance en flexion – module de rupture	81
4.2.6. Vitesse de propagation des ondes ultrasonores	82
4.3. Homogénéisation linéaire	83
4.3.1. Eurocode	83

Sommaire

4.3.2. Antonella Cecchi et Karam Sab	84
4.3.3. Comparaison avec EPFL.....	84
4.4. Conclusions	85
5. L'ACTION DU VENT	87
5.1. Calcul normatif du vent (EUROCODE 1991 1-4, NV 65)	87
5.1.1. EUROCODE 1991 1-4	88
5.1.2. NV-65.....	90
5.1.3. Comparaisons avec l'ASCE 7-10	91
5.2. Calcul manuel en 1D.....	93
5.3. Calcul élastique en 3D	95
5.3.1. Maillage.....	96
5.3.2. Matériaux	96
5.3.3. Conditions aux limites et chargements	98
5.3.4. Fréquence propre de la structure	98
5.3.5. Résultats.....	98
5.4. Instrumentation in situ.....	100
5.4.1. Description de l'instrumentation sur le phare de l'Île Vierge	100
5.4.2. Relevés météorologiques à Plouguerneau.....	100
5.4.3. L'instrumentation du vent sur un phare	101
5.5. Conclusions	111
6. L'EFFET DE LA TEMPERATURE	115
6.1. Action thermique selon l'EUROCODE 1-5	115
6.1.1. Calcul élastique 3D	117
6.1.2. Résultats en suivant la méthode pour le calcul thermique des bâtiments.....	118
6.2. Instrumentation in situ de la température	120
6.2.1. Rappel de l'instrumentation.....	120
6.2.2. Données thermiques issues de l'instrumentation	121
6.3. Fatigue thermique du kersanton.....	134

Sommaire

6.4. Conclusions	138
7. LES FISSURES	141
7.1. Les capteurs LVDT	141
7.2. Comportement des fissures	141
7.2.1. Analyse sur les deux ans.....	141
7.2.2. Analyse saisonnière.....	150
7.2.3. Analyse journalière.....	157
7.3. Conclusions	165
8. ANALYSE MULTIVARIABLE	167
8.1. Analyse en composantes principales ACP	167
8.1.1. La température.....	168
8.1.2. Le vent.....	169
8.2. Méthode d'analyse ACP + Régression multivariante.....	169
8.2.1. Analyse de toute la période d'enregistrement	171
8.2.2. Analyse saisonnière.....	174
8.2.3. Analyse mensuelle.....	179
8.2.4. Analyse journalière.....	180
8.3. Réseaux de neurones	181
8.4. Conclusions	186
9. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	189
BIBLIOGRAPHIE.....	197
TABLE DES ILLUSTRATIONS : FIGURES.....	203
TABLE DES ILLUSTRATIONS : TABLEAUX.....	209
TABLE DES ILLUSTRATIONS : EQUATIONS	213

RESUME

Les phares représentent un patrimoine culturel et technique inestimable qu'il faut conserver le plus longtemps possible. La thèse se concentre sur le cas des phares en maçonnerie construits le long du littoral, exposés aux actions environnementales mais pas à l'action des vagues. Ces phares, construits pour la plupart au cours du 19^{ème} siècle et jusqu'au tout début du 20^{ème} siècle, présentent des désordres structurels. Le but de la thèse est de développer une méthode de diagnostic des pathologies observées sur la base d'un plan de surveillance mis en œuvre sur ouvrage.

La thèse est construite sur une étude de cas : le phare de l'Île Vierge qui est le plus haut phare en pierre d'Europe avec ses 80 m de hauteur. Il a été construit entre 1897 et 1902 sur un îlot situé à l'extrême Ouest du Finistère avec deux pierres locales (granite et kersanton). En 2011, le Service des Phares et Balises de Brest a remarqué la présence d'un schéma de fissuration verticale en tête de la tour sur toute la hauteur du mur qui supporte la lanterne par l'intermédiaire de 16 montants métalliques encastrés sur la périphérie. Ces travaux de thèse ont pour objectif de trouver l'origine des fissures au moyen de l'analyse des données issues de l'instrumentation installée sur le phare pendant toute la recherche, et de formuler une méthodologie de diagnostic pour ce type d'ouvrage.

Les hypothèses formulées et étudiées sont l'action du vent et l'action thermique. La méthode de recherche pluridisciplinaire inclut la caractérisation mécanique des roches, le calcul des actions mécaniques agissantes sur la structure, le recueil des données issues de l'instrumentation installée sur site et l'étude statistique par corrélation multivariable. La variation de l'ouverture des fissures est étudiée au regard des actions prises en compte. De plus, la démarche permet de démontrer comment les actions thermiques cycliques et les phénomènes de fatigue peuvent générer des contraintes proches de la résistance en traction du kersanton et donc expliquer l'apparition des fissures.

Mots clés : diagnostic structurel, température, vent, phares, monuments historiques, instrumentation in situ, ACP, réseaux de neurones.

Résumé

ABSTRACT

Lighthouses represent an invaluable cultural and technical heritage that must be preserved as long as possible. This manuscript thesis focuses on the case of masonry lighthouses built over the coast, which are exposed to environmental actions but not to the wave action. These lighthouses, mostly built during the 19th century and until the beginning of the 20th century, show structural disorders. The aim of the thesis is to formulate a structural diagnosis method based on a structural health monitoring implemented on the structure.

The case study of the research is the Ile Vierge lighthouse, currently being the tallest stone masonry lighthouse in Europe due to its 80.0m high. It was built between 1897 and 1902 on an island located at the West of Finistère with two local construction materials (granite and kersanton stones). In 2011, Service des Phares et Balises notices the presence of a vertical cracking pattern in the upper part of the tower. The cracks prevail over the entire height of the lantern's basement wall, where the lantern support is fixed by 16 metal embedded anchors. This thesis focuses to find the origin of cracks by data analyses from the structural health monitoring implemented on the lighthouse and to formulate a diagnosis methodology for this type of buildings.

The hypotheses studied are wind actions as well as thermal actions on the structure. The multidisciplinary research method considers the mechanical characterization of rocks, the calculation of mechanical actions presents on the structure, the collection of data from the health structural monitoring and the statistical analysis by multivariable correlation. The opening crack is analyzed according with the actions considered. In addition, the approach exposes how cyclic thermal actions and fatigue phenomena can generate stresses close to the tensile strength of kersanton and therefore explain the crack vertical pattern.

Key words: structural diagnosis, thermal action, wind actions, lighthouses' heritage, structural health monitoring, PCA, neural networks.

Résumé

INTRODUCTION

Les phares font partie des dispositifs d'aide à la navigation. En France, ils appartiennent au domaine public. Tous ont été électrifiés au cours du 20^e siècle et sont maintenant automatisés. En effet, le métier de gardien de phares a disparu. Ces techniciens aux multiples compétences assuraient l'entretien et la maintenance de la structure et des équipements optiques de ces géants des mers. Le Service de Phares et Balises dépendant du Ministère de la Transition Ecologique et Solidaire a conservé la maîtrise d'ouvrage. Le CEREMA, quant à lui, assure l'expertise technique et scientifique pour le compte des Phares et Balises. Ensemble, ces deux organismes développent et effectuent les missions de suivi et d'entretien des phares existant le long du littoral français de métropole et d'outre-mer. Lors de ces missions, le CEREMA a constaté que certains phares tel que le phare de l'Île Vierge, présentaient des dommages structuraux.

Construit entre 1897 et 1902 sur un îlot situé à 6 km au large du Finistère, le phare de l'Île Vierge est actuellement la tour en maçonnerie de pierre la plus haute d'Europe. A l'époque de sa construction, il était le phare le plus haut du monde. Avec ses 80m de hauteur, le phare de l'Île Vierge est le phare d'atterrissement qui marque l'entrée de la Manche.

Dès 2011, le Service des Phares et balises de Brest a remarqué la présence d'un schéma de fissuration dans la partie haute du phare, au-dessus du niveau 70.0 m compté à partir de la base du phare. Ces fissures verticales règnent sur toute la hauteur de la paroi du mur en pierre qui supporte la lanterne, appelé mur de soubassement. La charpente métallique de la lanterne est ancrée dans ce mur par l'intermédiaire de montants métalliques encastrés dans la maçonnerie.

Avant le début de la recherche, plusieurs réparations et interventions avaient déjà eu lieu sur ce mur. Le CEREMA en avait déduit que, bien que le niveau de corrosion du plancher métallique de la chambre de la machinerie et des montants de la lanterne soit important, cette corrosion n'était pas à l'origine des fissures. Par la suite, l'action dynamique du vent a été évoquée comme une autre cause possible. Cette hypothèse a été explorée dans le cadre d'un stage de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL). Les conclusions de cette étude n'ont pas convaincu le CEREMA. C'est la raison pour laquelle une recherche supplémentaire a été confiée au Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse. Elle a débuté par la mise en place d'un plan de surveillance en partie haute du phare, au cours du printemps 2017, dans le cadre d'un stage de master coencadré par le CEREMA et le LMDC.

C'est dans ce contexte que la présente thèse a démarré en septembre 2017. Cette thèse est née dans le but de déterminer l'origine des fissures du mur de soubassement, de réaliser le

Introduction

diagnostic de la structure, d'analyser les données enregistrées par l'instrumentation in situ et finalement, de formuler une méthodologie de diagnostic pour ce type d'édifices.

Le présent rapport commence par la présentation de l'étude de cas, de la problématique de la recherche et de la méthode choisie. Les hypothèses initiales de la recherche comme causes probables des fissures sont deux actions climatiques : le vent et la température. La méthodologie proposée profite des données historiques déjà recueillies lors du stage de master. Elle comprend la caractérisation des matériaux de construction, l'étude des actions du vent et de la température sur la structure au moyen du plan de surveillance. Elle aboutit à l'analyse statistique multivariable du comportement des fissures en relation avec ces actions environnementales.

Les abréviations utilisées dans ce document sont présentées ci-dessous :

f_{kk}	Résistance en compression caractéristique de la maçonnerie en kersanton
f_{kg}	Résistance en compression caractéristique de la maçonnerie en granite
f_{dk}	Résistance en compression de la maçonnerie en du kersanton
f_{dg}	Résistance en compression de la maçonnerie en du granite
f_{bk}	Résistance en compression du bloc de kersanton
f_{bg}	Résistance en compression du bloc de granite
f_m	Résistance en compression du mortier
E_k	Module de Young de la maçonnerie en kersanton
E_g	Module de Young de la maçonnerie en granite
Δw_i	Différence entre la valeur mesurée par le capteur à chaque instant et la valeur initiale enregistrée
ΔL	Changement de la longueur
ΔT	Changement thermique
D1	Group de données enregistrées par le LVDT D1, placé sur la fissure du montant n° 3, côté Sud-Est
D2	Group de données enregistrées par le LVDT D2, placé sur la fissure du montant n° 11 en joint, côté Nord-Ouest
D3	Group de données enregistrées par le LVDT D3, placé sur la fissure du montant n° 6, côté Nord-Est
D4	Group de données enregistrées par le LVDT D4, placé sur la fissure du montant n° 11 en bloc, côté Nord-Ouest
D5	Group de données enregistrées par le LVDT D5, placé sur la fissure du montant n° 14, côté Sud-Ouest
D6	Group de données enregistrées par le LVDT D6, placé sur la fissure du montant n° 8, côté Nord
V_w	Vitesse du vent météorologique à Plouguerneau (weather)
D_w	Direction du vent météorologique à Plouguerneau (weather)
T_w	Température météorologique à Plouguerneau (weather)
T_{max}	Température maximale sous abri selon l'EUROCODE 1-5
T_{min}	Température minimale sous abri selon l'EUROCODE 1-5
T_{in}	Température intérieure
T_{out}	Température extérieure sur une surface claire

T_{out}	Température extérieure sur une surface colorée
T_{out}	Température extérieure sur une surface sombre
ΔT_M	Gradient thermique entre faces intérieures et extérieures d'une pile de pont
ΔT_P	Gradient thermique entre 2 points distants d'une pile de pont
ΔT_P	Gradient thermique en escalier
σ_θ	Contrainte résultante dans le sens de l'axe θ
σ_R	Contrainte résultante dans le sens de l'axe R
σ_Z	Contrainte résultante dans le sens de l'axe Z
T_2	Température de surface du soubassement côté intérieur Sud
T_1	Température de surface du soubassement côté extérieur Sud
T_3	Température du soubassement côté intérieur Sud-Est
T_4	Température du soubassement côté extérieur Sud-Est
T_9	Température du soubassement côté intérieur Nord-Est
T_{10}	Température du soubassement côté extérieur Nord-Est
T_5	Température du soubassement côté intérieur Nord-Ouest
T_6	Température du soubassement côté extérieur Nord-Ouest
T_7	Température du soubassement côté intérieur Sud-Ouest
T_8	Température du soubassement côté extérieur Sud-Ouest
T_{11}	Température de surface d'un élément métallique en partie haute de la lanterne
T_{12}	Température de de l'air en partie central haute de la lanterne
T_{13}	Température de de l'air en partie périphérique basse de la lanterne
T_{3-T4}	Gradient thermique du soubassement côté Sud-Est
T_{9-T10}	Gradient thermique du soubassement côté Nord-Est
T_{5-T6}	Gradient thermique du soubassement côté Nord-Ouest
T_{7-T8}	Gradient thermique du soubassement côté Sud-Ouest
T_{12-Tw}	Différence de température entre la lanterne à l'ombre et la température météorologique à Plouguerneau
A_1	Mesure de l'anémomètre A1
A_2	Mesure de l'anémomètre A2
A_3	Mesure de l'anémomètre A3
L	Longueur d'un éprouvette
Le	Longueur de l'entaille
he	Hauteur de l'éprouvette sans entaille
F_{max}	Force maximale du cycle
F_{fat}	Force de rupture
n_{cycle}	Nombre des cycles
ACP	Analyse des composantes principales
EC	Eurocode
CV	Coefficient de variation

1. Le phare de l'Île Vierge

1. LE PHARE DE L'ILE VIERGE

L'Île Vierge est un rocher de 6 ha localisé à deux kilomètres du continent dans la commune de Plouguerneau, département du Finistère, marqué en rouge sur la Figure 1. Après son acquisition par l'Etat en 1844, l'île a été dotée d'un premier phare en 1845 et d'un deuxième en 1902. Ce deuxième phare construit en granite et en kersanton est le phare d'atterrage qui marque l'entrée de La Manche. A sa construction, le deuxième phare est le plus haut du monde, et encore aujourd'hui reste la tour en maçonnerie en pierre la plus haute d'Europe.

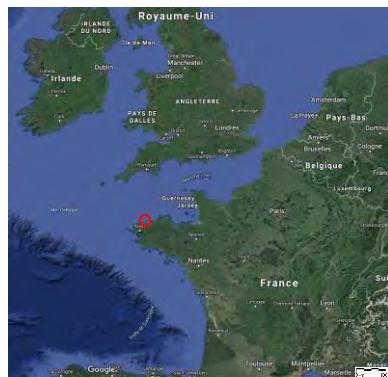


Figure 1 Localisation de l'Île Vierge - Image Google Maps



Figure 2 Les deux phares de l'Île Vierge

1.1. Histoire du Phare de l'Île Vierge

Le premier phare a été allumé le 15 août 1845 grâce au programme d'éclairage des côtes finistériennes mené entre les années 1830 et 1860. Il s'agit d'une tour carrée de 33 m de hauteur dont la lanterne avait une portée maximale de 33 km [1]. Le premier phare est construit en granite, directement extrait d'une carrière sur l'île (Figure 3).

1. Le phare de l'Île Vierge



Figure 3 La carrière du granite sur l'Île Vierge

En 1896 [2] le service des Phares et Balises décide d'augmenter la portée de son faisceau pour couvrir la distance entre l'Île d'Ouessant et l'Île de Batz. Compte tenu du fait que la portée géographique du premier phare ne permettait pas d'y parvenir, un nouveau projet de construction a vu le jour. Ce projet consistait à construire une tour de plus de 75 m au-dessus de la mer. Cette recherche s'intéresse uniquement à ce deuxième phare de l'Île Vierge.

Après l'étude de plusieurs solutions, la solution définitive a été présentée le 8 janvier 1897 [2]. Les travaux ont été adjugés et commencés en 1897 [3]. Cependant, ces travaux ont été arrêtés deux fois. Tout d'abord, lors de l'exécution des fondations, une poche fragmentée de granite altéré mélangé avec du sable a été décelée à 50 cm de profondeur. En raison de la faible résistance de cette poche, il a été décidé de réaliser une excavation plus profonde pour purger les matériaux altérés [2]. Le deuxième problème rencontré a eu lieu au moment d'arriver au niveau 52 m. Un fort hiver a contraint le chantier à s'arrêter pendant plusieurs mois. Malgré la difficulté de ce chantier de construction d'une tour de grande hauteur sur une île isolée, aucun accident ne fût à déplorer.

Finalement, le 1 mars 1902 le nouveau grand phare a été allumé pour première fois, aucune cérémonie d'inauguration n'a eu lieu. Au début le gardiennage était assuré par trois gardiens sur l'île, et un quatrième tournant de phare en phare. C'est en 2002 que l'automatisation a eu lieu après son électrification en 1956 [2].

1. Le phare de l'Île Vierge



Figure 4 L'escalier du phare de l'Île Vierge

1.2. Géométrie et matériaux de construction du phare de l'Île Vierge

Le phare de l'Île Vierge a une hauteur totale de 82,5 m. La tour en maçonnerie fait 73,4 m haut, 15 m de diamètre extérieur au niveau de la base et 6 m dans la partie supérieure (Figure 6). A l'intérieur, un cylindre de 5 m de diamètre constant contient les escaliers permettant d'arriver à la lanterne par 365 marches.



Figure 5 Marche n° 300 de l'escalier du phare

1.2.1. Géométrie du phare de l'Île Vierge

Il est possible de diviser le phare en plusieurs zones (Figure 6). Tout d'abord, entre 0,0 m et 65,8 m est situé le fut. Au-dessus, est située la chambre de service du gardien entre 65,8 m et 70,0 m. Son plancher en béton armé a été construit en suivant le système Hennebique. Le diamètre extérieur du phare dans cette zone augmente de 7,1 m à 9,0 m, pour donner support au chemin de ronde. Le chemin de ronde extérieur de 1,5 m de largeur est interrompu par une guérite (Figure 7) qui donne accès à la fois au chemin de ronde périphérique et à la partie supérieure de la lanterne par un escalier métallique.

Entre les niveaux 70,0 m et 73,4 m se trouve la chambre de la machinerie de l'appareil optique, la paroi extérieure de cet espace est appelée soubassement de la lanterne parce qu'elle donne

1. Le phare de l'Île Vierge

support à la charpente métallique de la lanterne. Cette paroi est un cylindre en maçonnerie de kersanton de 6 m de diamètre extérieur et 5 m de diamètre intérieur (Figure 7). Le soubassement contient les seize montants de la charpente de la lanterne. Les montants sont des poteaux plats métalliques encastrés dans la zone intérieure du mur sur toute sa hauteur de 3,4 m.

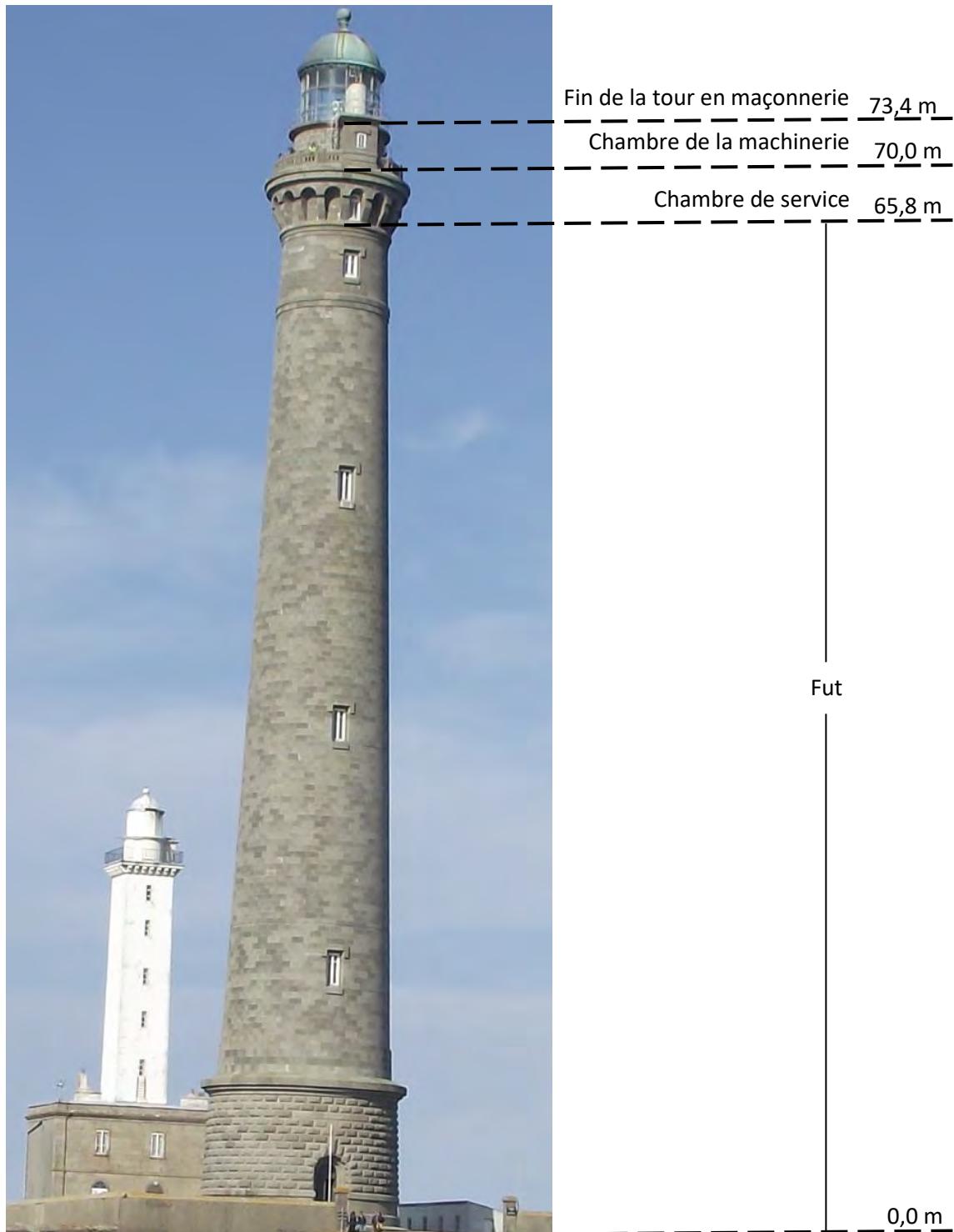


Figure 6 Zones du phare

1. Le phare de l'Île Vierge

Enfin, dans la partie supérieure se trouve la lanterne, une verrière à parois verticales de 4,2 m de hauteur composée d'une charpente métallique. La Lanterne est fermée par une coupole de 2,65 m de hauteur qui soutient une boule avec sa flèche. Tout cet ensemble abrite l'appareil d'optique (Figure 8).

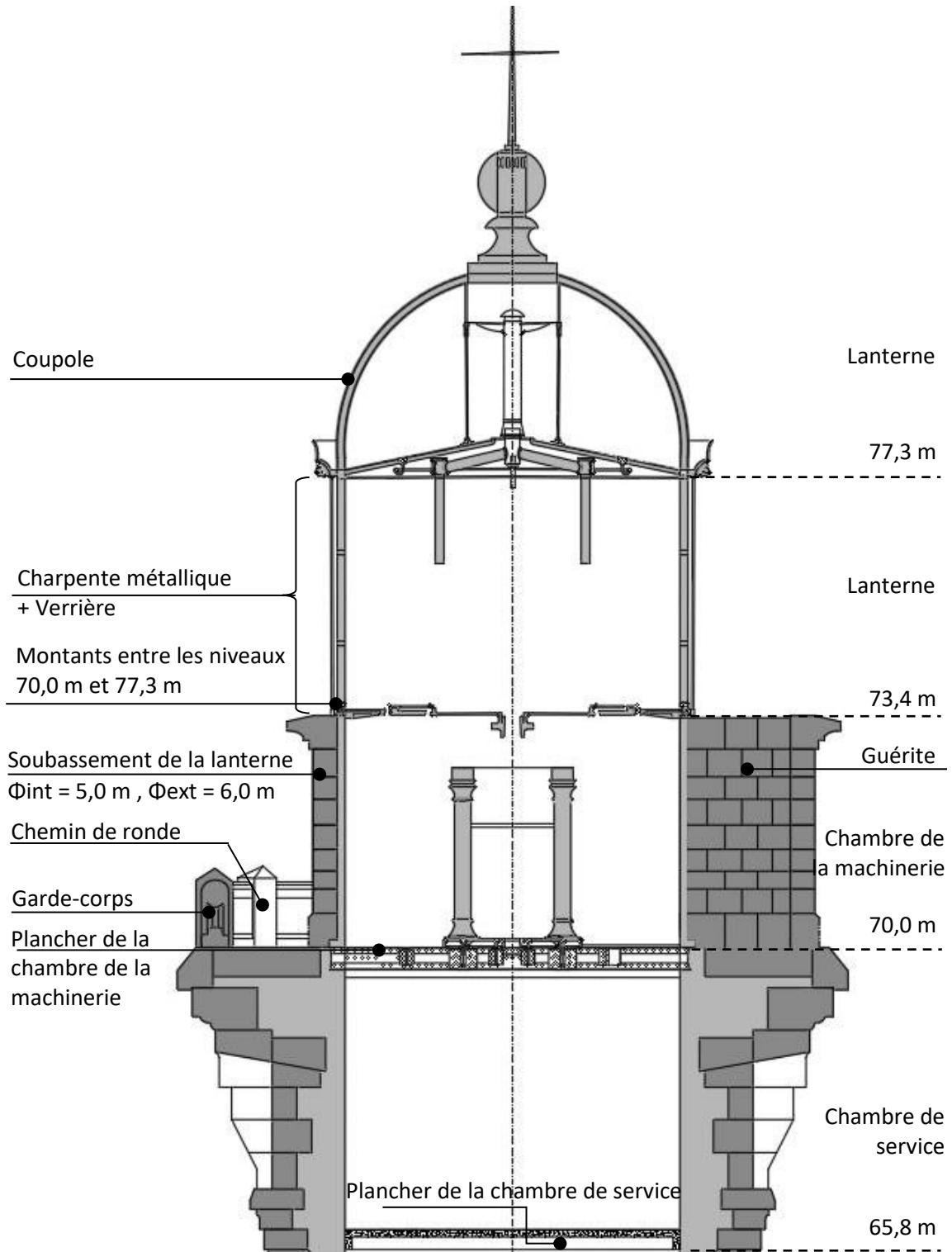


Figure 7 Schéma de la partie supérieure et lanterne du phare de l'Île Vierge[4]



Figure 8 Appareil d'optique. Photo CEREMA 8 avril 2010.

1.2.2. Les matériaux de construction du phare

Dans cette partie sont présentés les matériaux de construction du phare. Le grand phare de la l'Île Vierge a été construit avec 4 matériaux principaux : la pierre de granite, la pierre du kersanton, le mortier de ciment, et le fer puddlé.

1.2.2.1. *Les pierres*

Dès l'origine de la conception du phare le matériau choisi pour supporter la lanterne était la pierre [3], car elle était le meilleur matériau pour surmonter les conditions climatiques locales maritimes. De plus, la Bretagne dispose de pierres en quantité suffisante pour ériger des phares et bien d'autres constructions. La disponibilité n'était donc jamais un problème.

La tour du phare a été conçue et construite en granite et en kersanton [3]. Comme pour le premier phare, le granite a été extrait de l'Île Vierge. Par contre, la pierre de kersanton a été extraite des carrières de Logonna à l'entrée de la rivière d'Hôpital [5] sur la Rade de Brest. Pour la construction du phare les ingénieurs de l'époque ont imposé différentes conditions que devraient remplir les pierres de construction, notamment [5] :

- Les pierres devaient avoir la même taille des grains dans le même bloc,
- La pierre de taille devait « rendre un son clair sous le choc du marteau »,
- Les blocs devaient être « durs, bien gisants, sans fils et dégagés de toute gangue ».

1. Le phare de l'Île Vierge

Selon les archives [4], les dimensions des moellons ordinaires de granite étaient de 0,50 m de largeur moyenne et 0,25 m de hauteur. Pour le kersanton, les dimensions des moellons du fut et de bossage (Figure 9) étaient 0,50 m de haut et 0,70 m de queue.



Figure 9 Moellons de bossage sur l'entrée principale du phare

Le parement extérieur de la tour entre 0,00 m et 73,40 m est en kersanton alors que, le parement intérieur est en granite jusqu'au niveau 70,00 m. Le parement intérieur cylindre est revêtu d'opaline bleu clair jusqu'à la chambre de service.

1.2.2.2. *Le mortier*

Les joints de maçonnerie sont en ciment Portland. Le mortier était fabriqué « en couvert, avec un manège à roue » [5] sur une surface droite, les matériaux secs (le ciment avec le sable) étaient arrosés avec de « l'eau douce et propre avec la quantité strictement nécessaire pour humecter et obtenir une pâte fermée, liée et homogène » [5]. L'île n'ayant pas de source d'eau douce, l'eau était amenée depuis le continent. Le sable provenait des plages d'une île voisine. Dans une première livraison « 1600 m³ de sable de mer ont été amenés sur l'Île plusieurs mois avant de commencer les travaux pour laisser le temps à la pluie de dissoudre le sel » [3].

Sur chantier, le mortier était produit en quantité strictement nécessaire pour la période de travail. Il était interdit d'augmenter la maniabilité du mortier avec des additions d'eau. Pour la réalisation du mortier, le sable était fourni par le Service des Phares et Balises sur le site des travaux. Deux types de mortier préparés sur chantier avec de « l'eau douce et propre » ont été utilisés. Le mortier de remplissage se faisait avec 400 kg de ciment par mètre cube de sable et le mortier des joints se faisait avec 800 kg de ciment par mètre cube de sable [5].

1.2.2.3. *La maçonnerie*

Les cahiers de chantier qui restent dans les Archives Départementales à Quimper préconisaient des bonnes méthodes de construction. Au moment de poser les moellons, le lit inférieur et les moellons devaient être humectés, placés et serrés fortement les uns contre les autres jusqu'à

1. Le phare de l'Île Vierge

faire déborder le mortier. Les moellons étaient ensuite frappés avec un marteau de maçon pour niveler le lit [5].

1.2.2.4. La lanterne

La charpente métallique (Figure 10) est constituée de 16 montants verticaux $120 \times 70 \text{ mm}^2$ en fer puddlé, d'épaisseur 6 mm, fixés en tête à la sablière en U par l'intermédiaire de cornières boulonnées, et en tête à la couronne de clé. Sur ces poutres maîtresses reposent 3 niveaux d'entretoises en acier de 28 mm de diamètre. La sablière, poutre circulaire de 6 m de diamètre, est en bronze ou cuivre moulé. Les 8 entrails sont des profilés en T (100 x 45 mm) en fer puddlé, liaisonnés par boulonnage à la sablière d'un côté et à une couronne au centre de la lanterne. La couverture est constituée de 16 panneaux en cuivre boulonnés aux arbalétriers. La boule supérieure et la flèche (1m de hauteur environ) sont en cuivre. Un chéneau périphérique récupère les eaux de pluie qui sont ensuite évacuées par des gueules de Lion (Figure 11) [6].

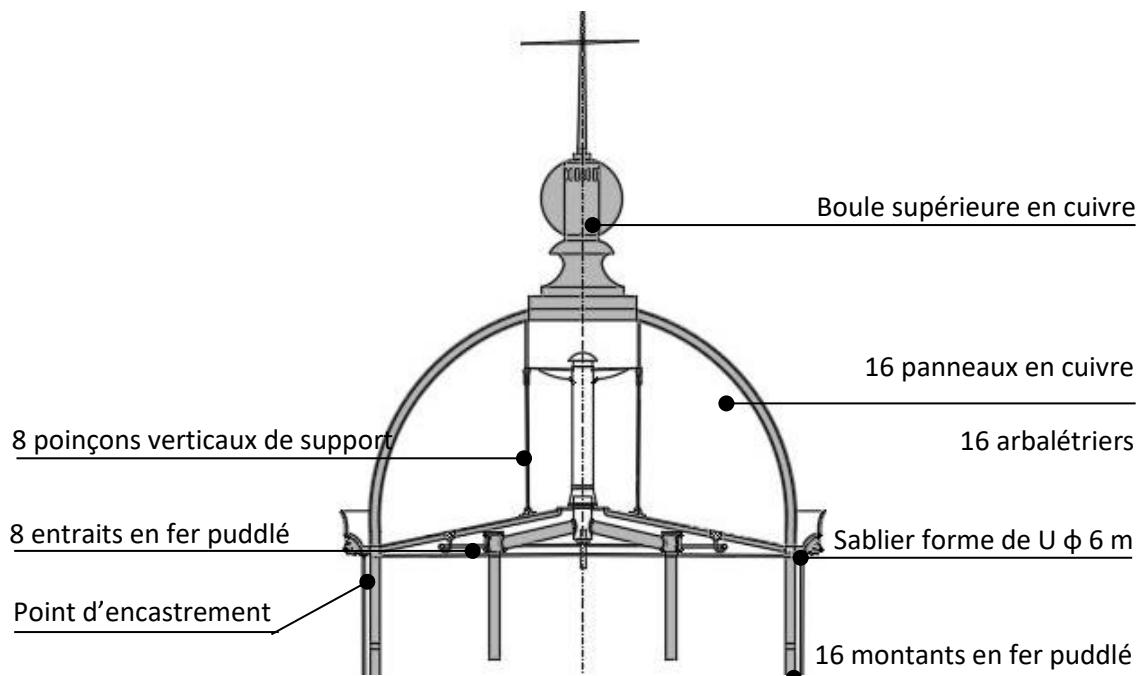


Figure 10 Les différentes parties de la coupole de la lanterne [7]



Figure 11 Chéneau et gargouilles de la lanterne. Vue extérieure [6].

1. Le phare de l'Île Vierge

L'ancrage de la lanterne dans la maçonnerie se fait par 16 montants métalliques plats 120 x 30 mm prolongés sur toute la hauteur du mur de soubassement, entre les niveaux 70,0 m et 73,4 m. Les montants sont scellés au mortier dans une engravure réalisée dans les pierres, en face interne du mur (Figure 12). La tranche des plats métalliques est alignée au nu intérieur du mur.



Figure 12 Salle de la machinerie avant travaux. Photos CEREMA 8 avril 2010.

1.3. Le schéma de fissuration dans le soubassement de la lanterne

Dans la partie haute du phare entre les niveaux 70,0 m et 73,4 m, un schéma de fissuration vertical est visible à l'œil nu (Figure 13).



Figure 13 Fissure du montant n° 3 au soubassement de la lanterne a) Partie supérieure – juin 2011 b) Rejointoiement en mauvais état – juin 2011 – Photos CEREMA. c) Rejointoiement en silicone – juin 2017 – Photo N. Domède

Les fissures sont en regard des montants, face externe. Pour les montants n° 7, n° 9, n° 10, n° 13, n° 14 et n° 15, la fissure ne règne pas sur toute la hauteur du soubassement. Cependant, la paroi en maçonnerie est coupée dans toute sa hauteur à l'arrière des montants n° 2, n° 3, n° 4, n° 5, n° 6, n° 8, n° 11, n° 12. Elles sont visibles dès la corniche, dans les joints entre les pierres. Elles continuent par le joint du lit supérieur de pierres (8^{ème} lit). Au niveau du 7^{ème} lit, les pierres sont fissurées en deux. Les fissures poursuivent en verticale jusqu'au lit inférieur où les éléments sont fendus en leur milieu.

1. Le phare de l'Île Vierge

Le rapport d'instrumentation d'avril 2017 du CEREMA fournit un relevé précis du schéma de fissuration avec les ouvertures de fissure relevées en février 2017, elles ont été remesurées en septembre 2018. La Figure 14 a) montre en vue en plan la répartition des fissures sur la corniche (niveau 73,4 m), et leur ouverture en septembre 2018 (en noir l'ouverture sur la corniche, en vert l'ouverture le long du mur). Les points rouges sur la périphérie représentent les fissures verticales qui se développent dans toute la hauteur du soubassement, en ligne pointillée rouge minces les fissures non mesurées car elles ont été déjà colmatées lors d'une réparation antérieure. La Figure 14 b) présente le relevé des fissures en vue verticale. Le côté Est, entre les montants n° 2 et n° 6, est visiblement la zone la plus fissurée. On observe ensuite une fissure en regard du montant n° 8 au Nord, et entre les montants n° 11 et n° 14 à l'Ouest. Les fissures les plus ouvertes le 9 février 2017 sont respectivement sur le montant n° 2 (0,5 mm) et n° 8 (1,2 mm).

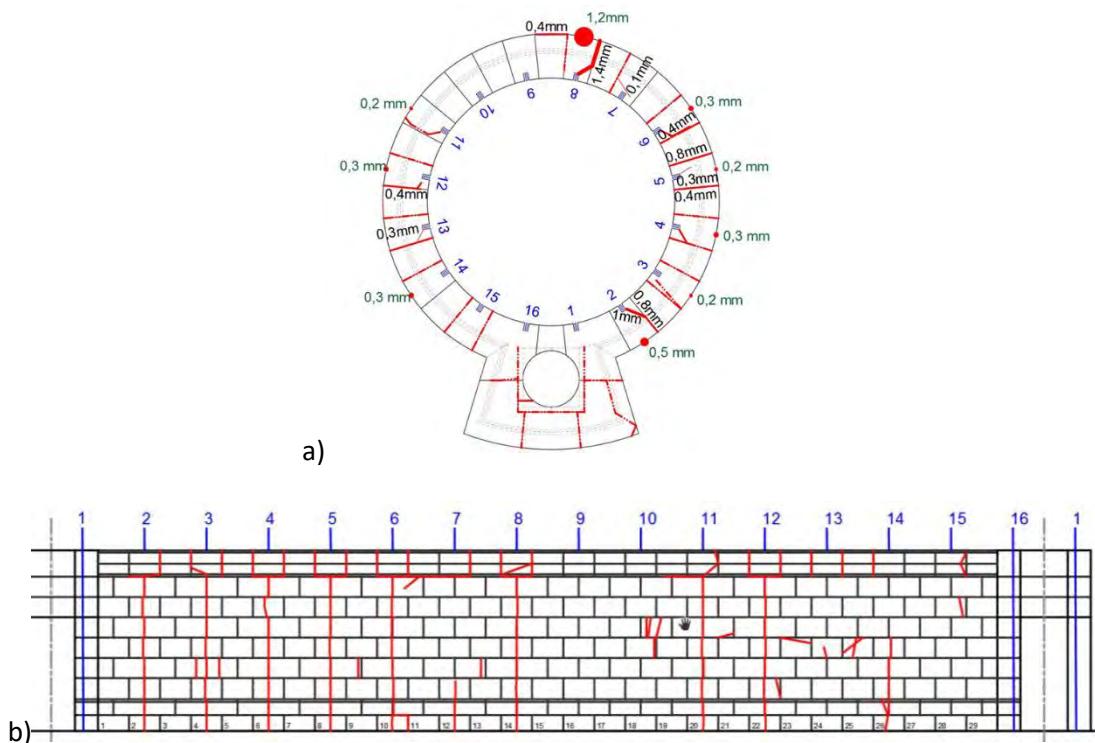


Figure 14 Relevé des fissures en a) plan et b) vertical

1.4. Actions du CEREMA

Toutes les études citées dans ce Chapitre concernent les désordres observés dans la partie supérieure du phare, le soubassement de la lanterne, le plancher métallique, le plancher en béton armé de la chambre de service et la coupole métallique.

1.4.1. Premières investigations

En avril 2011, une première expertise des pathologies observées sur le phare de l'Île Vierge [7] est lancée dans le but de d'obtenir un diagnostic des éléments structurels situés en tête du phare. Ce rapport décrit l'état de corrosion des structures métalliques, les montants de la lanterne, puis le plancher métallique de la machinerie de l'optique. En septembre 2011, le planche de la chambre de service en ciment armé est diagnostiquée. Puis, enfin, en mars 2013, la coupole est expertisée.

1.4.1.1. *Les montants*

Il décrit les montants n°1 et n°16 comme les plus affectés par la corrosion. Ces montants sont situés de part et d'autre de la porte de la guérite. Ils ont une couche de corrosion de 20 mm en parement intérieur du soubassement. La corrosion sur les faces latérales de ces deux montants est telle que l'épaisseur totale cumulée du montant et de la corrosion est de 8 cm, alors qu'initialement, sans corrosion, l'épaisseur du profilé était 3 cm. La corrosion a diminué l'épaisseur jusqu'à une valeur résiduelle de 5 mm par endroits. Il faut en effet rappeler que l'épaisseur des produits de corrosion n'est pas égale à la diminution de la section de métal, par effet de foisonnement.

En dehors des montants n° 1 et n° 16, le montant n° 8 est le plus dégradé. Il présente un même degré de corrosion que les montants n° 1 et n° 16 en parement intérieur (20 mm), mais beaucoup moins latéralement (4 mm et 6 mm de part et d'autre), ainsi qu'en face arrière (6 mm de corrosion).

Les autres montants sont moins affectés. Le montant n° 9 est le moins corrodé. La corrosion est présente en parement intérieur (7 mm à 8 mm) et sur les faces latérales (0,4 mm d'un côté et 1 mm de l'autre).

A proximité du montant n° 8 un relevé du taux de Chlorures a été effectué, le résultat est faible et inférieur au seuil d'initiation de la corrosion.

1.4.1.2. *Le plancher métallique*

Le plancher métallique situé dans la chambre de machinerie (niveau 70,0 m) a fait partie aussi de cette expertise. Il est supporté par un réseau de 4 poutres maîtresses (AD, HE, CF et BG) et de 6 poutres secondaires (Figure 15). Ce sont des profilés reconstitués rivetés formant une section en forme de I. Les dimensions des poutres maîtresses sont $h=350$ mm, $b= 210$ mm et $a = 10$ mm (h hauteur totale, b largeur des semelles et a épaisseur de l'âme) et les secondaires

1. Le phare de l'Île Vierge

sont de $h=250$ mm, $b=130$ mm et $a=11$ mm. Les deux poutres maitresses CF et BG sont déviées en B et C pour permettre le passage de l'escalier qui monte à la lanterne (Figure 15).

Le CEREMA évalue le niveau de corrosion des poutres par un indice variant de 1 à 4:

- 1 = absence de corrosion et présence de la protection anticorrosion
- 2 = corrosion superficielle
- 3 = corrosion feuilletant sans perforation mais avec perte d'épaisseur
- 4 = perforation de la structure métallique

Les abouts de poutre A, B, C, G, H et 1 sont classés dans l'indice 4. Les points A, H et 1 se trouvent dans la partie inférieure de l'accès de la guérite. Les autres abouts sont en indice 3. En dehors des abouts, les poutres sont dans un état jugé correct avec quelques traces de rouille.

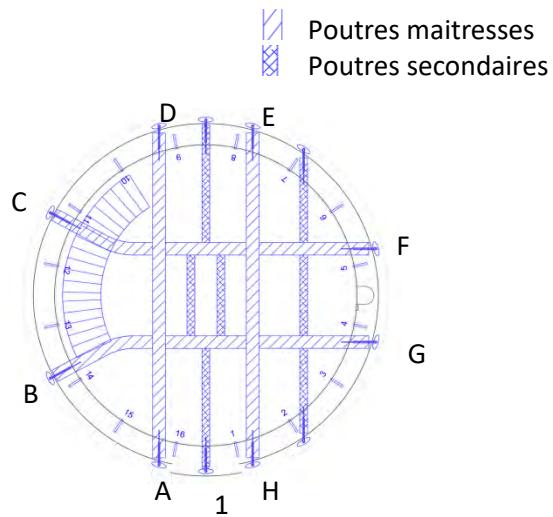


Figure 15 Plan de repérage du plancher métallique de la chambre de service niveau 70,0 m.

1.4.1.3. *Le plancher Hennebique*

Le plancher de la chambre de service a été aussi diagnostiquée. Cette structure est en ciment armé suivant le système breveté par Hennebique. Il est supporté par deux poutres en parallèles séparées 1,70 m, d'une poutre de rive en arc de cercle ancrée à la maçonnerie, d'une dalle de 8 cm d'épaisseur. Il reçoit un plafond de 8 cm supportant l'opaline.

Le niveau d'humidité de la chambre de service est décrit comme très haut. Des mesures de potentiel sur le plancher ont démontré que les armatures sont dans une échelle de corrosion possible à très probable. Les aciers qui ont été auscultés par des fenêtres de reconnaissance présentent une corrosion en surface sans perte de section. Finalement, les taux de chlorures

1. Le phare de l'Île Vierge

mesurés sur des prélèvements de ciment du plancher au droit des armatures sont importants et proches du seuil critique pour ce type de béton.

En septembre 2011, une étude de portance du plancher de la chambre de service [8] a été réalisée dans le but de déterminer par le calcul la capacité du plancher à reprendre les efforts dus aux sollicitations de service. Ce calcul par la méthode des éléments finis, dans lequel plusieurs types de liaisons dalle-mur ont été envisagés, a mis en évidence que les contraintes dans les armatures sont supérieures aux limites admissibles présentées dans la note de calcul de 1901. De plus, ces armatures ayant une forte probabilité d'être corrodées, les contraintes admissibles doivent être réduites. De ce fait, en l'absence d'une caractérisation réelle des matériaux, tout stockage sur le plancher a été proscrit de sorte que le plancher ne supporte que les charges permanentes.

1.4.1.4. *La coupole*

Une expertise de diagnostic de la coupole [6] fait en mars 2013 a conclu que l'état général de la charpente de la coupole est satisfaisant, sauf au niveau des liaisons entre les arbalétriers et la sablière et de certaines fixations. La charpente ne nécessite pas de travaux de réparation, mais la peinture anticorrosion est dégradée. Le rapport préconisait :

- La reprise de la peinture anti-corrosion de la charpente, des entraits et de la face interne de la couverture en cuivre (la face externe est patinée, le cuivre est à nu) ;
- Le remplacement à court terme de toutes les cornières et boulons de fixation des arbalétriers sur la sablière (20 rompus sur les 32) ;
- Le remplacement des vis de fixation de la couverture et un remasticage ;
- Un remplacement urgent des fixations de la boule et la flèche (en particulier des 2 câbles de maintien sur 3 rompus).

1.4.2. Réparations

Suite aux investigations décrites précédemment, des réparations de la structure sont envisagées dès juillet 2011 [4]. Elles concernent : le remplacement pour parties des montants métalliques, la réfection des ancrages des poutres du plancher métallique, le repiquage et le rejointssement du soubassement ainsi que le décapage des éléments corrodés dans la lanterne et l'application général d'un système anticorrosion sur les éléments métalliques.

1. Le phare de l'Île Vierge

Le 5 août 2014, le CEREMA et la Subdivision des Phares et Balises ont remplacé les vis, cornières et boulons de fixation de la lanterne selon le rapport de diagnostic de la coupole de 2013 (Figure 16 a) et b)).

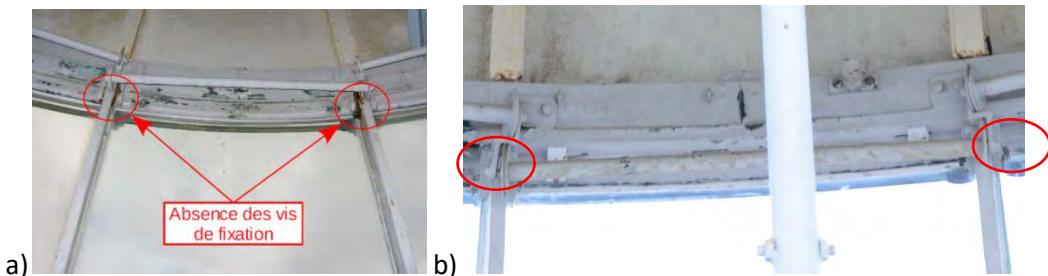


Figure 16 Vis de fixation. a) Rapport 2013 [6]. b) Photo L. PENA octobre 2017

Pendant les derniers mois de 2014, les montants de la lanterne sur la hauteur du soubassement ont fait l'objet des travaux de rénovation (Figure 17) qui ont consisté à :

- Mettre à jour les profilés après sciage de la maçonnerie,
- Appliquer un revêtement anticorrosion,
- Restituer un mortier pour reboucher la rainure et générer une surface de protection sur la face antérieurement exposée.



Figure 17 Réparation des montants de la lanterne au niveau de soubassement. Les quatre phases de chantier : sciage, mise à nu des montants, peinture, pose de nouveau mortier de rebouchage – Photos CEREMA

Entre octobre 2015 et mars 2016, l'Enterprise Atelier DLB est intervenu les poutres du plancher métallique au niveau 70,0 m. L'intervention a compris les étapes suivantes :

- Décapage du métal et mise à nu de l'encastrement des poutres par perçage de la maçonnerie (Figure 18)
- Renforcement des encastrements métalliques classés en indice 4 de corrosion par ajout de profilés sur les âmes
- Pose d'une peinture anticorrosion (Figure 19)
- Reconstitution de l'encastrement (Figure 19)

1. Le phare de l'Île Vierge



Figure 18 Poutres métalliques du plancher de la chambre de service. Encastrement après décapage - Photo CEREMA



Figure 19 Poutres métalliques du plancher de la chambre de lanterne. Encastrement avant, durant et après réparation – Photo CEREMA

En 2017, toutes les fissures et joints étaient colmatés par un produit type silicone blanc, dans le but d'améliorer l'étanchéité et d'empêcher l'humidité et les chlorures de l'air marin d'entrer et de pénétrer dans la maçonnerie jusqu'aux éléments métalliques internes.

1.4.3. Hypothèses et calculs du CEREMA

Suite aux investigations, le CEREMA s'est interrogé sur la cause des fissures observées sur le mur de soubassement de la lanterne. Deux hypothèses ont été évoquées : l'action de la corrosion des montants, et l'action du vent.

1.4.3.1. L'action de la corrosion

Après avoir suivi tous ces études et interventions le CEREMA a postulé l'hypothèse la plus évidente pour donner une réponse à la question sur l'origine des fissures du soubassement : les produits de corrosion des montants ont fait éclater la maçonnerie provoquant les fissures traversantes visibles à l'extérieur. Cependant, le rapport et intervention d'avril 2011 spécifie qu'en dehors des montants n° 1, n° 8 et n° 16 l'épaisseur des produits de corrosion sur les faces latérales des plats métalliques était inférieure à 1 mm, voire nulle et la peinture anticorrosion orange d'origine étant encore présente. Cette hypothèse a donc été invalidée.

1.4.3.2. *L'action du vent*

Le CEREMA a ensuite supposé que les fissures observées sur le mur de soubassement étaient dues à l'action du vent et à des phénomènes dynamiques associés. Dans le but de vérifier cette hypothèse, une étude statique et dynamique de la tour a été confiée à l'Ecole Polytechnique de Lausanne dans le cadre d'un stage de master réalisé en juin 2014 [9].

Dans un premier temps, des mesures dynamiques ont été réalisées sur le phare de l'Île Vierge le 6 mars 2014. Les fréquences propres en mode 1 et 2 ont été obtenues après traitement des données mesurées. La première fréquence propre est de 1,47 Hz et en deuxième mode est de 5,29 Hz.

Le phare a été modélisé et calculé sous l'action du vent uniquement, avec dépression ou surpression interne. L'action du vent a été appliquée selon l'EUROCODE 1-4. La masse volumique de la maçonnerie a été choisie entre 2,5 t/m³ et 2,7 t/m³. Le poids de la lanterne a été négligé mais une masse de 10 tonnes correspondant à l'appareil d'optique a été prise en compte au sommet de la tour. La maçonnerie a été modélisée comme un matériau élastique homogène. Ne connaissant pas les caractéristiques de la maçonnerie, plusieurs calculs ont été menés avec des modules d'Young différents compris dans une fourchette allant de 14 GPa à 17 GPa jusqu'à ce que le calcul retrouve les modes propres mesurés sur le phare. Par cette analyse inverse, il a été démontré que le module homogénéisé de la maçonnerie vaut 17 GPa. Le calcul a donné comme résultat un déplacement horizontal au sommet de la coupole de 33 cm, et de 2,5 cm en haut du mur de soubassement. Cependant, le calcul a montré également qu'il n'y a pas de risque de mise en oscillation de la tour en maçonnerie, ce qui confirme les mesures réalisées sur le phare en 1902 [10].

Dans le modèle, les montants sont encastrés en pied au niveau inférieur du mur (70,00 m) et en appui au sommet du mur (73,40 m) mais ne sont pas liés à la maçonnerie sur la hauteur du soubassement. Dans cette configuration, la pression du vent engendre la flexion des montants sur la hauteur de la maçonnerie. Selon l'auteur du rapport, il s'en suit des pressions localisées sur la corniche en tête du soubassement, avec développement de phénomènes de fatigue qui expliqueraient les fissures. Les oscillations engendreraient une propagation des fissures depuis la corniche jusqu'à la base du mur.

Cette conclusion n'a pas convaincu le CEREMA. L'implication du LMDC a démarré à ce moment-là.

1.5. Conclusion

Les actions menées par le CEREMA sur le phare de l'Île Vierge avant le démarrage de la thèse en septembre 2017 ont mis en évidence que sur la hauteur de la tour, la maçonnerie est saine et a remarquablement bien vieilli et traversé le temps. Tous les dommages sont donc concentrés en partie haute du phare, au-dessus du plancher support de la machinerie de l'appareil d'optique situé 70,00 m au-dessus du sol.

Les dommages observés sur la lanterne métallique qui abrite l'appareil d'optique demandaient des travaux de maintenance qui ont été réalisés. Sa résistance et sa stabilité sous l'action du vent ne sont plus remis en cause.

Le plancher Hennebique de la chambre de service des gardiens du phare s'est révélé insuffisant pour supporter des surcharges et a été fermé au public. Sa stabilité sous son propre poids a été vérifiée.

Les dommages des poutres du plancher métallique niveau 70,00 m étaient répartis sur sa périphérie, notamment sur l'ancrage des poutres dans la maçonnerie. Les poutres les plus corrodées étaient à côté de la porte de la guérite du fait de la forte humidité de cette zone. Le plancher a été réparé et conforté.

Sur la hauteur du mur de soubassement en maçonnerie de la lanterne, entre les niveaux 70,00 m et 73,40 m, les montants de la lanterne étaient plus ou moins corrodés. Des travaux de réparation et de maintenance ont été réalisés. Les montants de la lanterne ont été mis à nu dans la hauteur du soubassement puis traités et re-scellés. Les photos montrent une maçonnerie saine de part et d'autre des saignées. Les pierres ne semblent altérées ni en surface ni en profondeur.

Les interrogations se concentrent finalement sur les fissures observées sur la face externe du mur de soubassement. Ces fissures sont verticales et pour la plupart, règnent sur toute la hauteur du mur. Elles tendent à réapparaître dans le mortier de scellement des montants et les réparations successives exécutée face externe ne tiennent pas ce qui prouve que les fissures sont toujours actives. Globalement, les fissures sont plus ouvertes côté Est du cylindre. La position des fissures correspond à la position des montants de la lanterne.

Pour expliquer ces fissures, deux causes hypothétiques ont été formulées par le CEREMA avant 2017 : la corrosion des montants de la lanterne et l'action du vent transmise par les montants d'ancrage de la lanterne.

1. Le phare de l'Île Vierge

Cependant, au regard des investigations menées par le CEREMA, en dehors des montants les plus exposés à l'humidité et situés de part et d'autre de la porte d'accès au balcon périphérique, les produits de corrosion sont faibles et ne peuvent pas expliquer les fissures.

Une étude a été confiée à l'EPFL qui a exploré l'hypothèse sur l'action du vent. Dans ce cadre, des mesures de vibration ont été réalisées sur le phare et des calculs ont été effectués. Ils prouvent que globalement, le phare ne peut pas se mettre en oscillation ce qui confirme les mesures d'oscillations effectuées sur site lors de la mise en service du phare en 1902. Dans le modèle de calcul, les montants sont uniquement encastrés à la base, simplement appuyés en tête du mur, et libres de fléchir sur la hauteur du soubassement. Les calculs suggèrent que les fissures du soubassement s'initient en tête du mur, sous l'action de la poussée des montants du fait de la force cyclique du vent, puis se propagent vers le bas. Cette interprétation n'a pas convaincu. On retiendra cependant, que les mesures faites sur site en 1902 et en 2014 se rejoignent et que les mesures ont permis d'estimer le module d'Young homogénéisé de la maçonnerie (17 GPa).

Finalement, aucune des deux hypothèses formulées et explorées ne fournissent la cause de l'ouverture des fissures et de la variation de cette ouverture. De ce manque d'explication est née la nécessité de développer une méthodologie de diagnostic applicable aux phares.

2. PROBLEMATIQUE DE LA THESE

Le patrimoine culturel, technique et maritime que représentent les phares de France est inestimable. Quarante-deux d'entre eux sont inscrits au titre des « Monuments historiques » [11]. Ils démontrent les prouesses dont étaient capables les techniciens et scientifiques à l'époque de leur construction. Ce patrimoine doit être valorisé et conservé le plus longtemps possible. La présente thèse s'inscrit dans la démarche de diagnostic structurel des phares à terre.

Au 19^{ème} siècle, bâtir des tours de grande hauteur dans des conditions environnementales extrêmes le long du littoral et en mer a été un défi pour l'ingénierie. L'accès au chantier, sur un îlot isolé tel que l'Île Vierge, très loin des villes, a exigé des moyens spécifiques pour la livraison des matériaux et le transport des ouvriers [2]. Ce fut un défi d'élever des maçonneries et une charpente métallique jusqu'à 80m de hauteur, dans des conditions climatiques parfois sévères, en plein vent. Cependant, ce phare n'est pas soumis à l'action des vagues, comme le célèbre phare de « la Jument » proche d'Ouessant au large du Finistère. La thèse présentée ici se concentre sur le cas des phares à terre qui sont exposés aux actions environnementales à l'exclusion de l'action des vagues.

La partie supérieure du phare de l'Île Vierge présente actuellement un schéma de fissuration verticale déjà exposé dans le paragraphe 1.3. Deux hypothèses ont été étudiées par le CEREMA, entre 2010 et 2017, sans qu'aucune d'entre-elles n'ait donné une explication convaincante de la pathologie observée sur cette structure. Pour y remédier et comprendre l'origine des désordres dans les maçonneries, le CEREMA s'est rapproché en 2017 du Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC) de Toulouse, qui dispose d'une forte expérience en pathologie des structures et des matériaux et notamment dans l'étude des structures en maçonnerie.

Le CEREMA conjointement avec le Service des Phares et Balises, surveille habituellement les phares des côtes de France ainsi qu'une grande partie des ouvrages maritimes. Son expérience lui a permis de réaliser des publications et guides dans le domaine. Le document « Auscultation, surveillance et entretien des ouvrages maritimes : Les ouvrages en maçonnerie » [12] présente les pathologies les plus fréquentes rencontrées sur les ouvrages maritimes en maçonnerie.

D'autre part, le document « Humidité dans les phares »[13] présente comment une source importante de corrosion des aciers est la condensation ou l'humidité élevée à l'intérieur du phare. Etant donné que l'air est aussi chargé des ions et des particules d'eau de mer, l'humidité dans les ambiances chargées des sels provoquent la corrosion des aciers. La présence d'un élément métallique dans la maçonnerie représente un chemin d'entrée pour les agents corrosifs

2. Problématique de la thèse

au cœur de la maçonnerie. Au moment que ces agents s'introduisent l'altération de la maçonnerie commence ainsi que la corrosion des aciers se fait par l'extérieur et par l'intérieur de la paroi[12].

D'après les rapports de diagnostic des phares des dernières années (après 2010), plusieurs phares ont présenté des schémas de fissuration dans le soubassement accompagnés d'une forte corrosion dans les éléments métalliques encrés dans celui-ci. C'est le cas du phare de Pertusato[14], du Petit minou[15] et de la Giraglia [16]. Des cas où l'éclatement des pierres et des joints étaient remarquables avec la corrosion d'un élément métallique à l'intérieur de la maçonnerie. Cependant, sur le phare de l'Île Vierge, le niveau de corrosion des montants est important uniquement sur 3 des 16 montants et l'allure des fissures n'est pas semblable à ceux des autres phares.

2.1. Objectif

Dans un premier temps cette thèse a pour objectif de trouver l'origine des pathologies présentées sur le phare de l'Île Vierge et d'analyser leur évolution sur la durée de la recherche. Par la suite, et après une analyse, il s'agira de concevoir une méthodologie qui permet de réaliser le diagnostic structurel des phares qui peuvent être exposés à des actions telles que celles étudiées dans le phare de cette recherche. Plusieurs actions mécaniques peuvent induire des contraintes importantes de traction dans la structure, susceptibles de provoquer des fissures.

2.2. Hypothèses

A priori, trois actions peuvent être impliquées dans l'ouverture des fissures du phare de l'Île Vierge : la corrosion des parties métalliques encastrées dans les pierres, l'action du vent et les actions thermiques.

Le CEREMA et la Subdivision des Phares et Balises ont une grande expérience en pathologies des phares dues à l'humidité qui règne inévitablement dans les ouvrages maritimes[13]. Comme il a été déjà expliqué dans le paragraphe 4.2., pendant l'intervention de 2014 dans la chambre de la machinerie du phare de l'île Vierge, les montants métalliques ont été mis à nu et rénovés. Pendant cette intervention, seulement 3 montants ont été qualifiés dans un état de corrosion élevé alors qu'il existe 9 fissures ouvertes sur toute la hauteur du mur de soubassement de la lanterne. De ce fait, le CEREMA a écarté cette hypothèse.

Par la suite, le CEREMA a considéré une 2^{ème} hypothèse : l'action du vent. Evidemment, le vent se ressent fortement en bord de mer. Il suffit de monter en haut du phare de l'Île Vierge et sortir

2. Problématique de la thèse

sur le balcon périphérique situé à 70 m du sol pour ressentir la force du vent sans avoir besoin d'un instrument de mesure. Un calcul des contraintes normales dans la tour sous l'action du vent a déjà été effectué par l'EPFL et le CEREMA dans le domaine élastique [9], [17] Un approfondissement de ce calcul sera proposé dans cette thèse pour tenir compte de la faible résistance en traction de la maçonnerie. Par ailleurs, il s'agira d'analyser quelle est la relation entre l'action du vent et le comportement des fissures.

Une troisième cause possible des dommages sera explorée dans cette thèse : l'action thermique, moins intuitive mais logique. Plusieurs phénomènes thermiques sont présents dans la partie haute d'un phare :

- La différence de température entre la lanterne (soumise à effet de serre) et la chambre située juste en-dessous limitée par le mur de soubassement qui nous intéresse,
- La différence de température entre l'intérieur et l'extérieur du phare conduisant à un gradient thermique dans la paroi en maçonnerie,
- La différence de température entre les points diamétralement opposés du cylindre,

Toutes ces actions peuvent induire des contraintes de traction dans la maçonnerie qu'il s'agit d'évaluer pour savoir si elles sont capables de provoquer l'ouverture de fissures dans les joints de la maçonnerie et dans les pierres. Pour quantifier ces phénomènes naturels et leur évolution dans le temps, un plan de surveillance a été mis en œuvre.

2.3. Plan de surveillance

En avril 2017, une campagne d'instrumentation a été lancée au cours d'un stage coencadré par le laboratoire LMDC, l'INSA Toulouse, et le CEREMA[18] avec le soutien logistique de la Subdivision des Phares et Balises de Brest. Toute l'instrumentation est installée au niveau du mur de soubassement et sur la hauteur de la lanterne (entre les niveaux 70.00 et 82.40). Le système de mesure mis en place inclut un ensemble de capteurs de température, de capteurs de déformation LVDT, de jauge de déformation et d'anémomètres. Les données recueillies par cette instrumentation ont été enregistrées de façon continue, tous les jours, jusqu'en 2020, et pourrons encore l'être à l'avenir. Les capteurs enregistrent des données pendant les 20 premières secondes de chaque heure, à raison d'une mesure par seconde[19].

2. Problématique de la thèse

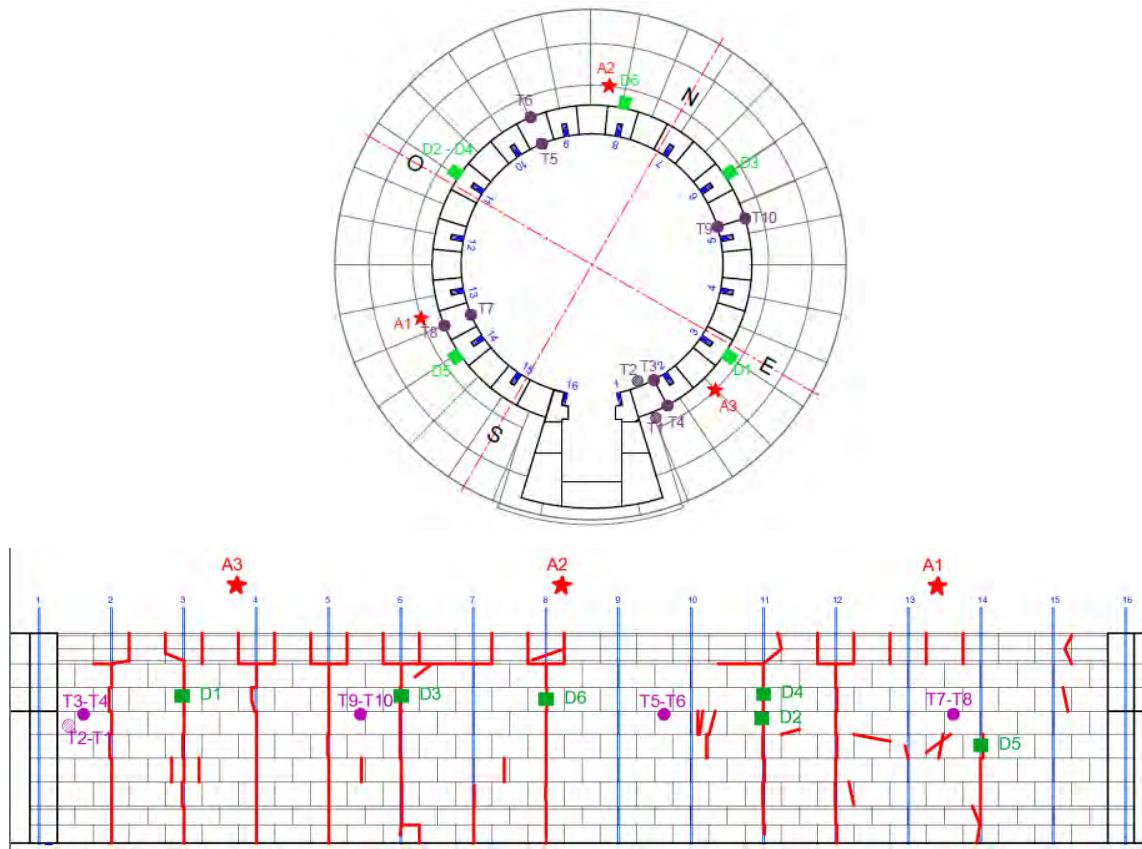


Figure 20 - Localisation de l'instrumentation sur le mur de soubassement de la lanterne

Dans le détail, le plan de surveillance est aujourd’hui composé de (Figure 20) [19]:

- 6 Capteurs de déplacement LVDT repartis sur les 5 fissures verticales correspondant aux montants n° 3, n° 6, n° 8, n° 11 et n° 14, sur la face externe de la maçonnerie, protégés par des capots, marque Solartron course de $\pm 2.5\text{mm}$ et de $\pm 5\text{mm}$ et avec précision de 1 μm :
 - + D1 situé sur la fissure du montant n°3 sur une pierre, 7^{ème} lit ;
 - + D3 situé sur la fissure du montant n°6 sur une pierre, 7^{ème} lit ;
 - + D4 situé sur la fissure du montant n°11 sur une pierre, 7^{ème} lit ;
 - + D2 situé sur la fissure du montant n°11 sur un joint, 6^{ème} lit ;
 - + D5 situé sur la fissure du montant n°14 sur une pierre, 4^{ème} lit ;
 - + D6 situé sur la fissure du montant n°8 (Figure 21) sur une pierre, 7^{ème} lit.

2. Problématique de la thèse



Figure 21 Anémomètre A2 et LVDT D6 sur la fissure du montant 8 – Photo CEREMA 13 septembre 2018

- 8 sondes de température type PT 100 classe A (+/- 0,15 °C) positionnées en couple faces externes et internes du mur de soubassement, 6^{ème} lit de pierres, encastrées 5 mm à l'intérieur de la maçonnerie, à proximité des fissures instrumentées :
 - + T3 face intérieure et T4 située face extérieure, à proximité du LVDT D1 ;
 - + T9 face intérieure et T10 située face extérieure, à proximité du LVDT D3 ;
 - + T5 face intérieure et T6 située face extérieure, à proximité des LVDTs D4 et D2 ;
 - + T7 face intérieure et T8 située face extérieure, à proximité du LVDTs D5.



Figure 22 - LVDT D3, sondes T9 T10, vue du balcon périphérique - Photo CEREMA 11 avril 2017

- 2 sondes de température collées sur les faces intérieure et extérieure de la paroi pour mesurer la température de surface de la maçonnerie, T1 à l'extérieur et T2 à l'intérieur.
- 3 sondes de température à l'intérieur de la lanterne :

2. Problématique de la thèse

- + T11 collée sur la charpente métallique au niveau 77,4 m ;
- + T12 dans l'air, derrière la verrière ;
- + T13 dans l'air, en partie haute de la lanterne au niveau 77,6 m suspendue au milieu de la coupole.

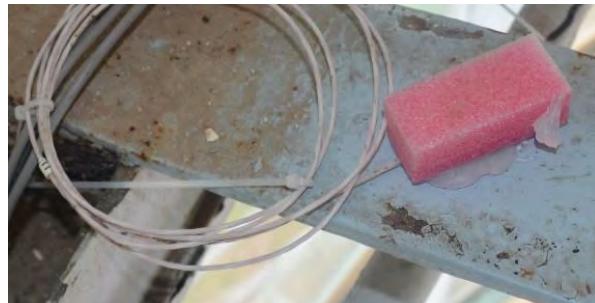


Figure 23 Capteur T11 en partie haute de la lanterne [20]

- 3 anémomètres fixés à la main courante, niveau 73,8 m (Figure 24) :
 - + A1 positionné à la droite de montant n° 13, 236 °N ;
 - + A2 positionné à la droite de montant n° 8, 336 °N ;
 - + A3 positionné à la droite de montant n° 2, 105 °N.



Figure 24 Anémomètre A3 Photo CEREMA 13 septembre 2018

Ces anémomètres ont été installés et mis en service le 13 septembre 2018. Les premiers capteurs, installés en 2017 ont eu des complications techniques et ils ont été remplacés.

- 4 jauge de déformation collées sur la charpente métallique au niveau 77,4 m nommées J1, J2, J3, J4 .

2.4. Méthode

La méthodologie multi-approche développée et mise en œuvre dans cette thèse suit un chemin organisé dans le but de trouver une réponse à la question posée. Au démarrage de la thèse, une recherche historique a déjà eu lieu au LMDC qui a permis de recueillir la géométrie, le phasage constructif et l'origine des matériaux constitutifs du phare de l'Île Vierge [18], ainsi que la méthode de calcul utilisée au 19^{ème} siècle pour dimensionner le phare sous l'action du vent [10], [21] Par ailleurs, un plan de surveillance a été mis en place sur le phare de l'Île Vierge en juin 2017, décrit ci-dessus. Sur cette base, la recherche s'est construite en quatre parties principales, successivement :

- La caractérisation des matériaux composants la maçonnerie (Chapitre 4),
- Le calcul de l'action du vent (Chapitre 5), et de l'action thermique (Chapitre 6), et des contraintes générées dans la structure,
- Le recueil et l'analyse des données issues de l'instrumentation *in situ*, dont, en particulier, l'analyse du mouvement des fissures instrumentées (Chapitre 7),
- La recherche des corrélations entre les données recueillies (Chapitre 8).

Cette méthodologie a été appliquée au cas du phare de l'Île Vierge afin de montrer son efficacité pour effectuer le diagnostic des pathologies structurelles des phares en général.

Le Chapitre 3 présente une synthèse bibliographique du sujet.

Dans le Chapitre 4, les essais de caractérisation chimique, mécanique et thermique des pierres de construction du phare, à savoir le granite et le kersanton, sont présentés. Pour les deux pierres, les analyses ont été faites en échantillons avec deux niveaux de dégradation, lesquels sont appelées sain et altéré. Les compositions minéralogique et chimique ont été testées respectivement par la Diffraction des Rayons X (DRX) et la méthode d'analyse à Plasma à Couplage Inductif (ICP – Inductively Coupled Plasma). Le comportement mécanique est caractérisé à partir d'essais de compression et de flexion 3 points jusqu'à rupture. L'ensemble des essais a permis de paramétriser le comportement mécanique non linéaire du kersanton en utilisant un modèle d'endommagement implémenté au LMDC. Le comportement thermique est caractérisé par l'essai de dilatation thermique.

Les chapitres 5 et 6 diffèrent dans l'action étudiée : le Chapitre 5 fait l'analyse de l'action du vent et le Chapitre 6 fait l'analyse de l'action thermique. Pour les deux actions, la méthode est la même. D'abord, la valeur des actions est calculée ou prise selon le chapitre de l'EUROCODE dédié (1-4 pour le vent et 1-5 pour l'action thermique). Dans un deuxième temps, les contraintes

2. Problématique de la thèse

générées dans la structure sous ces actions sont calculées (modèles 1D et 3D). Enfin, les valeurs relevées sur site dans le cadre du plan de surveillance sont comparées aux actions réglementaires pour valider ou invalider le calcul.

Le Chapitre 7 présente les résultats du plan de surveillance mis en œuvre sur 2 années et une analyse du mouvement des fissures au regard des actions thermiques et du vent. Le Chapitre 8 recherche les relations entre les paramètres mesurés par l'instrumentation. Ce chapitre propose une méthodologie d'analyse statistique qui permet de quantifier les corrélations entre les paramètres. Par ailleurs, des analyses par réseaux neuronaux confirment les conclusions de la méthodologie proposée.

Enfin, le Chapitre 9 dégagera les conclusions principales de cette recherche et ouvrira des perspectives au diagnostic structurel des phares.

3. BIBLIOGRAPHIE

Ce chapitre a pour but de faire l'état de l'art en rapport avec le sujet qui nous occupe. Le but est de trouver des éléments de réponse aux questions posées. La question principale est : comment procéder pour déterminer l'origine des fissures existant sur le mur de soubassement de la lanterne du phare de l'Île Vierge ? De plus, il s'agit de trouver les méthodes déjà utilisées pour analyser l'évolution d'un schéma de fissuration déjà existant, en lien avec une instrumentation *in situ*. Il est important de préciser que les causes de l'apparition des fissures et les causes de la variation actuelle de l'ouverture des fissures ne sont pas nécessairement les mêmes. Elles seront donc abordées de façon séparée.

Dans cette étude bibliographique, le lecteur trouvera trois parties. La première partie est dédiée au calcul statique des phares ou des tours soumises aux actions environnementales. La seconde partie s'intéresse aux propriétés mécaniques des trois matériaux présents dans le phare (le fer puddlé, la maçonnerie de pierre de kersanton et de granite) et à leur variation du fait de leur environnement. Enfin, la troisième partie se concentre sur les méthodes envisageables pour analyser les données recueillies par l'instrumentation mise en place sur le phare pour enregistrer les mouvements actuels des fissures et les actions climatiques.

3.1. Actions environnementales sur les phares

Les actions sur les phares ont peu été étudiées. En 2016, des articles sur les instrumentations mises en place récemment sur les phares britanniques ont été publiés [22]. Elles visent le comportement des tours face aux actions dynamiques imposées par les vagues pendant les tempêtes. Trinh *et al.* [23] ont instrumenté le phare d'Eddystone au Sud-Ouest de Plymouth en Angleterre. Le phare est une tour de 41,5 m de hauteur en maçonnerie de granite, de forme conique avec un diamètre maximal à la base de 13,4 m et un diamètre minimal de 7,2 m dans la partie supérieure. Cette différence diamétrale génère une épaisseur de mur variable entre 2,60 m et 0,70 m. Des caméras ont été placées afin de surveiller la houle qui frappe la structure et des géophones pour mesurer la réponse de la structure. A partir des données enregistrées, les chercheurs ont extrait les accélérations et les déplacements produits par les perturbations. Par ailleurs, un calcul dynamique élastique homogénéisé a été développé en utilisant la méthode des éléments finis (code LUSAS, éléments hexaédriques). Les auteurs ont modélisé la structure en prenant en compte les ouvertures et les fenêtres. Le module d'Young et le coefficient de Poisson ont été supposés constants sur toute la structure. Le calcul de la fréquence propre de la structure a donné 4,36 Hz. De plus, un modèle plastique a été utilisé pour étudier la stabilité de la tour sous l'effet de la houle. Les trois phénomènes analysés sont l'écrouissage des matériaux,

3. Bibliographie

le renversement et le glissement. L'écrouissage des matériaux a été évalué par le critère de Mohr-Coulomb, en prenant $\phi=35^\circ$, $\sigma_c=147,8$ MPa et $\tau_c=31$ MPa (données extraites de la littérature). Les contraintes générées par l'impact de la houle la plus forte étudiée restent dans la zone élastique. Le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de renversement en cas de houle est de 8,14, et vis-à-vis du risque de glissement 6,33 (coefficient de frottement de 0,7). De plus, les auteurs ont calculé qu'une houle de 17 m d'hauteur sera capable de générer des fissures dans la zone inférieure du phare, et une houle de 17,5 m sera capable de déstabiliser le phare avec une force de 21,2 kN.

D'autres études ont été faites sur le phare de La Jument [24], [25], notamment des études dynamiques. Le phare a été instrumenté avec une instrumentation dynamique (accéléromètres) accompagnée d'un système d'image stéréo (SIS Stereo Imagery System) et des radars marins. L'instrumentation in situ a permis d'enregistrer le comportement de la structure pendant des fortes tempêtes et de caractériser les houles qui ont frappé la structure. D'après les données enregistrées, la première fréquence de vibration de la structure a été définie, ainsi que les accélérations, vitesses et déplacements. Par ailleurs, les auteurs ont réussi à déterminer la direction de la houle critique frappant par comparaison des photos prises en lieux différents de la même houle. La zone d'impact sur le phare par la crête de la houle a été aussi identifiée par le système de surveillance. Le comportement du phare et des houles a été caractérisé.

Ces démarches de calcul sont intéressantes et fournissent des données à retenir. Cependant, le phare de l'Île Vierge n'est pas impacté par la houle et ne présente pas des problèmes dynamiques. Il n'est soumis qu'à l'action du vent et de la température.

Au vu de l'absence de publications sur les phares soumis à ces deux actions, la recherche bibliographique a été étendue aux structures similaires en géométrie telles que les cheminées et les tours de grande hauteur.

3.1.1. L'action du vent

Lors du diagnostic des pathologies courantes des cheminées, l'action du vent est un paramètre essentiel. Les cheminées sont des structures élancées de plusieurs dizaines de mètres de hauteur (entre 20m et 50m) en tronc de cône et de section circulaire ou polygonale. Lopez-Patiño *et al.* [26] ont fait l'inspection de 538 cheminées en Espagne pour déterminer les pathologies les plus souvent présentes dans ces structures. Pendant l'inspection, une forte influence du vent sur les déformations des tours a été observée. Selon la recherche de Lopez-Patiño, les vents forts dominants ont généré des déformations permanentes au sommet des tours.

3. Bibliographie

A partir d'un calcul aux éléments finis, Ivorra *et al.* [27] ont étudié une cheminée en brique inclinée à cause de la pression du vent. La structure présente une fissure verticale entre les niveaux 13,7 m et 21,1 m accompagnée d'une inclinaison en direction Nord-Est. D'après les archives du climat espagnol, les vents dominants viennent de l'Ouest (12 % en occurrence) et les vents avec la vitesse moyenne maximale viennent de l'Est. Un calcul a été réalisé sur SAP2000 avec la base de la tour encastrée. Les éléments sont de type coque à 4 nœuds. La force du vent a été appliquée directement par le logiciel sous la forme d'une charge statique au point le plus haut de la structure. L'étude a conclu que la fissuration de la structure commencera avec un déplacement du sommet de 1,3 cm, et qu'avec 2,6 m se produira l'effondrement total de la tour.

Pallarés *et al.* [28] ont fait une synthèse de l'état de l'art de ce type de structures en matière de méthodes de calcul et de pathologies. Les auteurs ont fait le bilan des informations historiques, des pathologies et des modélisations numériques disponibles sur les cheminées en briques. Certaines cheminées présentent des inclinaisons visibles à l'œil. Cette pathologie est due au fait qu'au moment de la mise en œuvre des briques, le mortier des parties exposées au vent a séché plus rapidement que les zones à l'abri. Ceci, ajouté aux contraintes générées par la flexion de la tour sous l'action du vent, a conduit à une déformation plus importante du côté opposée de la tour lors de la construction.

L'action du vent est déterminante dans le dimensionnement des tours de grande hauteur. Les ingénieurs l'ont prise en compte lors de la construction des phares et des cheminées. Sur le plan historique, Domède *et al.* [10] ont synthétisé les différentes approches du calcul sous l'action du vent des phares et cheminées au 19^{ème} siècle. L'article présente la méthode des frères Fresnel et la méthode de Rankine, ainsi que leur application au phare de l'Île Vierge. Pour une vitesse moyenne du vent de 40,7 m/s, la résultante de l'action du vent est de 1408 kN avec la méthode de Fresnel et 1029kN avec celle de Rankine. D'après les archives de l'époque de la construction, l'ingénieur De Joly a conçu la tour avec un coefficient de stabilité de 10,8. Il a suivi la méthode de Fresnel pour le calcul de l'action du vent et le calcul des contraintes dans la maçonnerie vis-à-vis de cette action.

L'EUROCODE NF EN 1991 consacre tout le chapitre 1-4 [29] au calcul de l'action du vent. La norme présente la détermination de la vitesse moyenne du vent, de la pression dynamique de pointe et de la pression extérieure (variable sur la périphérie du cylindre) et intérieure du vent. Les normes NV-65, qui actuellement ne sont plus en vigueur, présentent une procédure de calcul similaire à celle de l'EC 1-4.

3. Bibliographie

Il est important de signaler que, dans le cas du phare de l'Île Vierge, il manque un calcul qui démontre que les contraintes dues au vent, dans le mur de soubassement, ne dépassent pas la résistance de la maçonnerie.

3.1.2. L'action thermique

Une autre pathologie qui intéresse les cheminées est la fissuration due aux variations thermiques. Lopez *et al.* [26] a remarqué plusieurs problèmes dans la partie basse des cheminées, là où se trouve la concentration de la chaleur. Les fissures peuvent venir du gradient thermique dans le mur, ou bien de la chute rapide de la température lors de l'arrêt de la production de chaleur à l'intérieur de la structure. Cependant, Lopez *et al.* affirment que, en général, les variations de la température ambiante n'endommagent pas les cheminées.

L'EUROCODE 1991-1-5 [30] est dédié au calcul des actions dues aux variations de la température ambiante, ce qui n'était pas préconisé au 19^{ème} siècle. A ce jour, les contraintes d'origine thermique n'ont jamais été étudiées ni quantifiées dans les phares.

3.2. Matériaux de construction

3.2.1. Le fer puddle

La lanterne du phare de l'Île Vierge est composée d'une coupole en partie haute, d'une charpente qui maintient le vitrage, des montants qui ancrent les éléments verticaux de la charpente métallique dans le mur de soubassement en maçonnerie, entre les niveaux 70,0 m et 73,4 m. Très probablement, les éléments verticaux de la charpente métallique et les montants sont en fer puddlé de fabrication de la fin 19^{ème} siècle.

Le fer puddlé est le résultat de la modification de la fonte (combinaison de fer et de carbone maximum 6%) par la technique de puddlage. Cette technique consiste à diminuer la quantité de carbone (au final près de 0.08%) de la fonte. D'autres additions sont présentes comme le phosphore (près de 0.25%), la silice (près de 0.015%), le manganèse (près de 0.025%) et le sulfure (près de 0.015%) [31]. Le fait d'avoir moins de carbone rend le fer puddlé plus dur, plus malléable et plus ductile que la fonte. Cependant, les additions non métalliques font du fer puddlé un matériau hétérogène et isotrope car les impuretés (additions de phosphore et oxyde de fer) se sont réparties dans la masse sans ordre spécifique et leur orientation dépend du sens de laminage [32].

Lesiuk *et al.* [31] ont mené une recherche pour déterminer la fissuration par fluage et les caractéristiques mécaniques de fers puddlés fabriqués d'une part vers 1863 et d'autre part entre

3. Bibliographie

1850 et 1900, exactement l'époque de construction du phare de l'Île Vierge. En conclusion, l'étude a identifié le processus de dégradation à l'échelle microscopique et le rôle de l'effet de fermeture des fissures du fer puddlé dans la fracture par fatigue du matériau. Le Tableau 1 montre les résultats des essais de caractérisation des fers puddlés de l'époque de la construction du phare de l'Île Vierge.

Tableau 1 Caractéristiques élastiques du fer puddlé [31]

		Fabrication en 1863	Fabrication entre 1850 - 1900
Limite élastique	[MPa]	287	272
Contrainte de rupture	[MPa]	360	369
Module d'élasticité	[GPa]	191	189
Allongement à la rupture	[%]	15	16

Carsana et al. [33] ont travaillé sur la corrosion des aciers dans les mortiers généralement utilisés dans les structures anciennes et ceux dans les travaux de renforcements actuels pour déterminer le comportement à la corrosion de certains aciers incorporés dans différents types d'anciens mortiers. Ils ont fabriqué des éprouvettes en gypse (10,2 MPa de résistance en compression), en chaux avec gypse (13,9 MPa de résistance en compression), en chaux avec une pouzzolane naturelle (près de 1 MPa de résistance en compression), en chaux avec des briques anciens triturées (près de 1 MPa de résistance en compression) et en chaux avec du ciment Portland-calcaire. À l'intérieur, chaque éprouvette contenait des barres d'acier inoxydable AISI 304L et des barres lisses en titane. Les barres d'acier étaient à faible teneur en carbone avec microstructure ferrique (similaire au fer ancien). L'enrobage était de 12 mm et le diamètre des barres est 6 mm. Les éprouvettes ont été carbonatées pour simuler le vieillissement.

Selon ses résultats, l'humidité relative pour des valeurs supérieures au 80 % est fortement importante dans le phénomène de corrosion, plus influente que les matériaux. La température peut devenir aussi un facteur influent pour les humidités relatives supérieures à 95 %.

Les données des caractéristiques mécaniques des aciers fabriqués à l'époque de la construction du phare, ainsi que les informations par rapport aux facteurs influents sur la corrosion des aciers immergés dans la maçonnerie seront utilisées pour la phase de modélisation de la structure.

3.2.2. Les pierres

L'endommagement en compression d'une pierre commence par la fissuration de l'échantillon. Deux origines principales de fissuration sont identifiées : la dégradation naturelle de la roche qui a généré des fissures préexistantes dans les pierres, et les fissures d'origine mécanique dues aux chargements anciens.

3. Bibliographie

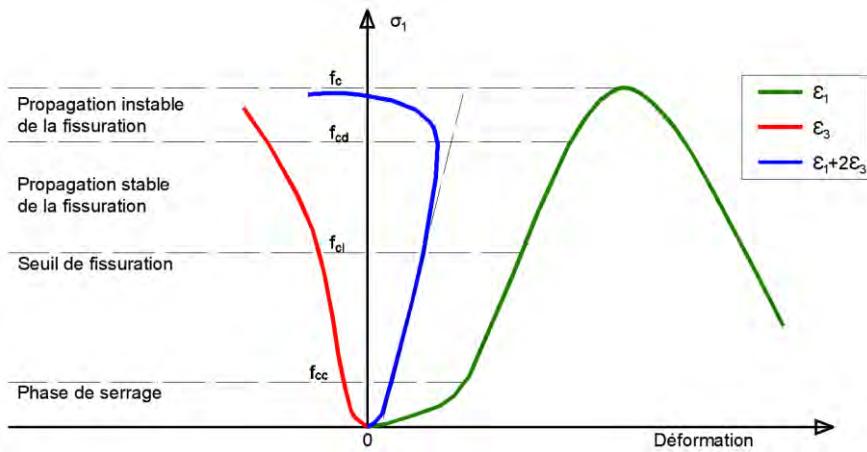


Figure 25 Contrainte - déformation avec changement volumétrique [34]

La Figure 25 décrit le comportement en compression des blocs de pierre et le processus d'initiation de la fissuration mécanique. La courbe ε_1 représente les déformations axiales et contraintes axiales mesurées pendant un essai de compression avec déplacement imposé. Celle de ε_3 est la courbe contrainte - déformation transversale. Et finalement $\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_1 + 2*\varepsilon_3$ représente la variation volumétrique de l'éprouvette.

La courbe ε_1 a cinq zones bien définies :

1. La phase de serrage, où les fissures naturelles de l'élément se ferment sous l'effort de compression (décrément volumétrique) ;
2. La phase élastique linéaire dans les deux directions, ε_1 et ε_3 , la variation volumétrique est nulle ;
3. La phase d'ouverture de fissures avec propagation stable, dans laquelle ε_1 continue dans le comportement élastique linéaire mais ε_3 sort de la zone linéaire en étant responsable de l'initiation de la fissuration (initiation de l'augmentation volumétrique) ;
4. Avant le pic, la phase de propagation instable de la fissuration où ε_1 entre dans la plasticité avec augmentation transversale de volume incontrôlable. Cette zone est la zone de dilatance. C'est la fissuration mécanique non contrôlée qui conduit l'échantillon à la rupture ;
5. Finalement le comportement post-pic [35].

Ce graphique fait la distinction des changements volumétriques élastiques et plastiques. La seule phase élastique est la phase 2, lorsque les déformations longitudinales et transversales sont élastiques. Lorsqu'une des déformations devient plastique, la courbe de changement volumétrique la suit.

3. Bibliographie

Le granite

Le granite est une pierre massive, plutonique, à structure grenue avec des grains visibles à l'œil nu. Elle a été formée grâce au refroidissement lent du magma, permettant la formation de cristaux bien définis [36]. En général, un granite est composé par des feldspaths (potassiques en majorité en présence des plagioclases) en moyenne 60%, de quartz pour un maximum de 25%, et de micas, en moyenne 15% (biotite et muscovite) [36], [37].

Des recherches ont été menées pour déterminer l'existence des relations entre les caractéristiques pétrographiques et mécaniques des granites. Plusieurs auteurs ont établi des relations claires entre le comportement mécanique des granites et la taille des grains, la présence de clivages, ainsi que la quantité de quartz. Tugrul *et al.* [38] ont fait le lien entre la porosité et le poids volumique sec γ_s du granite par l'Équation 1, et son lien avec la quantité de quartz qui remplit les vides.

$$\gamma_s = 0,2 \times \text{porosité} + 26,44 \quad \text{Équation 1}$$

De plus, selon les auteurs, il existe aussi une corrélation entre la porosité p_0 et la vitesse VP de propagation des ondes P :

$$\text{VP} = 0,36 p_0 + 6,52 \quad \text{Équation 2}$$

Cette vitesse est elle-même corrélée avec la résistance en compression f_c :

$$f_c = 35,54 \times \text{VP} - 55 \quad \text{Équation 3}$$

Les caractéristiques minéralogiques et mécaniques ont aussi été étudiées par Prikryl [39] sur 13 types de granites extraits des différents endroits du massif Bohémien de la République Tchèque. La taille moyenne des grains a une forte influence inverse non-linéaire sur la résistance à la compression, spécialement si la phase majeure est le quartz et la mineure le mica [39]. Quant à Yilmaz *et al.* [40], à partir de 12 différents granites provenant d'Espagne, d'Italie, du Brésil, de Turquie, d'Ukraine et de Finlande, les auteurs ont montré que la quantité des feldspaths potassiques est inversement proportionnelle à la résistance en compression uni axiale (déjà affirmé par [39]) et la résistance en traction obtenue par flexion 3 points. Selon Tugrul et Yilmaz, la taille des grains des feldspaths potassiques a aussi une influence négative sur le comportement mécanique, du fait que le clivage des feldspaths potassiques facilite la propagation des fissures selon les plans des faiblesses. Par ailleurs, la résistance à la traction par test Brésilien est influencée par la présence et la taille des grains de biotite.

En 2017, Domede *et al.* [35] ont fait un bilan des propriétés physiques et mécaniques sur 178 granites (extraits de la littérature ajoutés aux résultats de leur recherche sur le granite de

3. Bibliographie

Sidobre). Selon les données collectées, la densité du granite ne présente pas de variations importantes (2%) autour de la moyenne de 2660 kg/m³. Par rapport à la porosité, selon les auteurs, le coefficient R² entre la porosité et la résistance en compression du granite est de 0,35. La caractéristique la plus influencée par la résistance en compression est le module d'Young.

Le comportement mécanique expérimental du granite

Le Tableau 2 résume les résultats des différentes campagnes expérimentales citées ici. Eberhardt *et al.* [41] ont testé trois granites venus du Lac du Bonet en Canada. Le granite gris (GG) avec une taille moyenne des grains de 3 mm, la granodiorite (GD) de 1 mm et la pegmatite (PT) avec des gros grains de feldspaths de 20 mm en moyenne. Yilmaz *et al.* [37] ont mené leur recherche sur trois types de granites commerciaux en Turquie. Ses échantillons étaient composés de 18% de quartz. Le G1 est un monzogranite constitué de 21% de plagioclases et 32% d'orthose. Le G2 est un granodiorite composé de 39% de plagioclases et 22% d'orthose et le G3 un granodiorite composé de 43% des plagioclases, 34% d'orthose, et 3 fois moins de biotite que les autres échantillons (3%). Vasconcelos *et al.* [42] ont testé des granites extraits au Nord du Portugal classés soit dans les granites de haute performance (HP), soit de moyenne-basse performance (MBP).

Tableau 2 Bilan des propriétés mécaniques du granite cités dans cette bibliographie

	Eberhardt <i>et al.</i>			Yilmaz <i>et al.</i>			Vasconcelos <i>et al.</i>		Domedé <i>et al.</i>
	GG	GD	PT	G1	G2	G3	HP	MBP	Sidobre
Résistance en compression [MPa]				131	112	122	90-160	26-125	186
Module de Young [GPa]	64	67	60				36-64	11-58	67
Coefficient de Poisson	0,33	0,3	0,29				0,22-0,3	0,19-0,35	0,25

Domedé *et al.* [35] ont étudié le granite du Sidobre au Sud de la France. Dans leur analyse statistique des caractéristiques mécaniques des granites issues de la littérature, l'expression de la corrélation existante entre le module d'Young E et la résistance en compression f_c est :

$$E = 340,2 * f_c \quad \text{Équation 4}$$

Par rapport à la courbe contrainte – déformation unitaire en compression, Vasconcelos *et al.*, Domede *et al.* et Eberhardt *et al.* s'accordent sur le fait que, pour les granites à haute performance, la contrainte de f_{ci} vaut entre 0,3f_c et 0,4f_c et la contrainte de propagation instable de la fissuration f_{cd} vaut entre 0,7f_c et 0,8f_c.

3.2.2.1. *Le kersanton*

La pierre de Kersanton, ou « kersantite », est une roche réputée, résistante aux intempéries, facile à travailler et très compacte. Les carrières les plus connues se situent dans la rade de Brest à Logonna en bordure des rivières de Daoulas et à l'Hôpital-Camfrout [43]. En Bretagne, de nombreux ouvrages ont été construits avec cette pierre, dont plusieurs phares, comme le phare d'Eckmühl et le phare de l'Île Vierge, ainsi que plusieurs parties du phare des Baleines et tout le parement extérieur du phare de Baleineaux (aussi appelé de Haut-Banc-du-Nord)[3].

Le kersanton est une pierre volcanique du groupe des lamprophyres calco-alkaline formée grâce au refroidissement du magma suivant le phénomène d'intrusion qui a lieu lorsque le magma remonte à la surface et que la température de celui-ci diminue formant ainsi les cristaux des minéraux [43]. En général, les massifs de kersantite ne sont pas de grandes dimensions. La forme peut se développer en parallèle des niveaux sédimentaires appelés sills ou bien être oblique et perpendiculaire à la sédimentation formant des dykes (Figure 26) [43].

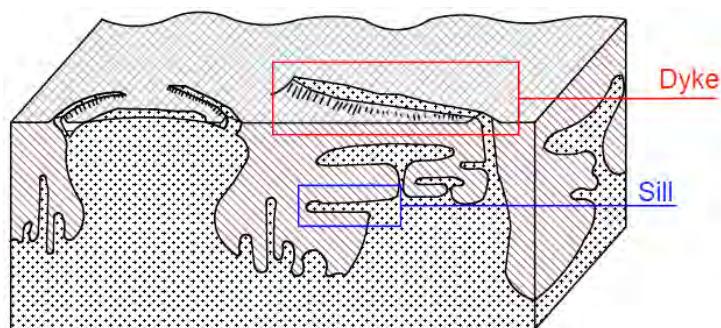


Figure 26 Diagramme de gisement de roches magmatiques [44]

Composition du kersanton

La kersantite est l'association de feldspaths-plagioclase magnésien principalement (la plagioclase plus souvent rencontrée est la labradorite [45]), de biotite et d'olivine altérée, qui donnent la coloration à la pierre (noir pour la biotite et verte pour l'olivine). Les constituants majoritaires les plus courants sont les suivants :

- Les feldspaths en forme de plagioclases calcosodique, donnant un aspect sombre à la pierre, l'Oligoclase (50%)[43], [46] qui donne une coloration claire,
- La biotite qui représente 35% (mica noir) [43],
- Les clinopyroxènes, normalement présents dans les roches éruptives et métamorphiques [47],
- L'amphibole calcique, généralement de couleur verte et de structure argileuse [45].

Chauris [43] distingue quatre types de pierres de kersanton :

3. Bibliographie

- Le type rencontré le plus souvent à Loperhet, le seul kersanton qui présente des dégradations pendant son vieillissement. La desquamation et la fissuration sont les pathologies les plus souvent rencontrées. Son aspect est noir verdâtre à gros grains, avec du labrador, des lamelles de biotite et de sillite, ainsi que du chlorite en rosettes et de la calcite ;
- Le type Rosmorduc localisé à Logonna-Daoulas. Sa couleur est noir foncé, avec des grains fins à labrador et biotite ;
- Le type Pointe du Château également localisé à Logonna-Daoulas. Une pierre gris bleuté et aux grains fins qui est très dure et résistante à l'altération ;
- Le type l'Hôpital-Camfrout, gris bleuté à grains moyens d'oligoclase, hornblende verte, avec abondance d'amphibole et du chlorite. Il est affecté par la desquamation.

Dans le cadre du stage de Master IDRIMS réalisé au LMDC, les caractéristiques principales de la pierre du kersanton ont été testées. Le Tableau 3 montre les résultats obtenus par analyses chimiques faits sur la pierre de kersanton testée par Druot [18] en mars 2017. L'origine des échantillons est une ancienne carrière localisée dans la rade de Brest.

Selon les observations du Druot, les blocks de kersanton, dont ont été extraits les échantillons, montraient une couche dans la zone extérieure de couleur marron, avec une porosité visible, alors que la zone intérieure (œur du bloc) avait une coloration quasi uniforme grise et une porosité bien fermée (Figure 27).



Figure 27 Blocs de kersanton – détail zone altérée périphérique – photos N. Domède

Concernant la composition chimique (Tableau 3), la zone extérieure présente une proportion plus élevée de silice (SiO_2) (+13 %) et une baisse de la chaux vive (CaO) (-77,5%).

3. Bibliographie

Tableau 3 Composition en % de masse du Kersanton [18]

Composant	Composition en % de masse	
	Cœur	Extérieur
SiO ₂	48,7	55,2
Al ₂ O ₃	14,9	15,2
Fe ₂ O ₃	7,47	8,8
MgO	6,63	5,4
CaO	4,78	1,1
K ₂ O	2,85	3,2
Na ₂ O	3,25	3,3
TiO ₂	1,14	1,0

Caractéristiques mécaniques du kersanton

Les caractéristiques mécaniques de la zone extérieure sont moins bonnes que celles du cœur : diminution de la résistance en compression sur cylindres 7 x 7 cm de 21,5 % et de la résistance en flexion 3 points de 24 %. Le Tableau 4 fournit le bilan des résultats des essais de caractérisation mécanique de Druot.

Tableau 4 Bilan des résultats des essais mécaniques sur la pierre de kersanton [18]

		Cœur	Extérieure
Résistance en flexion 3 points	Moyenne [MPa]	16,7	12,9
	Ecart-type [MPa]	1,4	-
	CV [%]	8	-
Module d'Young flexion 3 points	Moyenne [GPa]	12,5	12,4
	Ecart-type [GPa]	2,04	-
	CV [%]	16	-
Résistance compression cylindres de 7 x 7 cm	Moyenne [MPa]	114,1	89,5
	Ecart-type [MPa]	16,4	10,7
	CV [%]	14	12%
Résistance compression cubes de 10 x 10 cm	Moyenne [MPa]	112,0	-
	Ecart-type [MPa]	16,4	-
	CV [%]	15	-
Résistance compression cylindres de 7 x 14 cm	Moyenne [MPa]	90,2	-
	Ecart-type [MPa]	18,6	-
	CV [%]	21	-
Module d'Young essai cyclique (NF EN 14580)	Moyenne [GPa]	47,9	-
	Ecart-type [GPa]	1,3	-
	CV [%]	3	-
Module d'Young essai de rupture en compression	Moyenne [GPa]	43,0	-
	Ecart-type [GPa]	1,4	-
	CV [%]	3	-

3.2.3. La maçonnerie

3.2.3.1. Comportement mécanique

La maçonnerie est un matériau hétérogène composée de blocs et de joints de mortier. Le comportement d'un matériau composite dépend du comportement mécanique de ses composants et du mode d'assemblage, ainsi que de l'interface joint – bloc.

Déjà en 1969, Hilsdorf [48] a montré la faible résistance en compression de la maçonnerie de brique avec des mortiers de qualité faible. Cependant, les incompatibilités entre les matériaux assemblés peuvent générer des problèmes même entre matériaux performants. Les valeurs du module d'Young et du coefficient de Poisson ne sont pas les mêmes pour le mortier et la brique, et les déformations incompatibles génèrent des efforts complémentaires dans la maçonnerie[48].

Lors d'un effort de compression sur la maçonnerie, le mortier est confiné en compression triaxiale entre les blocs grâce au frottement à l'interface bloc – mortier car le coefficient de Poisson de la brique est inférieur que celui du mortier [49], [50]. Cette situation apporte une amélioration au comportement du mortier. En revanche, les blocs travaillent en compression uni axiale et en traction biaxiale [49] [48]. Donc, la rupture peut être provoquée soit par le comportement en traction du bloc, soit par défaut d'adhérence entre les deux matériaux. Dans le schéma de fissuration en étude, les blocs ont éclaté en deux morceaux et le mortier est fissuré uniquement dans la zone verticale où il n'est pas confiné. Cela présente ce comportement mécanique commun de la maçonnerie.

Selon Lourenço et *al.* [51], pendant un essai de compression sur un mur avec déplacement imposé, à l'approche du pic, la formation de macro-fissures et de zones instables induisent une diminution de la charge. Du fait de la fragilité de l'échantillon, la diminution de la contrainte est rapide.

Le comportement post-pic de la maçonnerie est principalement de type fragile. Les éléments de la maçonnerie sont fissurés du fait de l'altération naturelle, dans le cas des pierres, ou bien suite au processus de fabrication dans le cas de briques. Le mortier est normalement déjà fissuré à cause du retrait. Ces défauts font augmenter le comportement fragile de la maçonnerie après le pic.

Par rapport au comportement en traction de la maçonnerie, deux possibilités de chargement sont envisageables : perpendiculaire ou parallèle aux joints horizontaux. Le chargement en traction perpendiculaire aux joints horizontaux continus donne des résistances fortement liées

3. Bibliographie

à la qualité de l'adhérence entre l'élément et le mortier de joint. Cependant, quand l'adhérence est assurée, les paramètres mécaniques des composants entrent en jeu. Pour un chargement parallèle aux joints horizontaux il y a deux possibilités de fracture perpendiculaire aux joints horizontaux : soit en suivant les joints courts, soit une fissure verticale qui implique la fracture des joints et des blocs (Figure 28). Le type de fracture dépend de la résistance en traction et en cisaillement des éléments et des joints.

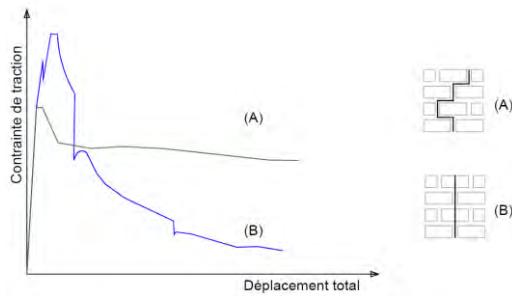


Figure 28 Courbe contrainte - déformation de la maçonnerie en traction parallèle aux joints [51]

Le fait que la fissure suive les joints verticaux indique que la résistance en traction du bloc est supérieure à l'adhérence mortier - bloc ou à la résistance en traction du mortier des joints courts. Le schéma effort-déformation de ce type de comportement (Figure 28 (A)) décrit en général un comportement d'écrouissage. Les fissures suivant le mortier en forme d'escalier sont les plus communes. Dans le cas où la fissure est verticale et divise les joints et les éléments, le comportement post-pic est progressivement fragile (Figure 28 B)).

Le comportement biaxial d'un mur de maçonnerie peut être testé sous plusieurs configurations d'efforts. Sous la configuration de compression en vertical et cisaillement en horizontal, la rupture survient par renversement du mur ou d'une partie, glissement dans les joints, fissuration diagonale des blocs, écrouissage par compression de la maçonnerie accompagnée de fissuration diagonale. Le type de rupture dépend de la valeur de l'effort vertical [52].

Oliveira [53] a testé 7 murs en maçonnerie de pierre sans mortier dans les joints, avec la configuration d'effort en compression vertical et effort de cisaillement horizontal. Selon ses observations, l'effort maximal de cisaillement et le mode de rupture dépendent linéairement de l'effort vertical (Figure 29). Avec des contraintes verticales faibles, la rupture s'est développée par rotation d'une partie du mur en suivant les joints secs sans schémas de fissuration. Par contre, pour les valeurs importantes des contraintes verticales ($> 1 \text{ MPa}$), l'écrasement est fragile avec fissuration diagonale du mur et un important endommagement localisé au début de la fissure.

3. Bibliographie

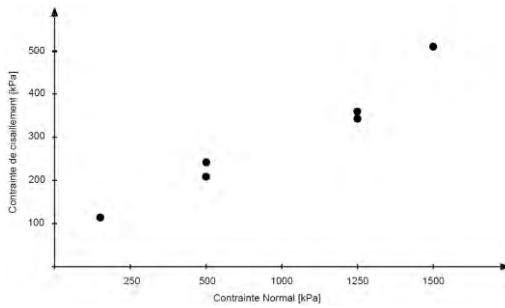


Figure 29 Relation entre l'effort vertical et l'effort de cisaillement [53]

Une autre configuration possible est de charger en compression verticale et en traction horizontale, avec la possibilité de changer l'angle d'inclinaison du système [54]. La Figure 30 montre que pendant l'essai sans inclinaison, après avoir atteint la résistance en traction, la contrainte en compression peut continuer à augmenter en suivant un comportement linéaire. Si l'angle d'inclinaison avec le plan horizontal augmente, il y a une réduction de 40% de la résistance en compression pour une augmentation de 22° . Cela montre la forte influence de l'angle sur la résistance en compression bi axiale de la maçonnerie.

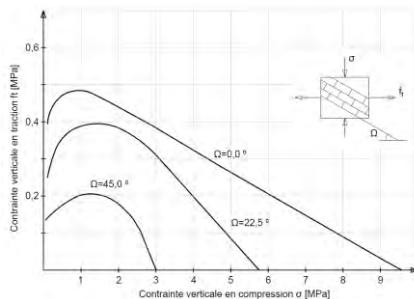


Figure 30 Comportement de la maçonnerie en traction horizontale et compression verticale [54]

D'autres configurations sont possibles pour le chargement des murs et plusieurs chercheurs ont déjà abordé le sujet. Cependant, la maçonnerie du phare de l'Île Vierge garde les configurations expliquées dans les lignes précédentes. Les fissures sur le phare de l'Île Vierge se trouvent dans la partie haute de la tour où les contraintes verticales dues au poids sont faibles mais non nulles.

3.2.3.2. Modélisation

La maçonnerie est un matériau qui contient différents composants tels que les éléments (pierres ou briques), le mortier et plus rarement un renforcement métallique. Il s'agit donc d'au moins deux matériaux qui n'ont pas le même comportement mécanique. On peut modéliser chaque composant séparément, ou bien moyenner les efforts et les déformations des matériaux constitutifs en un seul matériau représentatif homogène.

3. Bibliographie

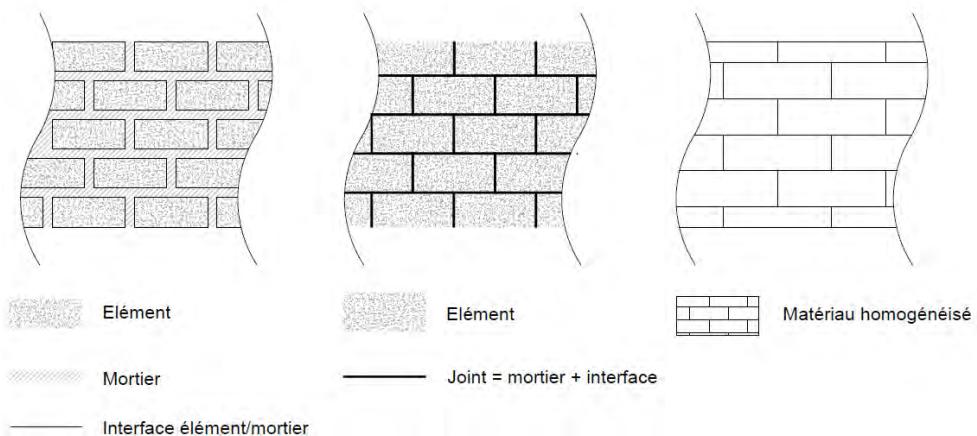


Figure 31 Types de modélisation de la maçonnerie. D'abord la micro-modélisation détaillée, puis la micro-modélisation simplifiée et finalement la maso-modélisation [51]

La micro-modélisation prend en compte le comportement des blocs (éléments), du mortier des joints et l'interaction élément – mortier, afin de ne pas considérer le matériau comme homogène et mettre un point de discontinuité et de faiblesse dans l'interface. La loi de comportement théorique choisie pour modéliser une structure est fonction du phénomène analysé. La micro-modélisation est la meilleure option pour caractériser et étudier la maçonnerie à l'échelle micro de la maçonnerie [51], [55]. Le principal inconvénient de ce type de modélisation est la dépense excessive en temps de calcul [56].

La micro-modélisation est subdivisée en « détaillée » et en « simplifiée ». Dans la première, les éléments et le mortier sont des éléments continus et l'interface est modélisée par des éléments joints [55]. Dans le deuxième type de micro modélisation, les blocs sont des éléments continus, les joints et l'interface deviennent un seul élément non continu [51]. Dans les deux cas, les caractéristiques élastiques et plastiques sont nécessaires pour la modélisation [50], [55].

La meso-modélisation représente la maçonnerie comme un seul matériau avec tous ses composants dans une même unité sans distinction entre les blocs et les joints [57]. Pour cette raison il est nécessaire de connaître les caractéristiques de l'ensemble. Elle devient utile quand l'étude est centrée sur le comportement structurel général de l'édifice ou du mur. Ses avantages sont des temps de calcul réduits et des maillages moins élaborés [51]. De plus, l'évaluation des efforts, des déplacements à rupture et le comportement post-pic de la structure font partie des réponses du modèle [57].

3.3. Homogénéisation

L'homogénéisation d'un matériau a pour but de représenter le comportement moyen d'un matériau composé ou la valeur maximale (macro-stresses) des contraintes et des déformations

3. Bibliographie

caractéristiques du matériau étudié [58]. La procédure d'homogénéisation la plus systématique est de faire plusieurs essais de comportement mécanique pour extraire, soit la moyenne soit la valeur maximale de chaque caractéristique mécanique nécessaire pour le modèle [58]. Cependant, lancer une campagne expérimentale implique des dépenses élevées et de la disponibilité des matériaux.

L'EUROCODE 1996-6-1 (EC 6_1)[59] établit une procédure analytique pour la détermination des caractéristiques mécaniques de la maçonnerie homogénéisée. La résistance caractéristique de la maçonnerie en compression se calcule en suivant l'Équation 5, la résistance de calcul de la maçonnerie se calcule selon l'Équation 6 et le module d'Young à court terme avec l'Équation 7.

$$f_k = 0,45 f_b^{0,7} f_m^{0,3} \quad \text{Équation 5}$$

Avec f_k résistance caractéristique de la maçonnerie en compression, f_b la résistance en compression du bloc avec une valeur maximale de 75 MPa, f_m la résistance en compression du mortier.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad \text{Équation 6}$$

Avec f_d résistance de calcul de la maçonnerie, f_k la résistance caractéristique de la maçonnerie en compression et γ_m le coefficient partiel relatif à la résistance en compression de la maçonnerie.

$$E = 1000 f_k \quad \text{Équation 7}$$

Avec E le module d'Young à court terme et f_k la résistance caractéristique de la maçonnerie en compression.

Une autre façon d'aborder le problème, est de concevoir un volume élémentaire représentatif (VER) qui par répétition va construire toute la structure à modéliser. Le VER doit donner les mêmes réponses que la maçonnerie réelle avec les caractéristiques de la maçonnerie homogénéisée [60]. Zucchini *et al.* [58] ont proposé une méthodologie d'homogénéisation analytique de la maçonnerie dans le but d'étudier les mécanismes de déformation des joints. Le VER de leur méthodologie d'homogénéisation est composée par (Figure 32) : deux demi-parties d'un joint vertical, le joint horizontal au-dessus d'un demi-élément, les zones de joint commun entre joint vertical et horizontal et deux quarts d'élément (bloc de pierre ou brique). Le module d'Young et le coefficient de poisson homogénéisés sont calculés à partir des déformations unitaires de l'unité basique de calcul sous chargement en compression horizontale. Les contraintes de cisaillement et les déformations du joint sont prises en compte. Le module de cisaillement se calcule par le chargement de l'unité en cisaillement avec tous les autres efforts

3. Bibliographie

égaux à zéro sauf les réactions d'équilibre au chargement sur le VER et la contrainte normale sur le joint. D'après les auteurs, l'homogénéisation analytique des paramètres a donné des erreurs inférieures à 6 % [58] en comparaison avec des modèles en éléments finis faits par micro-modélisation.

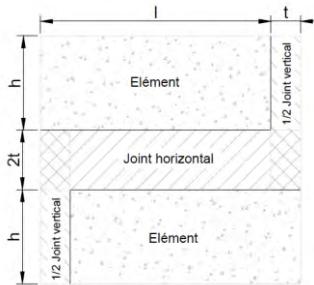


Figure 32 Unité de maçonnerie pour la méthodologie d'homogénéisation [58]

D'autre part, Cecchi *et al.* [61] ont développé une formulation pour déterminer les paramètres macroscopiques nécessaires pour caractériser la maçonnerie. Il s'agit d'un VER en losange (Figure 33) utile pour des maçonneries en quinconce. L'effectivité du calcul a été vérifiée avec un modèle par éléments finis, l'erreur maximale trouvée est de 20 %.

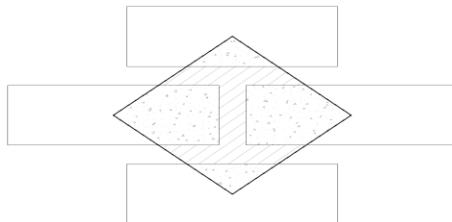


Figure 33 VER en losange de Cecchi et al [61]

Domède [60] a déterminé par modélisation en éléments finis 3D la quantité minimale des blocs pour obtenir la même valeur dans les propriétés élastiques (module d'Young et coefficient de Poisson) et définit ainsi le VER. Dans un premier temps, une campagne expérimentale sur les matériaux de base a été réalisée dans le but de déterminer le module d'Young, le coefficient de Poisson et la résistance à la rupture. Puis, le matériau composite brique-mortier a été aussi sujet à campagne d'essais. Des éprouvettes à 2 éléments VER (déterminés préalablement par calcul des éléments finis) ont été testées pour déterminer leur comportement mécanique et vérifier leur comportement à grande échelle.

Les stratégies d'homogénéisation de la maçonnerie seront évaluées dans le but de déterminer la plus convenante dans cette recherche, pour ainsi construire un modèle des éléments finis de la tour du phare de l'Île Vierge.

3.4. La fatigue mécanique des matériaux

Le phénomène de fatigue dans les matériaux fait référence au processus d'endommagement sous un chargement imposé cyclique [62]. Le changement des propriétés mécaniques est la conséquence la plus évidente de l'endommagement dû au chargement cyclique. Le premier facteur à prendre en compte est la fréquence des cycliques. Cette fréquence est un sujet de controverse. Alors que Hordijk [63] affirme que les faibles fréquences (autour de 0,06 Hz) donnent une durée de vie faible, d'autres démontrent que les fréquences entre 1 et 15 Hz n'ont aucune influence sur la durée de vie à condition que la charge maximale soit en dessous du 75 % de la charge de rupture. Hordijk a rapporté une diminution du module d'élasticité sécant du béton au cours des chargements cycliques (Figure 34). En revanche, un phénomène de consolidation du béton a été aussi observé au cours des rechargements mécaniques. Holmen [64] (rapporté par Hordijk) a trouvé une amélioration de la résistance d'environ 10 % après un chargement cyclique de 2 millions de cycles à 70 % de la charge maximale.

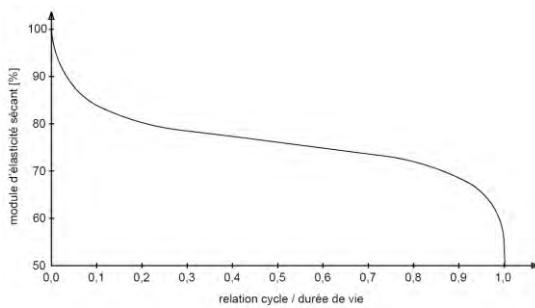


Figure 34 Diminution du module d'élasticité sécant du béton au cours des chargements cycliques [63]

Le comportement des déformations se décompose en trois zones d'évolution bien définies [65]. Une première zone d'augmentation rapide de l'amplitude des déformations qui comprend autour de 15 % de la durée de vie. Selon l'auteur, cette première phase correspond à une adaptation du matériau au chargement. Après on observe un ralentissement. La deuxième phase de l'évolution de la déformation représente 75 % de la durée de vie. Cela comprend la phase d'amorçage des microfissures et d'initiation de l'endommagement à micro-échelle dans tout le volume de l'échantillon. Enfin, la 3^{ème} phase représente 10 % de la durée de vie et se caractérise principalement pour la propagation brutale de la fissure principale. La fissure principale s'est formée au début de cette dernière phase par jonction des microfissures qui viennent d'augmenter leur vitesse de propagation et de densification [65].

Arora *et al.* [66] ont développé leur recherche sur des échantillons prismatiques fabriqués en béton avec des agrégats 100 % recyclés, soumis à un chargement cyclique en flexion 4 points avec une fréquence de 10 Hz. Les pourcentages de charge testés sont entre 0,55 et 0,85 avec

3. Bibliographie

une amplitude de charge constante de 0,1. Selon leurs résultats, sous 2 millions de cycles, les échantillons d'agrégats recyclés présentent une diminution de résistance de 50 % par rapport à la résistance déterminée par l'essai statique. Alors que, les éprouvettes faites avec agrégats naturels montrent une diminution de résistance en flexion 4 points de 58 % sous 2 millions de cycles.

Kessler *et al.*[67] ont étudié l'effet des chargements cycliques sur le comportement en traction directe du béton. Selon leurs résultats, une diminution de 33 % dans la résistance en traction a été observée pour 100 000 cycles de chargement en traction. Pour les grandes quantités de cycles de chargement (supérieures à 1000 cycles), la fissure au moment de la rupture se présente plus ouverte. Par conséquent, une augmentation du nombre de cycles pour attendre la rupture représente une diminution de 40 % de l'énergie de fracture.

3.5. L'effet d'une entaille

Pour rappel, la lanterne du phare de l'Île Vierge se trouve encastrée dans le mur de soubassement en maçonnerie par l'intermédiaire de 16 montants logés alternativement dans le joint entre 2 blocs et dans une entaille formée dans un bloc. La présence d'une entaille génère une concentration des efforts qui peut multiplier la contrainte [68]. Pour cette raison, pratiquer des entailles est une stratégie fortement utilisée dans les essais mécaniques pour contrôler la localisation de la fissure de rupture.

Backers [68] a fabriqué des entailles en V (avec le fond quasi rond) sur des échantillons en granite local (Berlin) testés en flexion 3 points. Selon ses observations, une unique fissure commence au point de l'entaille en V et se propage vers le point de chargement. L'auteur a étudié l'influence du diamètre d'une entaille arrondie sur les résultats d'essais avec mode II de fracture (déplacement au long du plan de la fissure par des efforts de cisaillement). Selon ses résultats, la contrainte de cisaillement à rupture dans le granite étudié diminue pour les diamètres d'entaille plus grands. Pour une diminution de diamètre de 22 mm à 30 mm la contrainte de cisaillement a diminué de 26 % en échantillons cylindriques de 50 mm de diamètre et de hauteur. Par ailleurs, une augmentation de la profondeur de l'entaille génère une diminution dans la force maximale supportée par un marbre allemand. Pour une augmentation de profondeur de l'entaille de 0,8 mm à 3 mm, il a enregistré une diminution de 22 % dans la force maximale.

Selon Cicero *et al.* [69] les termes arrondie et pointue ne sont pas absous par rapport aux formes des entailles. Certains matériaux présentent un effet d'entaille remarquable sur les résultats mécaniques, et d'autres ont besoin de certaines caractéristiques géométriques pour développer

3. Bibliographie

un effet d'entaille. Les auteurs ont testé un granite avec une forte proportion de biotite. Les échantillons ont pour dimensions $30 \times 20 \times 150 \text{ mm}^3$. Les résultats montrent que la variation du diamètre des entailles circulaires inférieure à 10 mm n'a pas d'influence sur les résistances obtenues en flexion 4 points.

Par rapport à la profondeur de l'entaille, Yu *et al.*[70] ont étudié les conséquences d'élargir l'entaille vers l'intérieur de l'échantillon sur trois types de granites avec trois dimensions de grain différents (1,01 mm, 2,12 mm et 3,00 mm) sur des échantillons de $25 \times 70 \text{ (h)} \times 280 \text{ mm}^3$. Selon les auteurs, pour un changement de profondeur de 5 mm à 30 mm, la diminution de la charge maximale supportée en flexion 3 points est de 74 % pour la taille de grain de 1,01 mm, 73 % pour 2,12 mm de taille de grain et 67% pour une taille de grain de 3 mm. Pour des profondeurs supérieures à 35 mm (plus de 50 % de la hauteur), la valeur de charge maximale supportée ne varie pas quel que soit la taille des grains.

La problématique de cette recherche se centre spécialement sur le comportement mécanique du kersanton qui n'est pas fortement étudiée. Pour cette raison, les données extraites de la littérature seront d'utilité pour concevoir une campagne expérimentale qui permettra de caractériser le comportement en fatigue du kersanton.

3.6. Traitement des données

Le but de l'instrumentation sur site est de faire un suivi de la réponse de la structure au moyen de capteurs sous l'effet des actions qui génèrent des sollicitations. Les actions possibles à prendre en compte sont de type général et permanent ou bien produites par des travaux d'amélioration ou réparations.

La sûreté de l'ouvrage, les propriétés des matériaux et les effets d'énergie sont souvent sous valorisés. Avec la surveillance et l'extraction de données *in situ*, ces aspects sont clarifiés et l'ampleur du renforcement est réduite. D'autre part, une structure survalorisée est dangereuse et des vies humaines sont exposées à cause du manque de connaissance du vrai comportement de la structure [71].

Les informations extraites de l'instrumentation *in situ* sont d'une grande utilité pour toutes les étapes de conservation de la structure étudiée. Les données sont utiles pour prendre des décisions en phase de maintenance (entretien), réparation ou de remplacement [71], car les réponses du bâtiment sont connues et les solutions proposées mieux adaptées.

L'instrumentation peut surveiller des caractéristiques dynamiques et statiques. Les paramètres dynamiques du phare de l'Île Vierge ont déjà été mesurés et caractérisés par l'étude de l'EPFL.

3. Bibliographie

L'auteur a conclu qu'il n'y a pas de risques de type dynamique sur cette structure. Par ailleurs, le but de cette thèse est d'explorer d'autres hypothèses qui n'ont été ni étudiées ni prises en compte auparavant sur ce phare. Pour cette raison, cette recherche s'investit dans l'instrumentation statique.

La surveillance statique inclut l'enregistrement des déformations, des contraintes, des inclinaisons et des déplacements. Les conditions climatiques influentes sur les mesures et sur la structure doivent être aussi mesurées [72]. De cette façon, l'analyse des données est capable de déterminer le comportement réel de la structure sous des actions structurelles [73] indépendamment des actions climatiques.

La variation de l'action climatique génère des modifications volumétriques dans quasi tous les matériaux, y compris la maçonnerie. M.-G. Masciotta *et al.* [72] ont fait une longue surveillance de cinq années sur l'église de Saint Torcato au Portugal, une structure en maçonnerie avec murs à trois feuilles, la feuille extérieure étant constituée de pierre de taille en granite avec des joints minces en mortier. Un schéma de fissuration en V divisait la façade en trois macro-blocs. Les fissures traversaient le mur avec une ouverture de fissure de 5 cm. De plus, cinq fissures verticales étaient présentes sur le mur extérieur de la galerie avec 5 mm d'ouverture, des autres fissures ont été aussi observées dans les voûtes et en bas des clochers. La fissure en V de la façade a été instrumentée à l'intérieur et à l'extérieur de l'église. Des sondes de température de surface à l'intérieur et à l'extérieur de la structure et d'humidité relative de l'air ont aussi été placées. En conclusion, les fissures instrumentées montraient une forte influence des conditions climatiques et saisonnières. Quand la température descendait l'ouverture de fissure augmentait et quand la température augmentait la fissure se referme. La fissure se ferme lorsque la maçonnerie se dilate et inversement. Par ailleurs, les variations thermiques peuvent générer des fluctuations de l'ouverture des fissures sans lien avec une réponse structurelle globale. Grace aux cinq années de surveillance un problème de tassement différentiel a été identifié, analysé, puis réparé et surveillé après réparation. L'instrumentation a été un outil essentiel pour toutes les étapes de diagnostic. Cela a démontré que « les plans de surveillances ont un grand potentiel en termes de conservation préventive et d'entretien des structures patrimoniales »[72].

T. Roje-Bonacci *et al.* [73] ont fait une étude sur la cathédrale de Saint Lawrence à Trogir en Croatie, construite en maçonnerie de pierre pendant plusieurs siècles et avec différents styles architectoniques. Le plan de surveillance comprend la mesure des températures environnementales, de l'humidité, de l'ouverture de fissure, de l'inclinaison du clocher, de la variation des contraintes dans les murs et de la variation du niveau phréatique. Les données ont été recueillies pendant 5 années avec des interruptions. Les auteurs ont remarqué que

3. Bibliographie

l'influence de la température est plus importante sur la zone de la structure la plus exposée au soleil avec des fluctuations de température plus hautes que dans les zones d'ombre. Par ailleurs, la variation de l'ouverture des fissures est en accord avec la variation de la température de l'air (R de corrélation de 0,933), mais avec différentes valeurs de déplacement sur chaque fissure. Ils ont également remarqué que, quand les fissures réagissent contrairement aux autres aux changements de température, ceci veut dire que la zone structurelle fonctionne séparément [73].

T. Roje-Bonacci *et al.*[74], dans une autre recherche sur la cathédrale de Saint Duje à Split en Croatie en maçonnerie en pierre, les capteurs d'ouverture de fissure ont été placés sur les murs périphériques pendant trois ans. Les auteurs ont remarqué encore la forte influence de la température ambiante sur l'ouverture de fissure. Ils ont distingué deux groupes de fissures :

Un premier groupe avec des résultats oscillatoires autour d'une valeur moyenne décroissante (Figure 35). La température et l'ouverture des fissures dans ce cas étaient fortement corrélées, le coefficient de corrélation R était toujours supérieur à 0,9.

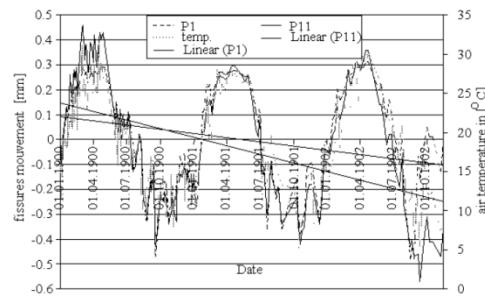


Figure 35 Ouverture des fissures P1, P11 et température à l'air pendant la période d'instrumentation[74]

Un deuxième groupe (Figure 36), avec des ouvertures croissantes et l'influence de la température ambiante toujours présente, mais moins que dans le cas antérieur. Les courbes avaient des changements de pente et des fluctuations qui correspondaient aux changements de saisons (facteurs de corrélation R entre l'ouverture de fissure et la température entre 0,7 et 0,9).

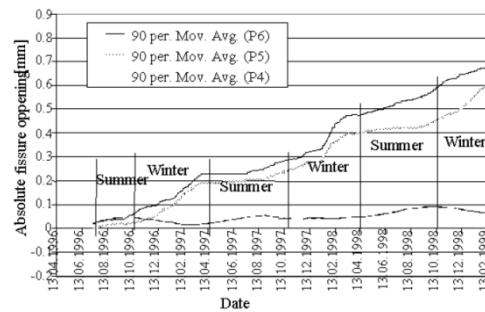


Figure 36 Ouverture moyenne des fissures selon les saisons pendant la période d'instrumentation[74]

3. Bibliographie

Toutes les recherches citées montrent que par une méthode graphique il est possible d'étudier tous les paramètres en étude par le plan de surveillance. En spécial, une correspondance de comportement entre la température de la maçonnerie et le mouvement des fissures est attendue. Cependant, l'influence du vent frappant sur la structure n'est pas un paramètre mentionné dans la littérature des ouvrages surveillés en relation avec des schémas de fissuration. Dans le cas des structures élancées type cheminées la littérature montre des cas où cette action génère des endommagements. Pour cette raison il est important d'établir l'influence de l'action du vent sur le comportement des fissures.

Le traitement statistique des données recueillies par l'instrumentation in-situ permettra à cette recherche de caractériser le comportement actuel des fissures ainsi que d'établir son lien avec les actions climatiques surveillées sur le phare. Dans ce but, il est nécessaire d'utiliser des méthodes statistiques qui visent à quantifier les corrélations entre les paramètres en étude.

La méthode de la covariance peut donner des informations par rapport aux sens des corrélations entre les variables étudiées, mais elle ne la quantifie pas. ANOVA, quant à elle, est une méthode qui développe l'analyse par l'étude des variances. Elle compare les moyennes des groupes de données et détermine s'ils sont différents selon les valeurs de variances inter et intra-classes. Par ailleurs, Anova est aussi utile pour l'analyse des variables quantitatives et qualitatives dans le même problème. Ces méthodes donnent des informations d'analyse statistique mais ne quantifient pas la corrélation existante entre les paramètres surveillés.

Le coefficient de corrélation de Pearson est un bon démonstrateur de la corrélation linéaire possible. Cependant, la grande quantité des données recueillies pendant 2 ans et 2 mois demande d'une méthode robuste qui calcule le coefficient de Pearson mais aussi qui donne une interprétation de cette quantité des données. Pour cette raison, cette recherche se dirige vers l'analyse en composantes principales ACP.

3.6.1. L'analyse en composantes principales ACP

L'analyse des composantes principales est une méthode statistique qui cherche les paramètres les plus influents dans un jeu des données. D'abord, la méthode crée autant de facteurs qu'il y a de paramètres. Chaque facteur est mis en relation avec les autres facteurs pour desceller les corrélations possibles entre eux. Finalement, le résultat principal est le cercle des corrélations, composé de deux axes représentant les deux facteurs les plus influents car ils représentent la quantité majeure d'informations sur le cercle.

3. Bibliographie

Le cercle des corrélations est divisé en quatre zones par des axes perpendiculaires. Tous les paramètres sont dessinés du centre vers l'extérieur du cercle en tant que vecteurs. La première caractéristique intéressante est la longueur de chaque vecteur. Si le point final du vecteur est proche de 1 (de la périphérie) alors le paramètre a une meilleure qualité de représentation sur les composantes principales trouvées par la méthode. Si le point final du vecteur est proche de l'axe, la composante étudiée a une relation plus proche avec cette composante.

Pour déterminer la relation entre les paramètres étudiés, il est nécessaire d'observer l'angle formé entre les vecteurs de chaque paramètre. Un angle aigu représente une corrélation positive, un angle obtus représente une corrélation négative (quand la valeur d'un paramètre augmente alors que l'autre diminue). Un angle droit signifie qu'il n'y a pas de corrélation.

L'autre résultat intéressant de la méthode est la table de corrélation de Pearson, qui relie les variables en paires et fournit le facteur R de corrélation linéaire entre les paramètres (corrélation parfaite lorsque $R = 1$).

L'application la plus courante de l'ACP est de « réduire la dimension des bases de données des variables en transformant les variables en composantes principales où indépendantes [75] ». En effet, la méthode identifie les données redondantes, les organise et réduit la quantité des données sans perte d'information.

Cette méthode est largement utilisée sur les structures en béton armé [76] ou en métal [77]. Les phénomènes étudiés sur des structures sont soit statiques tels que les émissions acoustiques, soit dynamiques. Dans tous les cas, la méthode est utilisée pour extraire d'une quantité importante des séries de données celles qui sont déterminantes dans la description du phénomène étudié. Dans l'étude des plateformes offshore, Mojtahedi *et al.* [77] ont, de plus, utilisé la méthode de l'ACP pour trouver la nature de la relation entre les séries de paramètres et rechercher des non-linéarités dans les résultats de surveillance dynamique.

Yan *et al.* [78], dans le domaine de la surveillance dynamique, ont proposé une méthode dans laquelle il n'est pas nécessaire de mesurer les paramètres environnementaux car les réponses de la structure aux changements de l'environnement sont identifiées par l'ACP. Par contre, si les réponses structurelles sont différentes, cela est dû aux endommagements dans la structure. Dans la même voie, pour identifier et caractériser l'endommagement d'une structure, Mujica *et al.* [79] ont identifié les composantes principales parmi les données de surveillance par l'ACP. Après avoir généré des endommagements, les mêmes composantes principales ont été comparées aux résultats de la structure saine pour connaître le niveau d'endommagement de la structure.

3.6.2. Réseaux de neurones

L'analyse par réseaux de neurones (Artificial Neural Network) est un outil statistique qui utilise des couches de neurones pour s'entraîner et apprendre d'après un jeu de données d'entrée. Comme résultat, la méthode peut classifier et/ou calculer des données et prédire des comportements. En plus des données d'entrée, l'utilisateur fournit les données de sortie appelées cibles car elles représentent les réponses parfaites du modèle.

Les hypothèses de base de la méthode sont les suivantes [80]:

- Le traitement des données est fait par des neurones ;
- La liaison entre les neurones implique la transmission des signaux ;
- Les liaisons contiennent un poids assigné ;
- La fonction d'activation est nécessaire pour déterminer le signal de sortie.

Sur la base de ces hypothèses, la méthode traite une base de données appelée les données d'entrée au moyen de neurones qui sont connectés entre eux par des liaisons directes. Chaque liaison a un poids de pondération qui est appliqué à sa donnée d'entrée respective. Une fonction d'activation est nécessaire pour calculer la sortie du neurone. Les fonctions d'activation ne sont pas nécessairement linéaires. Le fait de pouvoir explorer des types de fonctions non linéaires rend la méthode intéressante. Grâce à cette faculté, la méthode peut se rendre utile pour la prise de décisions, le diagnostic et la prédiction des pathologies[78]. Les fonctions d'activation les plus utilisées sont celles de type sigmoïde. Elles peuvent être binaires (0,1) selon l'Équation 8 ou bipolaires (-1,1) selon l'Équation 9. Par ailleurs, la présence d'un neurone extra connu sous le nom de « biais » est nécessaire avec une fonction d'activation égale à 1 et connecté avec les autres neurones.

$$f(u) = \frac{1}{1+e^{-\sigma_n u}} \quad \epsilon(0,1) \text{ pour } \sigma_n > 0 \quad \text{Équation 8 Fonction sigmoïde binaire [75]}$$

$$f(u) = \frac{1-e^{-\sigma_n u}}{1+e^{-\sigma_n u}} \quad \epsilon(-1,1) \text{ pour } \sigma_n > 0 \quad \text{Équation 9 Fonction sigmoïde bipolaire [75]}$$

Utiliser une méthode d'analyse aussi robuste permet de traiter une grande quantité de données. Par conséquent, plusieurs neurones sont nécessaires pour une analyse précise. Cet ensemble de neurones qui traitent ensemble les données d'entrée est appelée « couche de neurones d'entrée ». Elle est reliée avec une autre couche de neurones dite « couche cachée » et parfois plusieurs couches. La couche de neurones qui fournit les résultats de l'analyse est la « couche de sortie ». Cette organisation des groupes de neurones en couche d'entrée, couches cachées, couche de sortie, où chaque neurone a sa propre fonction d'activation sigmoïde, est connue sous le nom Perceptron Multicouches (PCM). La caractéristique principale des PCM est la façon

3. Bibliographie

de relier les neurones. Chaque neurone est lié avec tous les autres neurones de la couche précédente et de la couche suivante, mais sans liaisons entre les neurones de la même couche (Figure 37). De cette façon, l'information est transmise dans un seul sens [81]. Par ailleurs, les PCM ont aussi des neurones de « biais » qui sont connectés avec les neurones de la couche suivante (sauf le biais suivant) mais sans connexion avec la couche d'avant.

Le principe de fonctionnement des réseaux de neurones (Figure 37) est d'abord la phase d'apprentissage, où la méthode apprend la relation existante entre les entrées et les sorties de la base de données. La méthode fait l'estimation des poids de chaque neurone avec un algorithme itératif. L'erreur entre les sorties calculées par rapport aux cibles de la base de données doit être minimale et dépend des poids attribués aux neurones, y compris le biais. Généralement, l'erreur prise en compte est l'erreur quadratique avec l'algorithme de rétropropagation du gradient. D'après la littérature, le but de cet algorithme est la minimisation de l'erreur en transformant la matrice de poids en suivant l'Équation 10 et l'Équation 11

$$\nabla E_{n/W} = \frac{\partial E_n}{\partial W} \quad \text{Équation 10 [82]}$$

avec $\nabla E_{n/W}$ le gradient de l'erreur et W la matrice des poids.

$$W_{n+1} = W_n - \eta \nabla E_{n/W} \quad \text{Équation 11 [82]}$$

avec W_{n+1} la matrice des nouveaux poids et η le pas actuel de calcul.

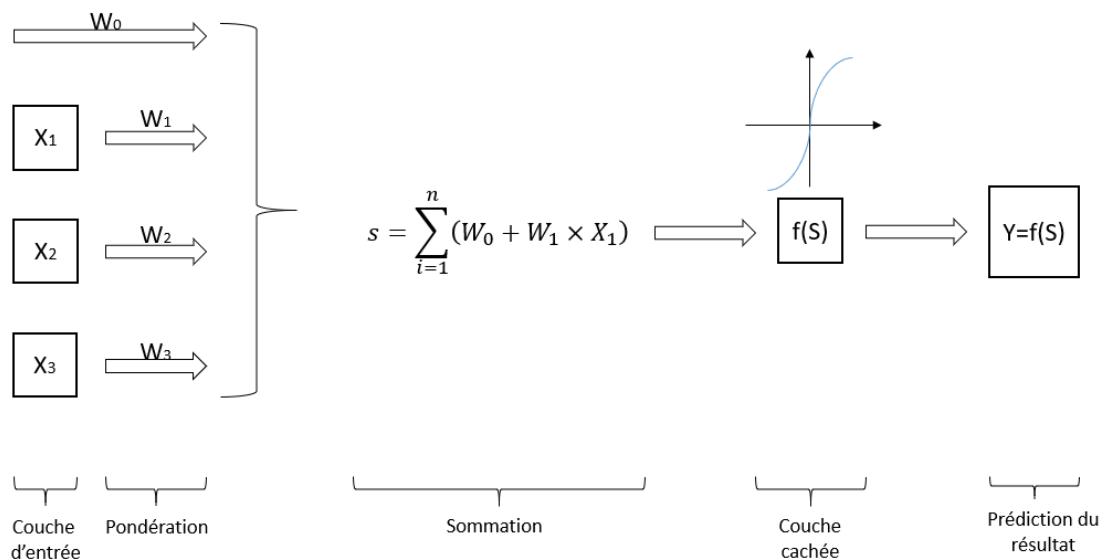


Figure 37 Méthode de réseaux neurones [82]

Les réseaux de neurones ont une quantité innombrable d'applications dans les domaines de la recherche. En génie civil, la méthode a été utilisée pour déterminer des caractéristiques

3. Bibliographie

physiques et mécaniques du béton à partir de mesures non destructives [81], [83]. L'efficacité de la méthode pour évaluer des corrélations existantes entre caractéristiques a été validée.

Saeed [80] a utilisé cette méthode à plusieurs reprises dans le cadre de sa recherche en calcul de mécanique des structures. Dans le but de classifier les vecteurs de sa recherche en trois niveaux d'endommagement (état sain, endommagé 1, endommagé 2), Saeed a utilisé un perceptron multicouche PMC avec deux nœuds d'entrée, trois nœuds de sortie (les trois niveaux d'endommagement) et une couche cachée intermédiaire avec 5 neurones. La fonction d'activation était de type sigmoïde bipolaire. Selon ses résultats, la méthode des réseaux de neurones a permis d'identifier 93 % des cas d'endommagement et 85 % ont été bien classifiés.

Dans le domaine de la requalification des ouvrages en maçonnerie, la méthode a servi à développer un outil pour identifier automatiquement les pathologies. Selon les auteurs [84], toutes les pathologies présentes dans une structure sont identifiées, classifiées et corrélées par la méthode, particulièrement les problèmes dans les zones d'accès difficile. Les données à traiter sont de type qualitatif. Cela montre que la méthode traite des données quantitatives et qualitatives.

A l'aide des outils graphiques (plus logiques) et statistiques, les données issues de l'instrumentation in situ seront analysées et corrélées pour pouvoir déterminer le lien (s'il existe) entre les paramètres surveillés et le mouvement des fissures instrumentées.

3.7. Conclusions

L'étude et la modélisation des phares n'est pas un sujet souvent abordé dans les publications nationales et internationales. Le calcul des tours est majoritairement développé en complément d'une instrumentation dynamique et avec une modélisation élastique. Le but principal de ces recherches est de trouver le comportement dynamique de la structure. Ce n'est pas le cas de la présente recherche qui a pour but d'explorer le rôle de l'action du vent et des changements thermiques météorologiques vis-à-vis du développement de fissures dans le mur de soubassement de la lanterne du phare de l'Île Vierge.

L'action du vent sur les cheminées est déterminante et son calcul a été déjà étudié. Cependant, un calcul des efforts internes et externes est nécessaire pour quantifier les conséquences de cette action. Les variations thermiques sont moins présentes dans le calcul des tours mais sont néanmoins surveillées. Ceci démontre que cette action n'est pas négligeable, qu'elle mérite d'être quantifiée et calculée ainsi que son influence sur l'ouverture des fissures.

3. Bibliographie

Par rapport aux matériaux, le granite et le kersanton sont des pierres magmatiques grenues créées par refroidissement du magma. Du fait de cette similitude de formation géologique, ils ont des minéraux en communs dans leur composition. Néanmoins, le kersanton n'est pas un granite. En effet, il contient des quantités de quartz, d'orthose, de muscovite et surtout de calcite (inexistante dans le granite) différentes d'un granite. Pour cette raison, il est nécessaire de déterminer les caractéristiques mécaniques du kersanton et de ne pas utiliser des caractéristiques courantes du granite dans les calculs des maçonneries en kersanton. Les campagnes expérimentales réalisées au LMDC avant le démarrage de la présente thèse, sur le comportement mécanique du kersanton sont suffisantes pour réaliser un calcul élastique linéaire en compression. Mais des essais complémentaires sont nécessaires pour déterminer le comportement du kersanton en flexion et en traction.

La maçonnerie est un matériau hétérogène dont les caractéristiques mécaniques dépendent de celles de ses éléments constitutifs et de leur assemblage. Habituellement, les fissures se localisent dans les joints sans affecter les blocs, contrairement au cas du soubassement du phare de l'Île Vierge où les fissures coupent les blocs pour une raison encore inconnue. Ces fissures apparaissent dans la partie haute du phare là où la charge verticale en compression est faible. Etant donné que la méthode d'homogénéisation analytique de Cecchi *et al.* a été validée par le passé, et qu'elle permet de se passer d'une campagne expérimentale lourde et longue, cette méthode sera utilisée pour le calcul homogénéisé de la maçonnerie de granite et de kersanton du phare étudié.

L'analyse des données enregistrées par l'instrumentation installée sur le phare de l'Île Vierge comprenant la mesure d'ouverture des fissures, des températures et du vent, sera réalisable et quantifiable au moyen de l'ACP et des réseaux de neurones.

4. LES MATERIAUX DE LA TOUR

Cette partie présente la caractérisation mécanique des matériaux de la tour. Dû au caractère patrimonial de la structure, les blocs de fabrication des éprouvettes (kersanton et granite) ont été extraits des mêmes carrières de celles de l'époque de construction du phare. Par conséquent, aucun des blocs n'a été extrait directement de la structure du phare.

Comme c'est indiqué au chapitre 3, les pierres utilisées pour la construction sont le granite et le kersanton. Dû au fait que la zone concernée par cette étude correspond au soubassement de la lanterne, constitué uniquement de kersanton, cette étude a privilégié la caractérisation du kersanton afin de connaître plus en détail son comportement mécanique. Le granite a fait l'objet également d'essais mais ceux-ci sont moins détaillés car les données vont servir uniquement à modéliser la partie du phare non endommagée. La caractérisation chimique est présentée dans le but de donner une caractérisation complète des matériaux de la tour sans vouloir le comparer par rapport au comportement mécanique.

4.1. Kersanton

4.1.1. Caractérisation chimique

Le but principal de la caractérisation chimique dans les deux pierres étudiées dans cette étude (kersanton et granite), est de donner au lecteur la caractérisation aussi complète que possible des matériaux (chimique et mécanique). Un échantillon en poudre du kersanton a été extrait pour faire des analyses en rayons X, le principe de cet essai est de déterminer les minéraux présents dans l'échantillon grâce à la diffraction de réponse émis par les cristaux de chaque minéral pendant l'irradiation aux rayons X. Le matériel utilisé est le diffractomètre Bruker D8 Advance avec la radiation $\text{Cu K}\alpha$, $\lambda=1,54$, 40kV de voltage pour l'anode et 40 mA de courant électrique.

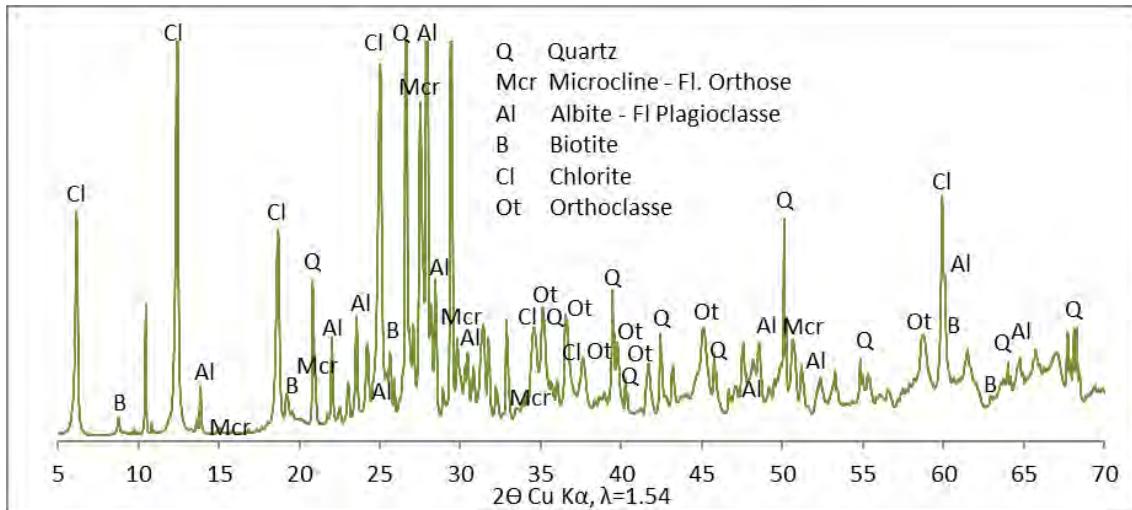


Figure 38 Diffraction des rayons X du Kersanton- cœur

La Figure 38 montre les résultats de la diffraction RX de la pierre de kersanton. L'échantillon a été extrait du cœur d'une pierre de kersanton issue de la carrière Sanquer dans la rade de Brest, la dernière encore en activité. La présence de Chlorite, Quartz et Albite est confirmée par Chauris [43] dans ce kersanton du type l'Hôpital-Camfrout.

En reprenant le tableau de composition chimique du kersanton réalisé par Druot [18], la présence de Quartz est confirmée sur la Figure 38. La quantité de Sodium et de Potassium est visible sur les résultats avec la présence de la Microcline (Feldspath d'orthose) et de l'Albite (Plagioclase).

4.1.2. Résistance en compression

4.1.2.1. *Description des échantillons*

Cette partie présente les résultats de la campagne expérimentale menée par DRUOT avant le début de cette thèse. Pour la caractérisation mécanique du kersanton, trois géométries de spécimens ont été testées en compression : des cubes de 100 x 100 x 100 mm³, des cylindres Ø70 mm x h140 mm et Ø70 mm x h70 mm. L'un des blocs présentait deux zones identifiables à l'œil nu avec des caractéristiques différentes. La zone extérieure était altérée et présentait des couleurs, textures et porosités différentes à la zone intérieure (appelée cœur). Afin de caractériser ces deux zones du bloc, des éprouvettes ont été extraites de chaque zone.

4.1.2.2. Sur des cubes

L'essai de compression sur cubes 100 x 100 x 100 mm³ a été réalisé en suivant la norme NF EN 772-1 [85]. Le Tableau 5 montre les résultats des essais sur des cubes extraits du cœur des blocs. La moyenne de la résistance en compression de cette zone est 112 MPa (CV 15 %).

Tableau 5 Résistance en compression des cubes de 100 x 100 mm² de kersanton

	Zone	Moyenne [MPa]	Ecart-type [MPa]	Quantité échantillons	Coef. Variation CV
B1	Cœur	120	10	5	8%
B2	Cœur	92		2	
Moyenne	Cœur	112	16	7	15%

4.1.2.3. Sur des cylindres

Le Tableau 6 présente les résultats des essais en compression sur cylindres Ø70 x h70 mm. La résistance moyenne en compression du kersanton dans la zone intérieure est de 118 MPa (CV 12 %). Les résultats des essais sur des cylindres de Ø70 mm x h140 mm est présentée dans le Tableau 7 la résistance en compression est de 108 MPa (CV 25 %).

La contrainte maximale en compression des cylindres de Ø70 x h140 mm extraits du bloc B3, est la valeur la plus faible, même que cela de la partie extérieure du bloc B4. Le bloc B3 présente le coefficient de variation le plus important entre les blocs, en confirmant que les échantillons avec majeur volume donnent des résultats en compression faibles avec une majeure dispersion.

Tableau 6 Résistance en compression des cylindres de 70 x 70 mm² de kersanton

	Zone	Moyenne [Mpa]	Ecart-type [Mpa]	Quantité échantillons	CV [%]
B2	cœur	106		1	
B3	cœur	113	16	4	14%
B4	cœur	128	5	3	4%
	extérieur	89	11	4	12%
Moyenne cœur		118	14	8	12%

Tableau 7 Résistance en compression des cylindres de Ø 70 mm x h 140 mm de kersanton

	Zone	Moyenne [Mpa]	Ecart-type [Mpa]	Quantité échantillons	CV [%]
B3	cœur	108	27	5	25%

Facteur d'échelle

Etant donné que trois tailles d'échantillons ont été testées sur le kersanton, un facteur expérimental qui lie les échantillons cylindriques de $\Phi 70 \times h140$ mm de hauteur avec les cubes de 100×100 mm² est proposé :

$$f_{100,100} = k_{D,H} * f_{D,H}$$

$$\frac{f_{100,100}}{f_{D,H}} = k_{D,H}$$

$$\frac{111,8 \text{ MPa}}{108 \text{ MPa}} = k_{70,140}$$

$$1,04 = k_{70,140}$$

Par ailleurs, un facteur expérimental de liaison entre les échantillons cylindriques de $\Phi 70$ mm x $h70$ mm de hauteur avec les cubes de 100×100 mm² est aussi proposé :

$$\frac{f_{100,100}}{f_{D,H}} = k_{D,H}$$

$$\frac{111,8 \text{ MPa}}{118 \text{ MPa}} = k_{70,70}$$

$$0,95 = k_{70,70}$$

Par rapport au coefficient des échantillons de $\Phi 70$ mm x $h140$ mm, le coefficient expérimental est 1,04 et le théorique donné par la norme [85] est 1,23. Par rapport aux échantillons de $\Phi 70$ mm x $h70$ mm le coefficient expérimental est 0,95 en face de 0,94 théorique. Les facteurs expérimentaux présentent des erreurs inférieures à 15 % par rapport à la norme. Il est important d'attirer l'attention sur le fait que ces facteurs ont été calculés en liant des échantillons cylindriques et cubiques.

Le Tableau 8 donne la valeur équivalente de la contrainte de résistance transformée aux échantillons de $\Phi 100$ mm x $h100$ mm par le facteur d'échelle k pris du tableau A1 de la norme et par les facteurs d'échelle expérimentaux. La résistance en compression de la zone non altérée du kersanton est de 112 MPa et de la zone altérée est de 84 MPa en appliquant la norme, cela donne une différence de 25%.

4. Les matériaux de la tour

Tableau 8 Transformation des résultats au cylindres de 100 x 100 x 100 mm³

			Cylindre 100 x 100 mm	
	Zone	Contrainte d'essai [Mpa]	Contrainte norme [Mpa]	Contrainte expérimentale [Mpa]
B2	cœur	106	100	102
B3	cœur	113	106	109
B3	cœur	108	133	113
B4	cœur	128	120	123
B1	cœur	120	120	-
B2	cœur	92	92	-
Moyenne cœur			112	112

4.1.3. Module de Young et coefficient de Poisson

Les mesures du module de Young et de coefficient de Poisson ont été faites en suivant la norme NF EN 14580 [86]. Les essais ont été réalisés sur 2 échantillons extraits de la zone intérieure non altérée des blocs. Le Tableau 9 montre que le module de Young mesuré pour le kersanton est de 42 GPa et le coefficient de Poisson est de 0,22 ; ce tableau ne présente pas d'écart-type car deux échantillons ont été testés. Les résultats sont en dessous de la moyenne des valeurs trouvées par Vasconcelos *et al.* [42] , Domède *et al.* [35] et Eberhart *et al.*[41] pour des granites à haute performance.

Tableau 9 Module de Young et coefficient de Poisson du kersanton

	Moyenne
Module de Young [GPa]	42
Coef. Poisson	0,22

4.1.4. Comportement en compression du kersanton

La réponse du matériau au chargement uniaxial suit des phases. La première est la phase de serrage, où les fissures naturelles de l'élément se ferment à cause de l'effort de compression (décrément volumétrique), la contrainte de finalisation de cette phase est notée f_{cc} . Deuxièmement, la phase élastique dans les deux directions (longitudinal et transversal) sont linéaires et le changement volumétrique n'a pas lieu, la contrainte de finalisation de cette phase est f_{ci} . Troisièmement, la phase d'ouverture de fissures avec propagation stable, dans laquelle la courbe des déformations longitudinales continue dans le comportement élastique linéaire mais la courbe de déformation transversale sort de la zone linéaire en étant responsable de l'initiation de fissuration (initiation de l'augmentation volumétrique). La contrainte de finalisation de cette phase est f_{cd} . Avant le pic, la phase de propagation instable de fissuration où la déformation longitudinale entre dans la plasticité et l'augmentation transversale de volume est incontrôlable

4. Les matériaux de la tour

(dilatance) [41] se termine avec la rupture de l'éprouvette qui correspond à la résistance en compression notée f_c . Finalement, on observe le comportement post-pic.

Pour le calcul, les données de 3 éprouvettes cylindriques $\Phi 70 \times h140$ mm ont été prises en compte. Elles ont été essayées en compression et munis des jauge de déformations longitudinales et transversales. Le Tableau 10 montre les points de descriptions des phases du comportement mécanique en compression de ces 3 essais du kersanton. La valeur de f_{cc} est nulle. En effet, la première partie de la courbe montre l'absence de zone de serrage. La zone de comportement élastique se termine à 37 MPa, ce qui donne $f_{ci}=0,3f_c$. La zone d'initiation de la fissuration finit à 91 MPa, soit $0,7f_c$. Le kersanton est en accord avec le comportement en compression des granites à haute performance décrits par Vasconcelos *et al.* [42] , Domede *et al.* [35] et Eberhardt *et al.* [41], sauf qu'il n'a pas de zone de serrage.

Tableau 10 Caractéristiques mécaniques du kersanton sain

	Moyenne [MPa]	Ecart-type [MPa]	CV [%]	Def. Long. [mm/m]	Def. Trans. [mm/m]
f_{cd}	91	13	14	2199	702
f_{cc}	-	-	-	-	-
f_{ci}	37	6	16	864	203
f_c	127	11	8	3265	2604

Dans le but de construire une courbe générale (Figure 39), les valeurs de chaque point des courbes des éprouvettes testées ont été moyennées.

4. Les matériaux de la tour

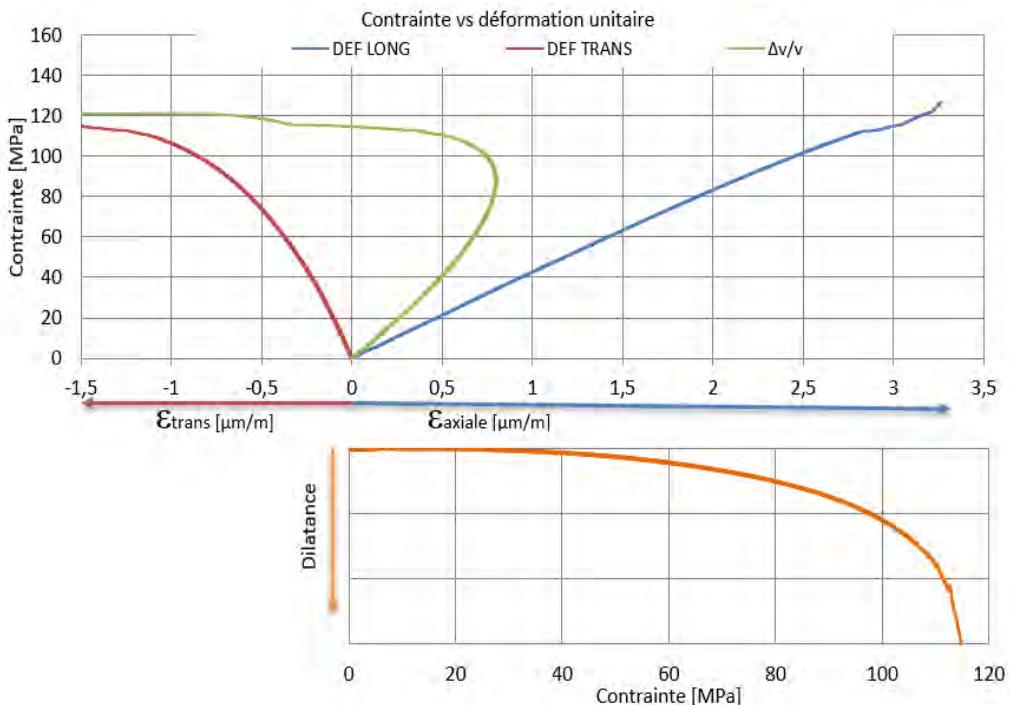


Figure 39 Courbe caractéristique du kersanton

4.1.5. Résistance en flexion

4.1.5.1. Essais normalisés

Dans le cadre du master IDRIMS, Druot [18] a aussi testé le kersanton en flexion. Le Tableau 11 montre le bilan des résultats. La résistance en flexion du kersanton est de 15,2 MPa sur des échantillons de 50 mm de largeur, 40 mm de hauteur et 200 mm de portée Amaral *et al.*[87] ont trouvé des résistances en flexion quatre points, dans les différents granites étudiés, entre 7,1 MPa et 30,8 MPa sur des échantillons de 150 mm de longueur, 20 mm de largeur et 30 mm de hauteur. En fait, le kersanton est dans la moyenne des résistances en flexion des granites de l'étude d'Amaral *et al.* (Tableau 11).

Tableau 11 Module en flexion du kersanton

		Moyenne	Ecart-type	CV
Force de rupture	[kN]	4,1	0,5	13
Flèche de rupture	[μm]	214	56	26
Module de rupture	[MPa]	15	2,3	15

4.1.5.2. **Effet d'entaille et de l'humidité**

Etant donné que l'humidité et la présence d'une entaille sont des facteurs manifestes sur le soubassement du phare de l'Île Vierge, l'affaiblissement qu'ils peuvent produire dans la résistance en flexion normalisée et en traction a été évalué.

Dans un premier temps, des échantillons avec une petite entaille (Figure 40) ont été testés pour déterminer s'il existe un effet d'entaille. Des éprouvettes $4 \times 4 \times 16$ mm ont été utilisées avec une vitesse de chargement de $1 \mu\text{m/s}$. Les entailles ont été fabriquées par un coup de scie, qui a généré une entaille de forme circulaire de diamètre de 3 mm. La Figure 41 montre la forme de l'entaille.



Figure 40 Disposition de l'essai en flexion des échantillons avec petite entaille



Figure 41 Forme de l'entaille des barrettes de kersanton

Selon la littérature, en présence d'une entaille, il existe une concentration des efforts dans la partie haute de l'entaille qui entraîne l'amorce de la fissure dans ce point. C'est pourquoi, les résultats des essais sont montrés avec la force de rupture et le module de rupture. Le Tableau 12 montre que la diminution de la force de rupture due à l'effet d'une petite entaille est de 31 %. Cela démontre la nécessité d'une étude détaillée de l'effet d'entaille.

Par ailleurs, l'effet de l'humidité des moellons a été aussi analysé. Le rapport de diagnostic réalisé après plusieurs visites d'inspection sur le phare de l'Île Vierge, évoque une forte humidité derrière les montants. La possibilité d'avoir un certain niveau de saturation dans les blocs de la maçonnerie n'est pas nulle. Le processus d'humidification des échantillons a été fait par immersion dans l'eau jusqu'à ce que le poids ne varie plus à 0,02% près (pesée toutes les 24 heures). La diminution de la force de rupture des éprouvettes $4 \times 4 \times 16$ cm due à l'effet de l'eau est de 26 %. La diminution cumulée due à l'effet de l'eau et à l'effet d'une entaille circulaire (3 x 3 mm) est de 49 %.

4. Les matériaux de la tour

Sur le phare de l'Île Vierge, les blocs de kersanton font $50 \times 50 \text{ cm}^2$ avec des entailles de $12 \times 9 \text{ cm}^2$, cela donne un ratio de 0,3 pour la largeur d'entaille sur largeur du bloc et 0,6 profondeur d'entaille par largeur d'entaille. En gardant ces proportions, pour une éprouvette de 4 cm de côté, l'entaille doit faire 1,2 cm de large et 0,7 cm de profondeur. Les entailles ont été fabriquées par plusieurs coups de sciage selon la Figure 42. Les coins des entailles sont de forme circulaire avec 3 mm de diamètre.

L'effet d'échelle a été aussi évalué, des échantillons de grande taille $8 \times 8 \times 30 \text{ cm}^3$ avec l'entaille proportionnel à ses démentions ont été testés. Bazant [88] a démontré que l'énergie de fissuration est indépendante à l'effet d'échelle et à la forme de l'échantillon. Cette démonstration a été faite par le développement de la loi d'effet d'échelle qui décrit la valeur de l'énergie de fissuration comme une fonction du Module de Young et la relation entre la longueur de l'entaille et la surface transversale.

Cependant, cette affirmation est valide dans une certaine plage de tailles. Par exemple, pour des faibles valeurs de dimension caractéristique des échantillons (d), la résistance nominale (σ_N) est proportionnelle à la résistance du matériau et caractérisée par une analyse de limite plastique, où l'effet d'échelle n'a pas d'influence sur σ_N . Contrairement, pour des grandes valeurs de d , σ_N est proportionnelle à $d^{-1/2}$ et dépendant de l'effet d'échelle. L'allure de cette transition est inconnue.

Il est important d'attirer l'attention sur l'influence non négligeable de la taille maximale du granulat du béton dans les travaux de Bazant, que dans le cas des pierres volcaniques intrusives il n'est pas facile à déterminer et plus large que 13 mm et 5 mm utilisés [88]. En effet, la valeur de résistance en traction doit être recalculée quand on utilise différentes tailles maximales de granulat. Dans le cas des pierres, il est très probable que cette dimension change d'une éprouvette à l'autre pour l'aspect naturel de la pierre. Le calcul de rectification demande des facteurs expérimentaux inconnus pour les pierres.

L'auteur a démontré que pour des échantillons entre 4 et 31 cm de hauteur en béton et en mortier, dans l'essai en flexion 3 points avec une entaille, l'énergie de fissuration ne varie pas et que la loi d'effet d'échelle est satisfaisante pour ses conditions.

La dimension des blocs sur le phare est de 50 cm de hauteur dans un matériau naturel différent du béton et du mortier, avec une dimension de grain inférieure à 3 mm. Pour ces raisons, il est intéressant de déterminer l'influence de cette action sur les échantillons de grandes dimensions.

4. Les matériaux de la tour



Figure 42 Entaille sur des échantillons en flexion

Tableau 12 Résultats de l'essai de flexion en force de rupture

Type des éprouvettes		Force de rupture			Flèche à la rupture		
		Moyenne [kN]	Ecart type [MPa]	CV [%]	Moyenne [μm]	Ecart type [μm]	CV [CV]
4 x 4 x 16 Petite entaille	Non entaillées sèches	7,4	0,4	5	93,9	12,6	13
	Entaillées sèches	5,1	0,1	1	67,9	4,9	7
	Entaillées mouillées	3,8	0,4	11	51,9	24,6	48
4 x 4 x 16 Grande entaille	Sèches	2,5	0,2	10	55,7	9	15,6
	Mouillées	2,1	0,4	17	65,9	5	8,2
	Sèches bord	2,3	0,4	17	76,7	4,6	6,0
8 x 8 x 30 Grand entaille	Sèches	7,9	3,7	48	150,0	38	25,6
	Mouillées	5,2	1,1	21	108,2	19	17,2

Le Tableau 12 montre les résultats des essais en flexion sur les éprouvettes en prisme rectangulaire. Pour les échantillons avec l'entaille à l'échelle de celle du phare, la diminution de la force de rupture dans les échantillons de petite échelle sèches est de 66 % pour la présence de l'entaille, le fait d'être mouillées représente un affaiblissement de 16 % supplémentaires pour la pépite échelle et 34 % pour la grande échelle. Les deux effets combinés génèrent une diminution de 72 % pour la petite échelle.

Les échantillons extraits de la zone altérée du kersanton ont été testés uniquement secs dans des échantillons de petite échelle. La diminution de la charge de rupture de ces échantillons est de 8 % par rapport aux éprouvettes aussi entaillées.

Pour des futures campagnes expérimentales, il est conseillé d'utiliser des échantillons de 4 x 4 x 16 cm³ avec une entaille de 1,2 cm de large et 0,7 cm de profondeur. Les blocs de kersanton sur le phare soumis au chargement en flexion ont une hauteur plus importante que la largeur, cette configuration d'échantillon n'est pas conseillée parce que les contraintes de compression développées dans les bielles seront plus importantes que la traction en étude.

4.1.5.3. Résistance en compression des échantillons de flexion

L'essai a été fait en suivant la procédure de la norme NF EN 772-1. Les échantillons utilisés sont les mêmes échantillons du kersanton testés en flexion. L'essai est réalisé avec un bâti qui assure une surface en compression de 40 x 40 mm².



Figure 43 Essai de compression

Tableau 13 Résistance en compression du kersanton

Type des éprouvettes	Résistance en compression		
	Moyenne MPa	Ecart type MPa	CV %
4 x 4 x 15	Sèches	108,7	8,2
	Mouillées	93,4	5,5
	Sèches bord	99,6	9,0

Selon les résultats présentés dans le Tableau 13, le fait de mouiller la pierre fait baisser la résistance en compression de 14 %. Les échantillons extraits de la zone périphérique du bloc ont une baisse de résistance de 8 %.

4.1.6. Résistance en traction directe

Dans le but de comparer le comportement en traction directe par rapport au comportement en flexion des échantillons entaillés, des spécimens avec les mêmes dimensions extérieures et deux entailles opposées, faites d'un seul coup de scie, ont été testées en traction directe. Des essais de compression n'ont pas été réalisés dans les morceaux résultants de l'essai de traction directe car la mise en place de cet essai demande de coller les extrémités des échantillons aux abouts de la presse. Les extrémités de l'éprouvette doivent être immergées dans au moins 1 cm de la colle. Dans ces conditions, un effet de consolidation du matériau est possible. Cet effet de consolidation pourrait fausser les valeurs de résistance en compression.

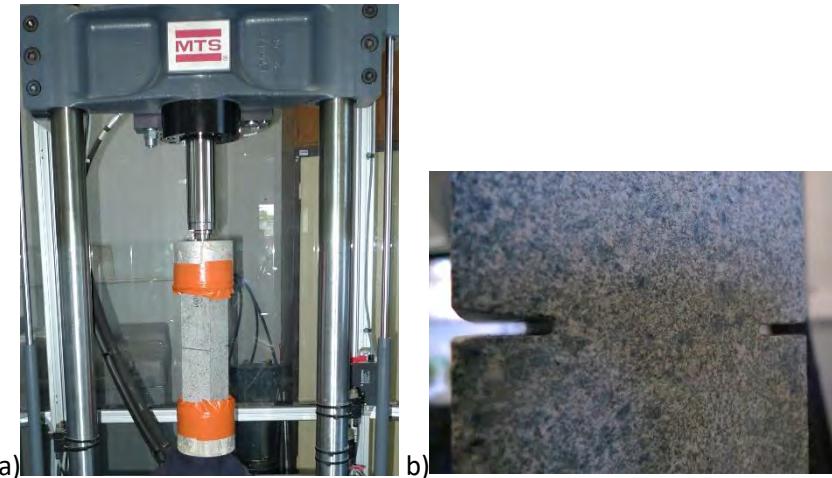


Figure 44 a) Essai de traction directe b) Disposition des entailles dans les échantillons de traction directe

Tableau 14 Résistance en traction directe du kersanton

Type des éprouvettes	Résistance en traction		
	Moyenne [MPa]	Ecart type [MPa]	CV [%]
4 x 4 x 15 Sèches	9,5	1,5	16
8 x 8 x 30 Sèches	8,2	1,0	13

Le Tableau 14 montre les résultats des essais en traction directe sur les éprouvettes en prisme rectangulaire. Le changement de taille des éprouvettes fait baisser la résistance de 14 % des échantillons secs. Le facteur d'échelle de la résistance en traction directe est de 0,9 pour un facteur d'échelle géométrique de 2.

$$F = \frac{f_{8x8x30}}{f_{4x4x15}}$$

$$F_{flexion \ sèche} = \frac{8,2 \text{ Mpa}}{9,5 \text{ Mpa}} = 0,86$$

4.1.7. Vitesse de propagation des ondes ultrasonores

4.1.7.1. Résultats pour toutes les mesures

Essais in-situ

Pendant la visite du phare de l'Île Vierge réalisée le 18 octobre 2017, des essais de vitesse de propagation des ondes P ont été réalisés sur la face extérieure du mur de soubassement. Une distance constante de 20 cm a été choisie entre les capteurs. Ceux-ci n'ont jamais été positionnés à cheval sur un joint de mortier mais toujours sur un même bloc. La position des capteurs est repérée de 1 à 6 sur la Figure 45, la référence x.1 de la figure représente la position

4. Les matériaux de la tour

haute, et x.2 la position basse. Une mesure plus haute n'était pas possible. Les résultats présentés dans le Tableau 15 sont les moyennes de trois mesures faites sur site à chaque point.

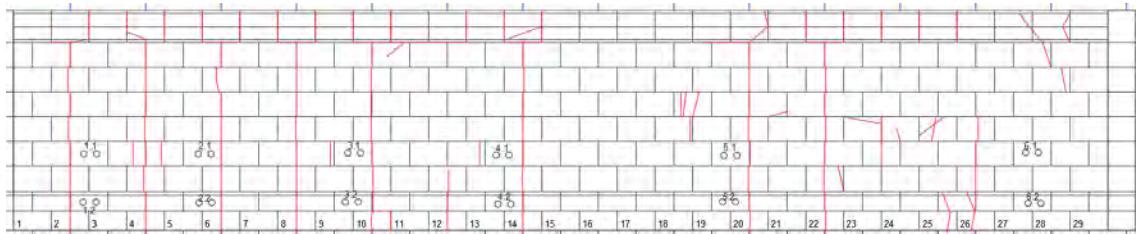


Figure 45 Localisation des essais in-situ

Tableau 15 Vitesse de propagation du son

	Vitesse moyenne [m/s]	Ecart type [m/s]	CV [%]
Localisation 1.1	3227	1187	37
Localisation 1.2	3216	1407	44
Localisation 2.1	2614	1388	53
Localisation 2.2	3270	164	5
Localisation 3.1	2778		
Localisation 3.2	3704		
Localisation 4.1	3587	514	14
Localisation 4.2	4188	531	13
Localisation 5.1	2778		
Localisation 5.2	2469		
Localisation 6.1	3928	471	12
Localisation 6.2	4199	516	12
Moyenne	3330	479	14

La variabilité maximale des résultats est de 53 %. Elle s'explique par la rugosité de la surface de la pierre (Figure 46) malgré la grande quantité de gel utilisé à chaque mesure. Cette rugosité est due à un aspect architectural de la construction du phare. La vitesse de propagation des ondes au long de la circonférence est en moyenne 3330 m/s (CV 14 %), cela démontre qu'il n'y a pas des zones plus dégradées dans l'ensemble du soubassement du phare de l'Île Vierge.



Figure 46 Rugosité des pierres de taille

Essais au laboratoire

Les valeurs de vitesse du son indirecte mesurées est de 6271 m/s dans la zone non altérée avec une surface plate et polie. Dans la zone extérieure altérée sur la surface polie la vitesse mesurée est de 4283m/s et sur la surface non polie est de 3305m/s. La vitesse du son sur le soubassement de la lanterne de l'Île Vierge est 1% plus élevée que la vitesse mesurée au laboratoire sur la zone altérée non polie et 22% plus faible sur la surface polie.

La vitesse de propagation du son directe dans la pierre de kersanton est en moyenne de 5070 m/s (CV 5 %) sur des échantillons de $4 \times 4 \times 16$ cm³ avec une entaille de $1 \times 0,7$ cm². La présence de l'entaille fait que la vitesse du son direct est réduite pour cet obstacle à surmonter. La surface de ces échantillons est polie.

4.1.8. Propriétés thermiques du kersanton

Dans le but de connaitre le coefficient de dilatation thermique du matériau de la zone en étude du phare de l'Île Vierge, une campagne expérimentale a été lancée. Trois échantillons de kersanton de dimensions 40 x 40 x 120 mm ont été testés selon la norme NF EN 14581 [89] .

Des jauge de 3cm ont été collées pour mesurer la déformation unitaire produite par la variation de température. Selon la norme, et pour la méthode des jauge, on doit utiliser un matériau de référence avec déformation faible sous chargement thermique et déduire les déformations de ce matériau aux résultats de ceux de l'échantillon. Cette procédure est faite dans le but de tenir compte de la déformation de la jauge.



Figure 47 Jauge de mesure sur les échantillons de kersanton et échantillon de référence

L'essai a été fait en suivant le cycle de changement de température entre 20 °C et 80° C (Figure 48).

4. Les matériaux de la tour

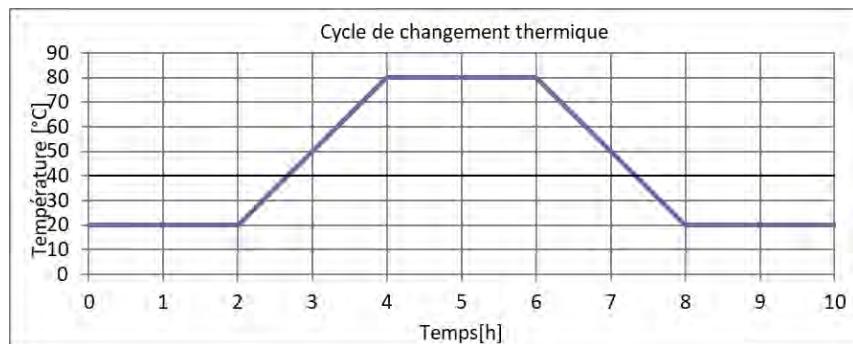


Figure 48 Changement thermique

Les résultats des expériences selon la norme sont montrés dans le Tableau 16, le sens est donné selon la Figure 49. Le Tableau 16 fournit les résultats. Le coefficient de dilatation thermique du kersanton est $4.6 \times 10^{-6}/K^{-1}$ (CV 8 %).

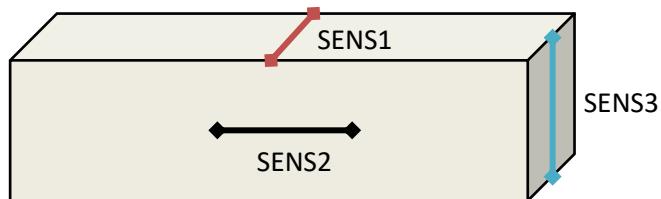


Figure 49 sens de l'essai de dilatation thermique

Tableau 16 coefficient de dilatation thermique du kersanton entre 20 et 80 °C

	α sens1	α sens2	α sens3	α Moyenne
Moyenne [/K]	4,3E-06	5,0E-06	4,6E-06	4,6E-06
Ecart-type [/K]	7,5E-07	9,7E-07	1,8E-06	3,7E-07
CV [%]	18	19	39	8

Dans le cas où le coefficient de dilatation thermique α change du fait de conditions différentes de température, une autre campagne expérimentale est développée en parallèle en suivant des cycles de température différents de ceux de la norme. Le Tableau 17 présente les résultats du coefficient de dilatation thermique du kersanton dans un intervalle de températures basses entre 0 et 40 °C. D'après les résultats, pour des changements thermiques entre 5 et 20 °C, le coefficient de dilatation thermique moyen est 2,7 °C. Cela représente une diminution de 41 % par rapport à l'intervalle 20-80 °C de la norme.

4. Les matériaux de la tour

Tableau 17 coefficient de dilatation thermique du kersanton entre 0 et 40 °C

Température [°C]	α sens1		α sens2		α sens3		α Moyenne	
	Moyenne [/°K]	CV [%]						
0 - 5	3,8E-06	27	2,7E-06	22	2,9E-06	12	3,1E-06	19
5 - 10	2,7E-06		2,0E-06	57	2,9E-06	9	2,5E-06	20
5 - 20	2,3E-06	46	2,7E-06		3,1E-06	16	2,7E-06	14
20-40	3,7E-06	5	3,5E-06	51	3,6E-06	9	3,6E-06	3
Moyenne	3,1E-06		2,7E-06		3,1E-06		3,0E-06	

4.1.9. Paramètres sur FLUENDO 3D

Dans le but de préparer un calcul non linéaire du phare, les paramètres mécaniques conformes au modèle d'endommagement utilisé au LMDC nommé FLUENDO3D [90]. Ce modèle est choisi dû au fait que son efficacité dans la maçonnerie a été déjà testée par des études précédents, comme c'est le cas de [34]

Une courbe expérimentale a été déduite pour refléter le comportement mécanique en compression du kersanton. Après, une simulation numérique de l'essai a été reproduite (calcul éléments finis sur CAST3M) de façon à déterminer les valeurs des paramètres de la loi de comportement Fluendo3D de sorte que les déformations calculées décrivent le comportement observé en compression du kersanton. La Figure 50 montre la courbe moyenne expérimentale et la courbe résultant du calcul avec les valeurs des paramètres présentés dans le Tableau 18.

4. Les matériaux de la tour

Tableau 18 Valeurs de paramètres de fluendo3D de la pierre de kersanton

Résistance en compression	126
Delta	0,8
GFR	0,0001
REF	1
EPC	0,002
EFCP	0,002
BETA	0,15
Résistance en traction	15,5
EPT	0,002
GFT	50
GFR	20

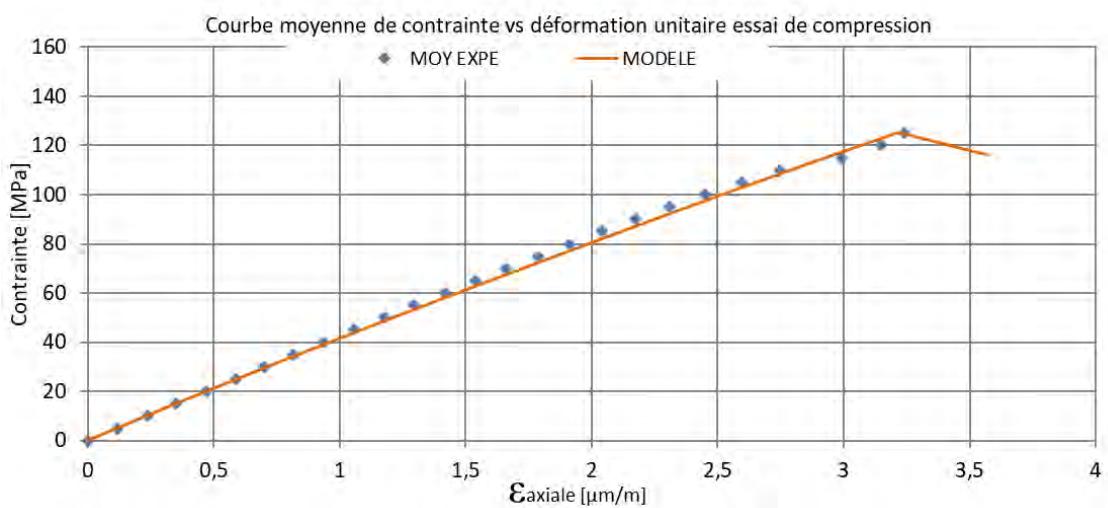


Figure 50 Courbe moyenne du comportement en compression du kersanton

Par ailleurs, le comportement en flexion avec entaille des échantillons de kersanton a été aussi analysé. La Figure 51 présente la courbe expérimentale et la courbe du modèle avec les paramètres spécifiés dans le Tableau 18.

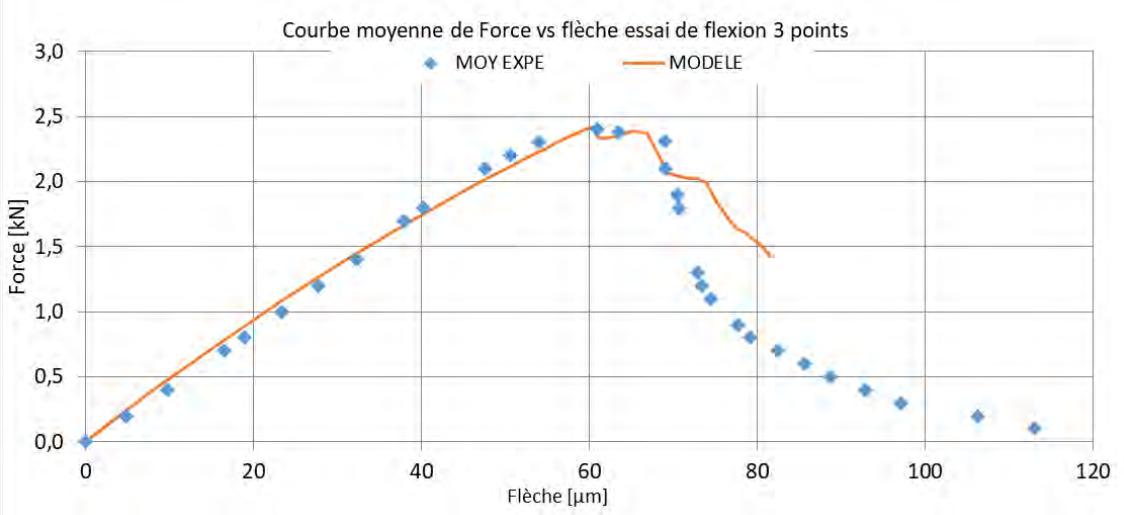


Figure 51 Courbe moyenne du comportement en flexion du kersanton

4.2. Granite

4.2.1. Caractérisation chimique (Chimique + minéralogique)

Spectrométrie à plasma à couplage inductive

L'ICP est une technique d'analyses inorganique capable de déterminer et quantifier la présence de quasi-tous les éléments chimiques dans un échantillon. Dans le domaine du génie civil, tous les éléments que nous intéressent sont détectables, car on fait deux procédures. L'échantillon liquide devient aérosol avec l'aide d'un flux de gaz d'argon pour entrer dans la chambre du plasma. La trajectoire des gouttes est stabilisée en sens horizontal grâce à la présence du gaz auxiliaire d'argon. Un troisième flux de gaz coule tangentiellement dans la partie extérieure du tube, qui sert à centrer et stabiliser le plasma. Le plasma donne l'énergie nécessaire pour provoquer l'ionisation. Les hautes températures (proches de 8000°K) et les hauts niveaux d'énergies font ioniser l'échantillon. Finalement, le détecteur va déterminer les longueurs d'onde de chaque composant. De cette façon, à la fin de la procédure, on est capable d'établir l'existence des éléments et leur quantité dans l'échantillon.

Trois blocs du granite ont été extraits de la carrière de granite localisée à côté du phare de l'Île Vierge. Les essais chimiques ont été réalisés sur les trois blocs de granite G1, G2 et G3. Le Tableau 19 montre les résultats obtenus par l'ICP pour les échantillons de granite.

4. Les matériaux de la tour



Figure 52 Préparation des éprouvettes pour essais chimiques

Tableau 19 Composition en % de masse des blocs de granite

	G1	G2	G3
SiO ₂	71,1	71,9	71,7
CaO	1,8	1,5	1,3
Al ₂ O ₃	15,6	14,8	15,1
Fe ₂ O ₃	2,3	2,3	2,0
K ₂ O	3,9	5,2	5,0
Na ₂ O	3,7	3,2	3,2
MgO	0,6	0,3	0,4
Mn ₂ O ₃	0,0	0,1	0,0
TiO ₂	0,3	0,2	0,3
P ₂ O ₅	0,1	0,1	0,1
Perte au feu	0,59	0,30	0,80

Le Tableau 19 présente la composition chimique des blocs de granite testés. La partie correspondant aux sulfates est négligeable (inférieure à 0%). La présence de Calcium (CaO) et Sodium (Na₂O) confirme la présence des plagioclases. Le potassium (K₂O) a le pourcentage le plus élevé entre les composants des feldspaths, qui montre que les feldspaths potassiques (l'orthose) sont plus influents sur le granite.

La réduction en pourcentage du potassium dans l'échantillon G1C est due au processus d'altération de la muscovite ou de l'orthose. Cette valeur est proche de celle du kersanton, pour ce même composant. Le haut pourcentage de silice est une valeur normale dans le cas du granite.

4. Les matériaux de la tour

La partie de perte au feu représente la partie organique, dont le bloc G2 présente la valeur la plus faible. Le bloc G3 présent une quantité de partie organique de 80 %, une valeur très importante qu'indique que ce matériau est dégradé.

4.2.1.1. Diffraction des rayons X

Des échantillons en poudre des mêmes matériaux ont été aussi extraits pour faire des analyses aux rayons X. La Figure 53 montre le spectre du granite bloc G2 avec les phases reconnues, la Figure 54 présente les résultats du bloc de granite G3 avec les mêmes étiquettes de la Figure 53. Les figures mettent en évidence les différences entre les pics de Biotite et de Microcline dans les premiers 15°. Entre 25° et 30°, on observe une diminution de la hauteur des pics de Quartz et d'Albite. Hors de ce cas, le quartz n'est pas affecté d'un échantillon à l'autre.

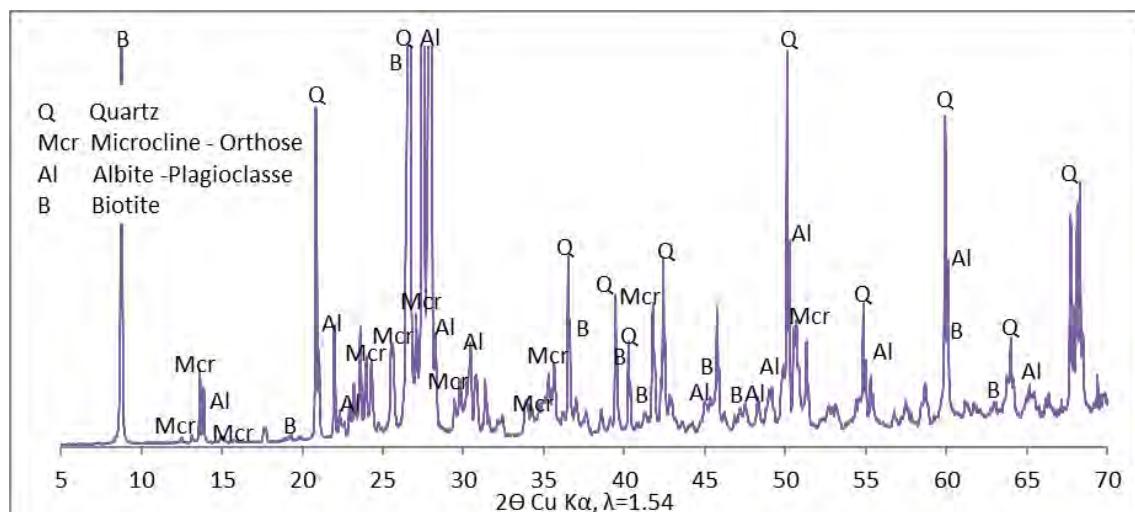


Figure 53 Diffraction des rayons X du granite G2

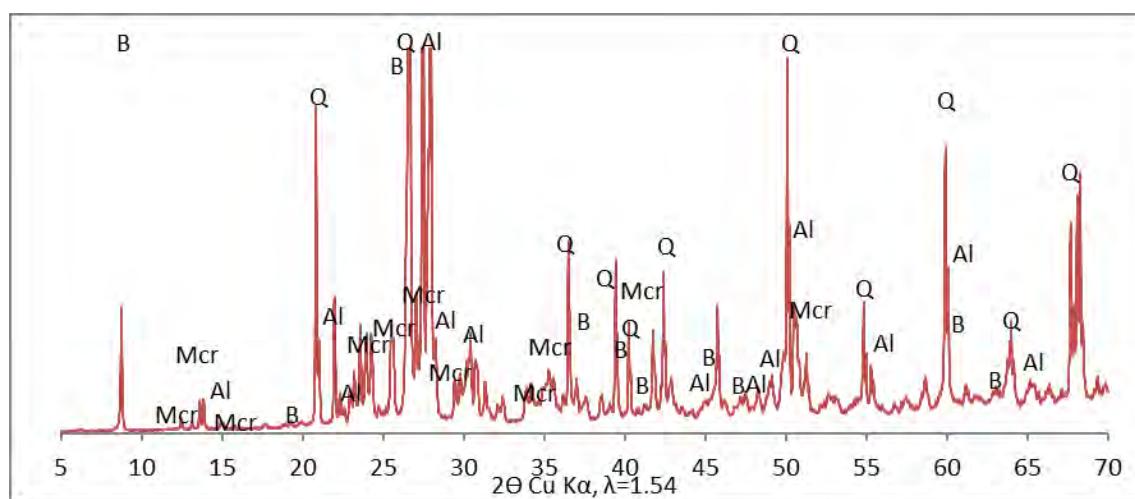


Figure 54 Diffraction de rayons X du granite G3

Le granite est formé de plagioclases. La forte présence d'albite et de microcline démontre la présence des plagioclases. Selon le Tableau 19, le contenu potassique est de 2 % au-dessus du

4. Les matériaux de la tour

sodique. En fait, le microcline potassique montre une formation d'orthose plus importante que de plagioclase sodique. Une dégradation de la biotite a eu lieu sur le block G3 par rapport au G2. L'altération de la biotite est due principalement au contact avec l'eau [91] qui s'infiltre dans les feuilles où la coloration devient brunâtre. D'après la littérature, l'altération du quartz n'est pas chimique, le quartz remplit les vides entre les grains de biotite, de muscovite et des feldspaths [36]. En effet, la Figure 54 montre que l'intensité des pics de quartz se maintient dans les blocs de granite.

4.2.2. Résistance en compression

4.2.2.1. *Description des échantillons*

Le granite est présent sur la structure du phare de l'Île Vierge au-dessous du niveau 70,00. Bien que la zone fissurée, c'est-à-dire le mur de soubassement de la lanterne, ne possède pas du granite, les caractéristiques mécaniques élastiques du granite sont nécessaires pour réaliser la modélisation de la tour dans sa totalité. Des cubes et des cylindres ont été extraits pour faire la caractérisation mécanique du matériau dans 3 gros blocs de granite nommés G1, G2 et G3. 11 cubes de 70 x 70 x 70 mm (Figure 55) ont été extraits au total, soit 4 du bloc G1, 4 du bloc G2 et 3 du bloc G3.



Figure 55 Cubes extraits des blocs de granite, dans l'ordre G1, G2 et G3

Des cylindres de 70 mm de diamètre et 140 mm de hauteur ont été aussi extraits par carottage, et rectifiés dans le but d'avoir les faces parallèles et assurer une distribution uniforme de la charge dans la presse. Au total 6 cylindres ont été testés, dont 1 du bloc G1, 4 du bloc G2 et 1 du bloc G3.

4. Les matériaux de la tour



Figure 56 Préparation des éprouvettes cylindriques, carottage et rectification

L'extraction des éprouvettes pour l'essai de flexion trois points a été possible uniquement dans le bloc G3. Deux échantillons 4 x 4 x 24 mm de longueur ont été extraits et rectifiés.

4.2.2.2. **Résistance des cubes**

Les essais en compression des cubes de granite ont été faits selon la norme NF EN 772-1, essais contrôlés en force (Figure 57). Le Tableau 20 montre les résultats obtenus sur les cubes de 70x70x70 mm.



Figure 57 Cube du granite dans la presse d'essai en compression

Selon les résultats de résistance en compression (Tableau 20), les blocs ont été séparés en granite altéré et granite sain. Uniquement le bloc G1 présentait des fissures visibles à l'œil nu et des colorations extérieures rouges et noires qui représentent des traces d'altération du matériau. Cependant, le bloc G3 ne présentait pas de trace d'altération et les valeurs de résistance sont aussi faibles que celles de G1. Pour cette raison le granite du bloc G3 a été qualifié comme « altéré ».

Tableau 20 Résistance en compression en cubes de 70x70x70mm de granite

	Granite	Moyenne [Mpa]	Ecart-type [Mpa]	Quantité échantillons	CV [%]
G1 – G3	Altéré	107	30	7	29
G2	Sain	150	23	4	15

4. Les matériaux de la tour

La contrainte en compression sur des cubes de 70x70x70 mm³ du granite altéré est de 107 MPa (CV 29 %) et du granite sain est de 150 MPa (CV 15 %). Cela représente une baisse de résistance de 29 % due à l'altération naturelle de la roche.

Etant donné que les résultats de résistance en compression dépendent de la relation entre la hauteur et la dimension horizontale, la valeur de la résistance obtenue est multipliée par un coefficient de forme pour calculer la résistance sur cubes 100 x 100 x 100 mm³. Selon le tableau A1 de la norme NF EN 772-1 [85] pour les échantillons de $\Phi 70$ mm x h70 mm le facteur est 0,94. Après la transformation, la contrainte en compression sur des cubes de 100 x 100 x 100 mm³ du granite sain est de 141 MPa et du granite altéré est de 101 MPa.

4.2.2.3. Résistance des cylindres

Les essais de compression sur cylindres ont été effectués en déplacement imposé dans le but de connaître le comportement post-pic du matériau. Trois capteurs de déformation LVDT ont été placés autour de l'échantillon pendant l'essai, ainsi que trois jauge verticales.

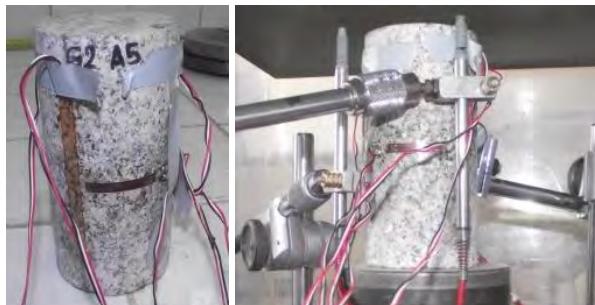


Figure 58 Eprouvettes cylindriques du granite, jauge verticale et horizontale et capteurs LVDT pour contrôle de l'essai

Tableau 21 Résistance en compression en cylindre de $\Phi 70$ mm x h140 mm de granite

	Granite	Moyenne [Mpa]	Ecart-type [Mpa]	Quantité échantillon	CV [%]
G1 – G3	altéré	76		2	
G2	sain	127	7	4	5

La dimension des cylindres utilisés dans cette campagne expérimentale est $\Phi 70$ mm x h140 mm. Pour le transformer dans des mesures de $\Phi 100$ mm x h100 mm il est nécessaire de multiplier par un facteur d'échelle de 1,23. La résistance en compression sur cylindres du granite altéré est de 94 MPa et de 156 MPa pour le granite non altéré.

Yilmaz *et al.* ont mené leur recherche sur des granites commerciaux en Turquie. Ils ont trouvé des résistances en compression sur des cylindres de 131,4 MPa sur un monzogranite (constitué

4. Les matériaux de la tour

principalement par orthoclase) et 111,8 MPa sur un granodiorite (constitué principalement par plagioclase). Le granite altéré de l'Île Vierge est 10% moins résistant que le granite de granodiorite. En revanche, le granite monzogranite de Turquie est 7% moins résistant que le granite sain de l'Île Vierge.

4.2.3. Module de Young et coefficient de Poisson

Le module de Young a été mesuré sur toutes les éprouvettes, cet essai a été réalisé selon la norme NF EN 14580 [86] contrôlée en force. Des jauge de déformation de 7 cm de longueur ont été collées sur les éprouvettes, trois pour la déformation longitudinale (collées en vertical) séparées 120° et deux pour la déformation transversale (collées horizontalement).

Tableau 22 Module de Young et Coefficient de Poisson du granite

	Granite Sain			Granite altéré		
	Moyenne	Ecart-type	CV	Moyenne	Ecart-type	CV
M. Young [GPa]	53,5	0,03	6	33,01	-	-
Coefficient Poisson	0,24	0,02	7	0,31	-	-

Le Tableau 22 montre les résultats du module d'Young et du coefficient de Poisson des éprouvettes cylindriques, l'écart-type ne se présente pas sur le granite altéré parce que deux échantillons ont été testés. Le module d'Young moyen du granite sain est 53,5 GPa (CV 6 %) et pour le granite altéré 33 GPa. Ces valeurs sont en accord avec les valeurs trouvées par Vasconcelos *et al.* [42] pour les granites à haute résistance du nord du Portugal (entre 52 GPa et 60 GPa), ainsi que pour le granite de Sidobre étudié par Domede *et al.* [35] (en moyenne 67,3 GPa). Par contre, les granites du Lac du Bonet, au Canada, étudiés par Eberhardt *et al.* [41] ont des modules d'Young plus hauts (60 GPa pour le granite le moins résistant et 67 GPa pour le plus performant).

Le cas du granite altéré, de module d'Young 33 GPa est en concordance avec les modules d'Young des granites de moyenne résistance de la recherche de Vasconcelos *et al.* [42]. D'après la recherche de Basu *et al.* [92] la valeur de module d'Young d'un granite altéré place ce granite dans un niveau d'altération IV de l'échelle d'altération des granites du Brésil. Néanmoins, la valeur de résistance en compression sur cubes de 100 mm de côté place le granite altéré dans le niveau d'altération II-III de l'échelle d'altération de Basu *et al.* Le module d'Young, le coefficient de Poisson et la résistance en compression du granite sain de l'Île vierge le font placer dans le niveau d'altération II de la même échelle.

4. Les matériaux de la tour

Les valeurs de coefficient de Poisson sont de 0,24 pour le granite sain et 0,31 pour le granite altéré. La valeur de 0,24 du granite sain est en accord avec le coefficient de Poisson de 0,25 du granite de Sidobre étudié par Domede *et al.* [35], ainsi que pour les granites à haute résistance de Portugal de la recherche de Vasconcelos *et al.* [42] (entre 0,23 et 0,3).

4.2.4. Comportement mécanique du granite en compression

Le Tableau 23, les Figure 59 et Figure 60 présentent les contraintes limites des zones de serrage, d'élasticité, de propagation de fissuration et de résistance en compression du granite étudié. Vasconcelos *et al.* [42], Domede *et al.* [35] et Eberhardt *et al.* [41] remarquent que, dans les granites à haute performance, la contrainte f_{ci} est entre 0,3 f_c et 0,4 f_c et la contrainte de propagation instable de la fissuration f_{cd} est entre 0,7 f_c et 0,8 f_c . Dans notre cas, le f_{ci} du granite sain est 0,38 f_c et le f_{cd} est 0,72 f_c . Pour le granite endommagé, Vasconcelos *et al.* [42] ont trouvé que f_{ci} est inférieur à 0,3 f_c et f_{cd} entre 0,4 f_c et 0,8 f_c . Le granite altéré de cette recherche place le f_{ci} à 0,62 f_c et f_{cd} à 0,78 f_c .

Tableau 23 Caractéristiques mécaniques du granite sain et altéré

Granite Sain					Granite Altéré				
Moyenne [MPa]	Ecart-type [MPa]	CV [%]	Def. Long. [mm/m]	Def. Trans. [mm/m]	Moyenne [MPa]	Ecart-type [MPa]	CV [%]	Def. Long. [mm/m]	Def. Trans. [mm/m]
fcd	91	10	12	1,95	-0,41	59		2475	-659
fcc	24	9	37	0,65	-0,06	20		1148	-217
fci	48	14	30	1,16	-0,16	47		2072	-500
fc	127	7	5	2,55	-0,88	76		3462	-1204

La courbe de la variation de la déformation volumétrique montre une première zone inférieure à zéro qui montre la zone de serrage de la fissuration naturelle, une deuxième zone sans changement qui correspond à la zone élastique, suivi par l'initiation de la fissuration où la courbe commence à se détacher du zéro et finalement la dilatance. Par rapport au granite (Figure 61 et Figure 62), il est évident que, pour un matériau avec fissuration naturelle, la première zone sera plus large et la déformation unitaire plus importante, et par conséquent la résistance en compression sera faible par son niveau d'altération. C'est pourquoi dans la Figure 61 les échantillons G2A3, G2A5 et G2B1 ont des déformations unitaires dans la zone de serrage inférieures à 300 $\mu\text{m}/\text{m}$.

4. Les matériaux de la tour

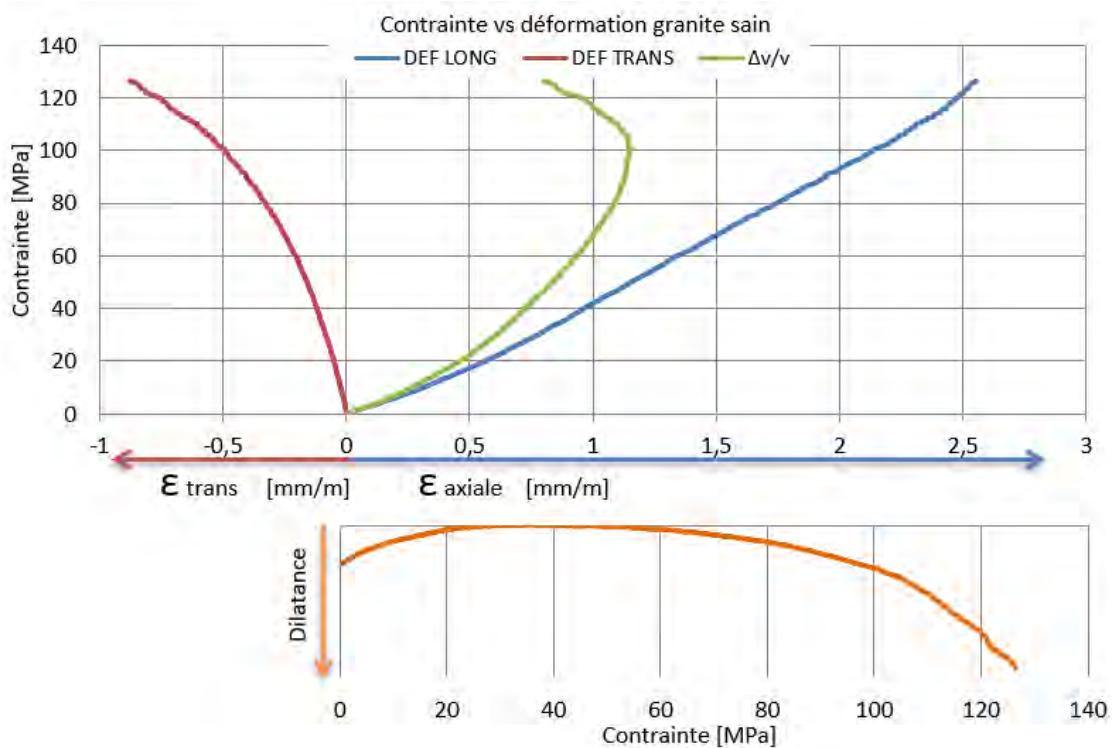


Figure 59 Courbe caractéristique du granite sain de l'Île Vierge

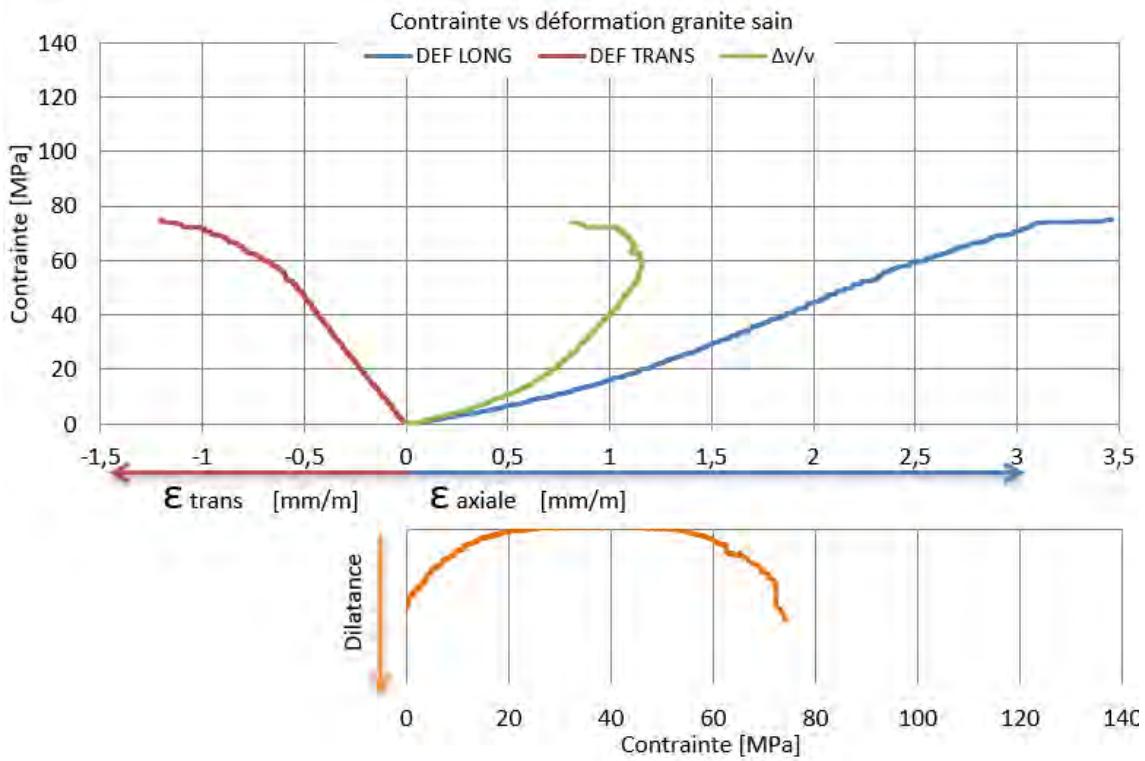


Figure 60 Courbe caractéristique du granite altéré de l'Île vierge

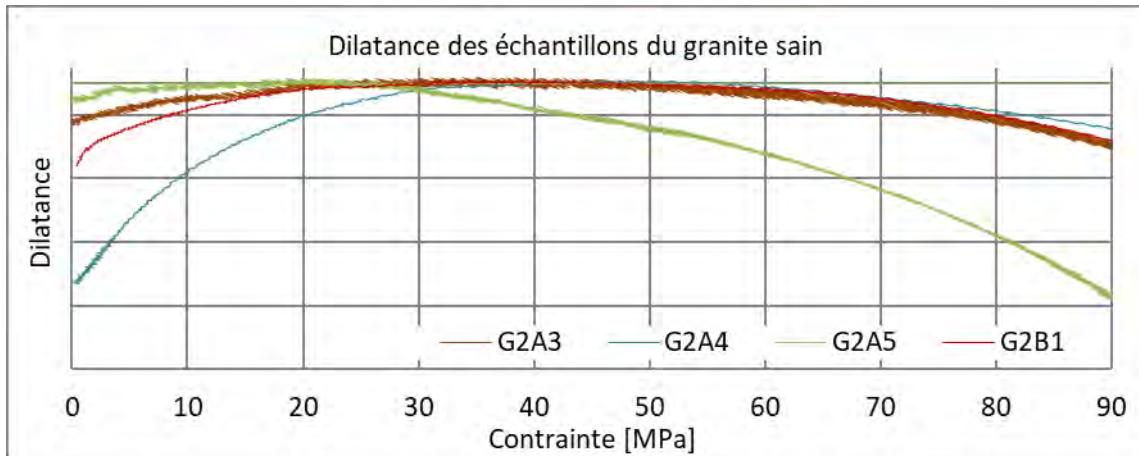


Figure 61 Variation de la déformation volumétrique du granite non altéré

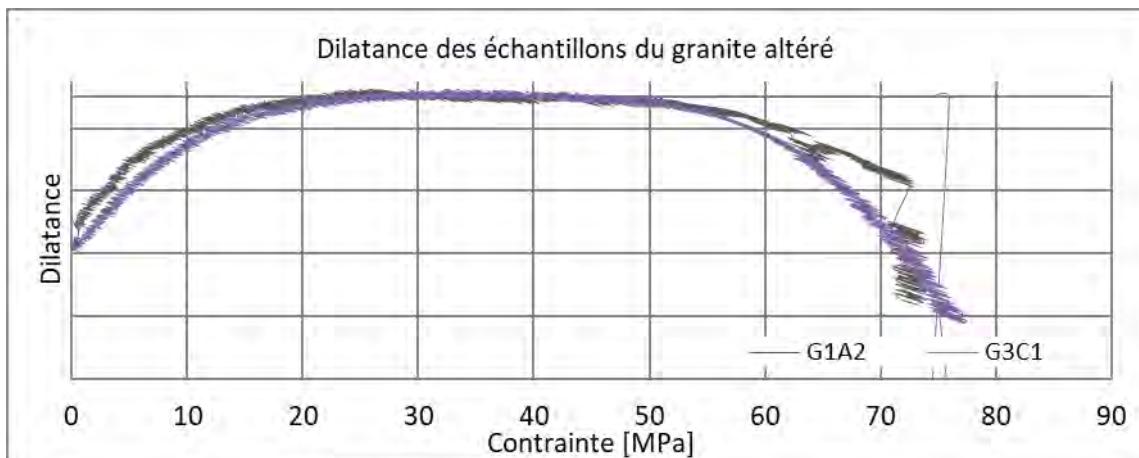


Figure 62 Variation de la déformation volumétrique du granite altéré

4.2.5. Résistance en flexion – module de rupture

L'essai a été fait en suivant la norme NF EN 12372 « Détermination de la résistance à la flexion sous charge centrée » [93] avec la disposition de la Figure 63. La vitesse de chargement utilisée est de 53,5 N/s.



Figure 63 Disposition de l'essai en flexion

Tableau 24 Résistance en flexion du granite

	Granite altéré		
	Moyenne	Ecart-type	CV [%]
Résistance en flexion [MPa]	6,5	0,38	6

La résistance en flexion du granite altéré est de 6,5 MPa (CV 6 %) sur une portée de 200 mm et des échantillons de 40 mm de largeur et hauteur égale. Le granite altéré de l'Île Vierge est en dessous de la moyenne des résistances en flexion de l'étude d'Amaral *et al.* [87]

4.2.6. Vitesse de propagation des ondes ultrasonores

4.2.6.1. Résultats pour tous les mesures

Les mesures de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores ont été faites avec l'appareil Pundit utilisé sur le phare de l'Île Vierge. La vitesse des ondes ultrasonores dans le granite du phare de l'Île Vierge est en moyenne de 4,6 km/s (CV 19 %) sur 11 échantillons, soit 5,4 km/s (CV 5 %) pour le granite sain et 4,1 km/s (CV 18 %).

4.2.6.2. Corrélations

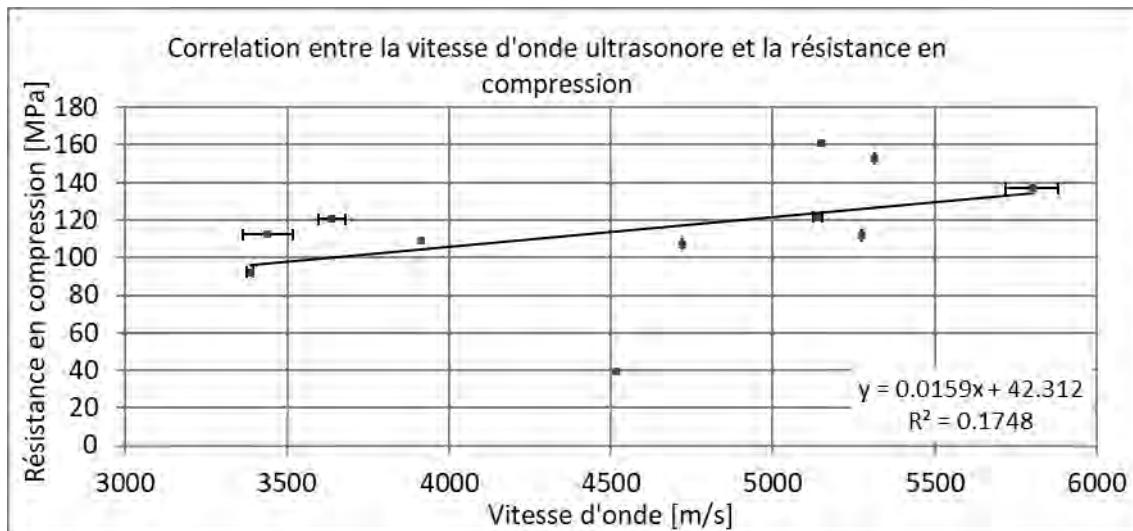


Figure 64 Corrélation entre la vitesse d'onde ultrasonore et la résistance en compression

D'après la littérature, la corrélation entre la vitesse de propagation des ondes ultrasonores et la résistance en compression est forte [35], [38], [42]. La Figure 64 confirme cette corrélation sur le granite de l'Île Vierge.

4.3. Homogénéisation linéaire

La connaissance des caractéristiques du matériau homogénéisées sont nécessaires pour réaliser les modélisations de la tour sous les différentes actions étudiées. Dans le but de déterminer les caractéristiques mécaniques linéaires de la maçonnerie constituant le phare de l’Île Vierge, deux approches d’homogénéisation ont été utilisées, celle de l’EC 6 et celle présentée par Cecchi *et al.*

Le calcul volumétrique du poids propre de la maçonnerie a donné comme résultat 2584 kg/m³ pour la maçonnerie en kersanton et 2553 kg/m³ pour la maçonnerie en granite. La méthode calcule le volume des blocs et de mortier, après chaque volume est multiplié par son poids propre respectif pour déterminer la masse totale du volume prise en compte. Finalement le poids total est divisé par le volume total.

4.3.1. Eurocode

L’EC 6-1 présente une procédure analytique pour la détermination des caractéristiques mécaniques homogénéisées de la maçonnerie montée avec mortier d’usage courant. Sur le phare de l’Île Vierge il y a deux maçonneries présentes, celle en kersanton en parement extérieur et celle en granite en parement intérieur. La valeur de la résistance en compression du kersanton est de 108 MPa et celle du granite sain est de 127 MPa. Cependant, l’EC 6 donne comme valeur maximale 75 MPa. Le calcul pour les deux résistances est fait dans le but d’analyser les différences. Par rapport à la résistance en compression du mortier f_m , Druot a publié les limites de résistance du mortier, en compression 7,5 MPa à 28 jours [18]. γ_M est pris pour tout mortier en catégorie II.

$$f_{kk} = 0,45 \times f_{bk}^{0,7} \times f_m^{0,3} = 0,45 \times 110^{0,7} \times 7,5^{0,3} = 22 \text{ MPa}$$

$$f_{kk} = 0,45 \times f_{bk}^{0,7} \times f_m^{0,3} = 0,45 \times 75^{0,7} \times 7,5^{0,3} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{kg} = 0,45 \times f_{bk}^{0,7} \times f_m^{0,3} = 0,45 \times 149^{0,7} \times 7,5^{0,3} = 27 \text{ MPa}$$

$$f_{kg} = 0,45 \times f_{bk}^{0,7} \times f_m^{0,3} = 0,45 \times 75^{0,7} \times 7,5^{0,3} = 17 \text{ MPa}$$

$$f_{dk} = \frac{22 \text{ MPa}}{3,3} = 7 \text{ MPa} ; f_{dk} = \frac{17 \text{ MPa}}{3,3} = 5 \text{ MPa}$$

$$f_{dg} = \frac{27 \text{ MPa}}{3,3} = 8 \text{ MPa} ; f_{dg} = \frac{17 \text{ MPa}}{3,3} = 5 \text{ MPa}$$

$$E_k = 1000 \times 22 \text{ MPa} = 22 \text{ GPa} ; E_k = 1000 \times 17 \text{ MPa} = 17 \text{ GPa}$$

$$E_g = 1000 \times 27 \text{ MPa} = 27 \text{ GPa} ; E_g = 1000 \times 17 \text{ MPa} = 17 \text{ GPa}$$

Selon l'EC 6-1 la résistance en compression de calcul de la maçonnerie en kersanton est de 17 MPa (max 22 MPa) avec un module de Young de 17 GPa (max 22 GPa), la résistance en compression de calcul du granite est de 17 MPa (max 27 MPa) et le module de Young est de 17 GPa (max 27 GPa). Les résultats entre les deux pierres sont identiques car l'EC 6-1 limite la valeur de f_{bk} à 75 MPa, qui est en dessous des valeurs issues des essais sur les pierres (kersanton et granite).

4.3.2. Antonella Cecchi et Karam Sab

Le module d'Young des maçonneries du phare de l'Île Vierge ont été calculés avec les données du Tableau 25 par la méthode analytique de Cecchi *et al.* [61]. Le module de Young trouvé pour le kersanton et le granite sont plus que le double de ceux permis par l'EC 6 et 1,5 fois plus que ceux calculés avec les caractéristiques réelles des pierres. Etant donné que le coefficient de Poisson résultant de cette méthode donne des valeurs inférieures à celles des pierres, il a été décidé de garder le coefficient de Poisson des pierres pour sa maçonnerie.

Tableau 25 Caractéristiques d'homogénéisation de la maçonnerie du phare de l'Île Vierge – méthode Cecchi *et al.*

	Module de Young [GPa]	Coef. Poisson
Pierre de kersanton	42,4	0,22
Pierre de granite	53,5	0,24
Mortier	10	0,3
Maçonnerie en kersanton	37,7	0,22
Maçonnerie en granite	46,3	0,24

4.3.3. Comparaison avec EPFL

L'EPFL a réalisé une analyse dynamique sur la tour du phare de l'Île Vierge. D'après les résultats d'une instrumentation dynamique implantée sur le phare et un modèle élastique, l'auteur a déterminé qu'avec un module d'Young de la structure de 17 GPa et un poids propre de 2,7 t/m³ ou avec un module Young de 16 GPa et un poids propre de 2,5 t/m³ [9] les déformations calculées sur le modèle éléments finis sont proches des valeurs enregistrées sur la tour. Donc, dans son état actuel endommagé, le phare présente des caractéristiques proches de celles calculées par la méthode formulée dans l'EC 6-1.

La méthode de Cecchi *et al.* utilisée dans le paragraphe précédent double les résultats de module d'Young trouvé par l'EPFL. Cela s'explique par le fait que les mesures ont été prises sur le phare qui présente déjà un certain niveau d'endommagement, contrairement aux calculs d'homogénéisation linéaire réalisés par la méthode de Cecchi *et al.* qui sont applicables aux cas des maçonneries sans désordres structurels.

4. Les matériaux de la tour

Etant donné qu'un des objectifs de cette recherche est de déterminer le rôle des actions climatiques instrumentées sur le phare, les caractéristiques homogénéisées présentées dans le Tableau 25 seront prises en compte dans la partie de modélisation car elles représentent une tour sans endommagement et à partir d'un état sain la modélisation montrera les zones avec des contraintes susceptibles de créer un endommagement.

4.4. Conclusions

Dans ce chapitre, les caractéristiques mécaniques du kersanton ont été établies. Les coefficients expérimentaux d'effet d'échelle sont en accord avec la norme, dans le cas de la pierre de kersanton. Nous avons confirmé le fait que ces facteurs ont la capacité de lier des échantillons de formes géométriques différentes. La résistance en compression de la zone non altérée du kersanton est de 112 MPa et de la zone altérée est de 84 MPa, cela donne une différence de 25%.

Dans un essai de flexion d'éprouvettes $4 \times 4 \times 16$ cm, la diminution de la force de rupture des éprouvettes sans entaille, due à l'effet de l'eau, est de 26 %. Si l'entaille a les mêmes proportions que celles en présence sur le phare, la diminution de la force de rupture du fait de l'entaille est de 66 %. Le fait d'être mouillées entraîne un affaiblissement de 16 %. Les deux effets combinés génèrent une diminution de 72 %. Dans des échantillons de grande taille, la diminution de la force de rupture due à l'eau de 34 %. Il existe un facteur d'échelle de 1,3 qui fait augmenter l'affaiblissement de la charge de rupture en flexion.

La résistance en traction directe sur des échantillons $4 \times 4 \times 16$ cm est de 9,5 MPa. Le changement de taille des éprouvettes fait baisser la résistance de 14 % si les échantillons sont secs. Le facteur d'échelle de la résistance en traction directe est de 0,9 pour un facteur d'échelle géométrique de 2.

Les valeurs de vitesse de propagation du son indirect du kersanton sain sur une surface plate et polie est de 6271 m/s, alors que la mesure directe donne une vitesse de propagation de 5070m/s. La vitesse du son sur le soubassement de la lanterne de l'Île Vierge est 22% plus faible sur la surface polie et 1% plus haut que la vitesse mesurée au laboratoire sur la zone altérée non poli.

Les caractéristiques thermiques du kersanton ont été établies. Ainsi que les paramètres de la loi de comportement fluendo3D du LMDC utile dans la perspective d'un calcul non linéaire de la structure, nécessaire pour confirmer l'origine des fissures du soubassement de la lanterne du phare de l'Île Vierge. Ces données de matériaux iront accompagner des actions déterminées dans les prochains chapitres dans le but de concevoir une stratégie de calcul complète.

4. Les matériaux de la tour

Le granite extrait de la carrière de l'Ile Vierge a été caractérisé. La résistance en compression du granite sain est de 148MPa et 97MPa le granite altéré. Le module d'Young du granite sain est 54GPa et 33GPa pour le granite altéré. Cela représente une perte de 34 % de résistance en compression et de 39% dans le module d'Young.

Les caractéristiques du granite sain de construction du phare de l'Ile Vierge sont en concordance avec les recherches réalisées auparavant. Le granite altéré, qui n'a pas été utilisé dans la construction du phare, se trouve dans un niveau d'altération important au regard des éléments bibliographiques.

Les courbes caractéristiques en compression du kersanton et du granite, ont permis de visualiser la différence de comportement de ces deux pierres. Le kersanton ne présente pas de phase de serrage des fissures naturelles, alors que dans le cas du granite, elle est importante surtout dans le granite altéré. Les rapports f_{ci}/f_c et f_{cd}/f_c ont été déterminés pour les deux matériaux. Le granite sain peut être classé dans le groupe de granites à haute performance de la littérature.

Le calcul linéaire des caractéristiques homogénéisées de la maçonnerie a donné des résultats différents selon les 2 méthodes utilisées. La méthode de Cecchi *et al.* double les résultats de module d'Young trouvé par l'instrumentation dynamique *in situ* réalisée par l'EPFL sur la structure déjà endommagée et par l'EC. Cependant, les caractéristiques homogénéisées calculées par la méthode de Cecchi *et al.* seront prises en compte dans les prochains chapitres car elles reflètent la maçonnerie non endommagée. Elles permettront de caractériser le comportement mécanique de la tour avant l'apparition des fissures.

5. L'ACTION DU VENT

Ce chapitre présente l'analyse statique de l'effet du vent sur le phare de l'Île Vierge. Cette partie a deux objectifs principaux, d'abord de déterminer si cette action peut être à l'origine des fissures du soubassement de la lanterne du phare et d'analyser les données issues de l'instrumentation du vent installée sur le phare.

Dans le but de pouvoir quantifier l'action du vent sur la structure en tenant compte de la localisation de l'ouvrage, dans un premier temps, ce chapitre détermine l'action du vent selon les normes EUROCODE 1 – 4 (l'EC1-1-4) [29] NV-65 Règles [94] définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions (périmées mais en usage en France pendant 40 ans), et ses différences avec la norme américaine ASCE 7-10. Sur la base des actions du vent de l'EC1-4, un calcul des contraintes dans la tour en maçonnerie est mené en 1D puis en 3D par la méthode des éléments finis (code CAST3M). Par ailleurs, les données enregistrées par les anémomètres installés sur le phare de l'Île Vierge et les relevés de la station météo de Plouguerneau sont analysés. Etant donné que c'est la première fois que le CEREMA instrumente un phare avec des anémomètres, cette recherche est utilisée pour proposer une méthode de mesure et d'analyse des données pour une prochaine instrumentation sur un autre phare.

5.1. Calcul normatif du vent (EUROCODE 1991 1-4, NV 65)

Rappelons le phénomène de contournement du vent autour d'un cylindre. On peut distinguer de 3 zones au tour d'un obstacle de Nombre de Reynold supérieur à 49 avec les points de référence de la Figure 65 :

- La première zone du point A à B dans laquelle le vent frappe directement sur la structure, dans cette zone les lignes du flux s'ouvrent en deux. Si on installe un anémomètre dans le point A la vitesse du vent mesurée sera proche de zéro, pour cette raison il est connu comme le point d'arrêt de l'écoulement. Autour du point A s'exerce la pression extérieure maximale positive. La pression dans le point B est nulle et à partir de B elle devient négative au tour du cylindre.
- Dans la zone deux de B à C le vent s'écoule autour du cylindre pendant que la pression diminue et les particules du fluide s'accélèrent [95]. Dans le point C se présente la valeur extrême de pression négative
- La zone 3 de C à D les particules ralentissent et la pression croît jusqu'au point D où la veine d'air se décolle. A partir de D se trouve la zone de turbulence, qui maintient une pression négative. Si les anémomètres se trouvent dans cette zone, ils vont mesurer

des valeurs qui ne décrivent pas l'écoulement qui a frappé la structure car il est déjà décollé.

5.1.1. EUROCODE 1991 1-4

Le calcul du vent selon l'EC1-1-4 dépend de la localisation de la structure et de l'environnement autour du phare. Il fournit une méthode de calcul de la vitesse de référence V_{b0} , de la vitesse moyenne du vent V_m sur 10 minutes et de la pression dynamique de pointe $q_{p(z)}$. Etant donné que le phare de l'Île Vierge a une forme cylindrique, la distribution des pressions exercées par le vent sur la structure est du type représenté sur la Figure 65.

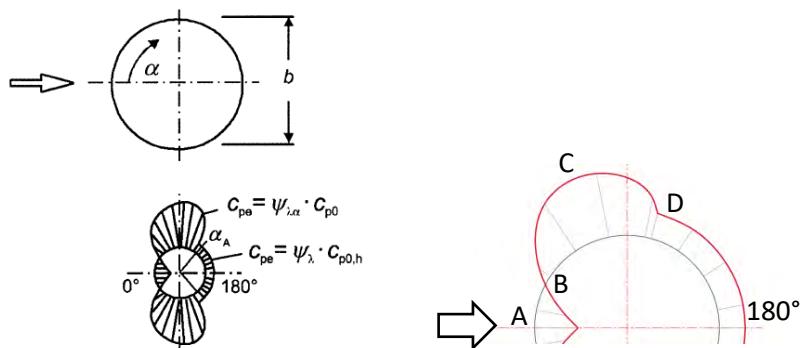


Figure 65 distribution des pressions dues au vent sur un cylindre[29]

5.1.1.1. Hypothèses pour le calcul de la pression du vent

Pour simplifier, la structure est assimilée à un cylindre de diamètre extérieur constant égal à 9,6 m (moyenne du diamètre minimal de 6,0 m et du diamètre maximal de 13,2 m) avec une hauteur totale de 80 m qui comprend la lanterne et la totalité de la tour en maçonnerie.

La structure est localisée en Bretagne, département du Finistère dans une zone côtière exposée aux vents de la mer. La rugosité k de la surface de la structure est prise égale à celle de la maçonnerie de brique, à défaut de valeur normative sur la maçonnerie en pierre.

5.1.1.2. Résultats de la pression du vent

Tableau 26 Calcul de la pression statique du vent selon l'EC 1-4[29], [96]

Critère	Valeur	Formule
Région en France métropolitaine	3	
Base de la vitesse de référence	V_{b0} [m/s]	26
Coefficient de direction	C_{dir}	1
Coefficient de saison	C_{saison}	1
Vitesse de référence du vent (10 m)	V_b [m/s]	$V_b = C_{dir} * C_{saison} * V_{b0}$

5. L'action du vent

Coefficient orographique	$C_{0(z)}$	1	
Longueur de rugosité	z_0 [m]	0,005	
Hauteur de calcul	z [m]	80	
Facteur de terrain	k_r	0,162	$k_r = 0,19 * \left(\frac{z_0}{z_{011}} \right)^{0,07}$
Coefficient de rugosité	$C_{r(z)}$	1,57	$C_{r(z)} = k_r * \ln \frac{z}{z_0}$
Vitesse moyenne du vent sur 10 min	V_m [m/s]	40,8	$V_m = C_{r(z)} * C_{0(z)} * V_b$
coefficient de turbulence	k_l	1	$k_l = 1 - 2,10^{0,4} * (lg_{10} z_0 + 3)^6$
l'écart type de la turbulence	σ_v [m/s]	4,2	$\sigma_v = k_r * V_b * k_l$
L'intensité de la turbulence	I_v	0,103	$I_v = \frac{\sigma_v}{V_m}$
Masse volumique de l'air	ρ [kg/m ³]	1,225	
Pression dynamique de pointe	$q_{p(z)}$ [Pa]	1754,6	$q_{p(z)} = [1 + 7 * I_{v(z)}] * \frac{1}{2} * \rho * V_{m(z)}^2$
Coefficient structural	$C_s C_d$	1	$C_s C_d = \frac{1 + 2 * k_p * I_v * \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7 * I_v}$
Viscosité cinétique de l'air	ν [m ² /s]	15.E-6	
Vitesse de point du vent	$V_{(ze)}$ [m/s]	53,5	$V_{(ze)} = \sqrt{\frac{2 * q_{p(z)}}{\rho}}$
Nombre de Reynolds	Re	3,4 E+7	$Re = \frac{b * V_{(ze)}}{\nu}$
Elancement effectif	λ	5,8	$\lambda = 0,7 * \frac{l}{b}$
Facteur d'effet d'extrémités	ψ_λ	0,7	
Point de pression minimale	α_{min}	75°	
Point de décollement de l'écoulement	α_A	105°	
Coefficient de pression de base	C_{p0h}	-0,8	
Coefficient de pression minimale	$C_{p0,min}$	-1,5	
Coefficient de pression	C_{p0}	Variable Figure 66a	
Facteur d'effet d'extrémités	$\psi_{\lambda\alpha}$	Variable	$\psi_{\lambda\alpha} = 1 \text{ Pour } 0 \leq \alpha \leq 75^\circ$ $\psi_{\lambda\alpha} = 0,7 + (0,3) * \cos \left[\frac{\pi}{2} * \left(\frac{\alpha - 75^\circ}{30^\circ} \right) \right] \text{ Pour } 75^\circ \leq \alpha \leq 105^\circ$ $\psi_{\lambda\alpha} = 0,7 \text{ Pour } 105^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$
Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	Variable Figure 66b	$C_{pe} = 1 \text{ Pour } 0 \leq \alpha \leq 75^\circ$ $C_{pe} = C_{p0(\alpha)} * \left[0,7 + (0,3) * \cos \left[\frac{\pi}{2} * \left(\frac{\alpha - 75^\circ}{30^\circ} \right) \right] \right] \text{ Pour } 75^\circ \leq \alpha \leq 105^\circ$ $C_{pe} = -0,6 \text{ Pour } \alpha_A \leq \alpha \leq 180^\circ$
Coefficients de pression intérieure	C_{pi}	0,2 -0,3 -0,6	

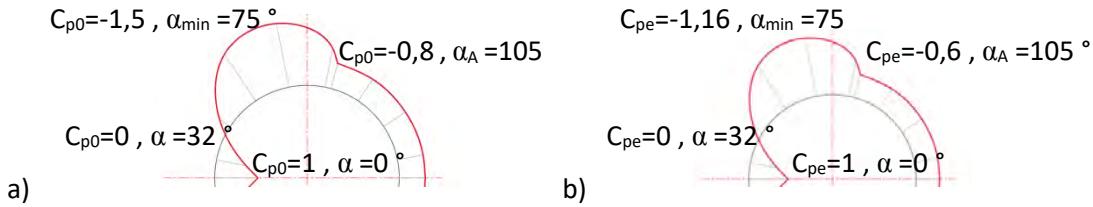


Figure 66 Valeurs de a) C_{p0} et b) C_{pe}

L'Annexe E de l'EC1-1-4 définit la valeur de l'action dynamique du vent due au détachement tourbillonnaire et au phénomène du galop. Pour caractériser le détachement tourbillonnaire, la vitesse critique du vent V_{cr} est définie comme la vitesse qui provoque un détachement tourbillonnaire avec une fréquence similaire à celle de la structure. Le Tableau 27 montre les résultats de la vitesse du vent critique en suivant le calcul établi par l'EC1-1-4 Annexe E.

Tableau 27 Calcul du comportement dynamique du vent selon l'EC 1-4

Critère	Valeur	Formule
Nombre de Strouhal	St	0,18
Vitesse critique	[km/h]	460,8
Relation vitesse critique et vitesse moyenne		$\frac{V_{cr}}{V_m}$

L'EC 1-4 établit le seuil au-delà duquel l'analyse du phénomène de résonance n'est pas nécessaire. Ce seuil est déterminé par la relation entre la vitesse critique V_{cr} et la vitesse moyenne V_m au point de détachement tourbillonnaire. L'analyse du phénomène de résonance doit être réalisée lorsque ce rapport V_{cr} et V_m est inférieur à 1.25. Le rapport étant ici de 3,1, le phénomène de mise en résonance de la tour n'est pas à craindre.

5.1.2. NV-65

La norme NV-65 était la norme de calcul de vent et de neige valable en France avant l'application des Eurocodes. Selon cette norme, le calcul de la pression statique du vent dépend de la localisation géographique de la structure, de la forme de son environnement, de sa géométrie et de la catégorie de la structure. Dans le cas du phare de l'Île Vierge, la structure est placée en zone 4 avec les pressions dynamiques et les vitesses instantanées du tableau ci-dessous (à 10 m au-dessus du sol), les hypothèses de la section 5.1.1.1 sont appliquées.

5. L'action du vent

Tableau 28 Calcul de la pression statique du vent selon NV-65

Critère		Valeur	Formule
Vitesse instantanée du vent normal	$V_{normale}$ [m/s]	38,3	
Vitesse instantanée du vent extrême	$V_{extrême}$ [m/s]	50,7	
Pression dynamique de base normale	$q_{normale}$ [daN/m ²]	90	$q = \frac{V_{normale}^2}{16,3}$
Pression dynamique de base extrême	$q_{extrême}$ [daN/m ²]	157,5	$q = \frac{V_{extrême}^2}{16,3}$
Facteur	k_h	1,75	$k_h = 2,5 * \frac{H + 18}{H + 60}$
Coefficient de site	k_s	1,2	
Coefficient	γ	1,14	$\lambda = \frac{h}{d}$
	C_{t0}	0,55	
Coefficient global de traîné	C_t	0,63	$C_t = \gamma * C_{t0}$
Pression dynamique normale	$q_{H normale}$ [daN/m ²]	1185	$q_{(H) normale} = C_t * k_h * k_s * q_{normale}$
Pression dynamique extrême	$q_{H extrême}$ [daN/m ²]	2074	$q_{(H) extrême} = C_t * k_h * k_s * q_{extrême}$
Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	Variable	
		+/- 0,46 -0,3	
Coefficients de pression intérieure	C_{pi}	-0,4	$C_i = +/ - 0,6 (1,4 - C_t)$

Le Tableau 29 présente les résultats du calcul de la vitesse critique par la norme NV-65, qui représente la vitesse du vent nécessaire pour mettre la tour en résonance.

Tableau 29 Calcul du comportement dynamique du vent selon la norme NV-65

Critère		Valeur	Formule
Coefficient global	θ	1	
Coefficient de réponse	ξ	0,25	
Coefficient de pulsation	τ	0,26	
Coefficient de majoration dynamique	β	1,07	$\beta = \theta * (1 + \xi\tau)$
Nombre de Strouhal	St	0,2	
Vitesse critique	[Km/h]	414,7	$V_{cr} = \frac{b * n}{St}$

Les Tableau 27 et Tableau 29 exposent des vitesses critiques qui ne peuvent être atteintes (plus de 400 km/h) sur le phare de l'Île Vierge. En conséquence, le phare n'entre pas en résonance sous l'action du vent.

5.1.3. Comparaisons avec l'ASCE 7-10

La vitesse de base de l'EC 1-4 et celle de l'ASCE 7-10 ne sont pas établies de la même façon. Pour l'EC (comme pour l'ancienne norme NV 65), la vitesse de référence est une vitesse prise à 10 m

5. L'action du vent

de hauteur dans un terrain dégagé, en campagne. La vitesse de base de l'ASCE est une vitesse de rafale de 3 secondes. La différence de temps d'enregistrement et de l'occurrence de la rafale a une influence sur le profil de vitesse du vent. Selon Zhou *et al.* [97] le profil pour un enregistrement de 3 secondes est plus uniforme que celui d'un enregistrement de 10 minutes.

Avoir une durée d'enregistrement de la vitesse de référence plus longue (règles françaises et européennes) abaisse la moyenne par rapport à la vitesse maximale de rafale, par l'intermédiaire du terme $[1 + 7 * I_{v(z)}]$ introduit dans l'expression de la pression dynamique de pointe. Les recommandations pour le calcul aux états-limites des ouvrages maritimes et le ROSA 2000 [98] [99] préconisent de calculer un coefficient de rafale G (proportionnel à l'intensité de la turbulence) en tenant compte des différentes durées d'enregistrement et d'en déduire la vitesse caractéristique pour ces différentes durées d'enregistrement.

Cette différence de fond sur la définition de la vitesse de base et de référence explique pourquoi l'ASCE 7 propose des vitesses 3 fois plus grandes que les règles françaises et européennes. Par conséquent, les valeurs de pression du vent ne peuvent pas être comparées.

Par ailleurs, pour le calcul de la vitesse moyenne, l'EC1-1-4 utilise un profil de vitesse du vent logarithmique par rapport à z dans le calcul du coefficient de rugosité C_r , alors que l'ASCE 7-10 prend un profil de lois de puissance dans le coefficient d'exposition au vent k_z [97] (Figure 67). Pourtant, l'intensité de la turbulence garde cette différence (Figure 68). Nonobstant, les pressions du vent dans les deux normes correspondent aux lois exponentielles car la formule de calcul est exponentielle et garde la forme $q = C * \rho * V^2$ dans les deux normes.

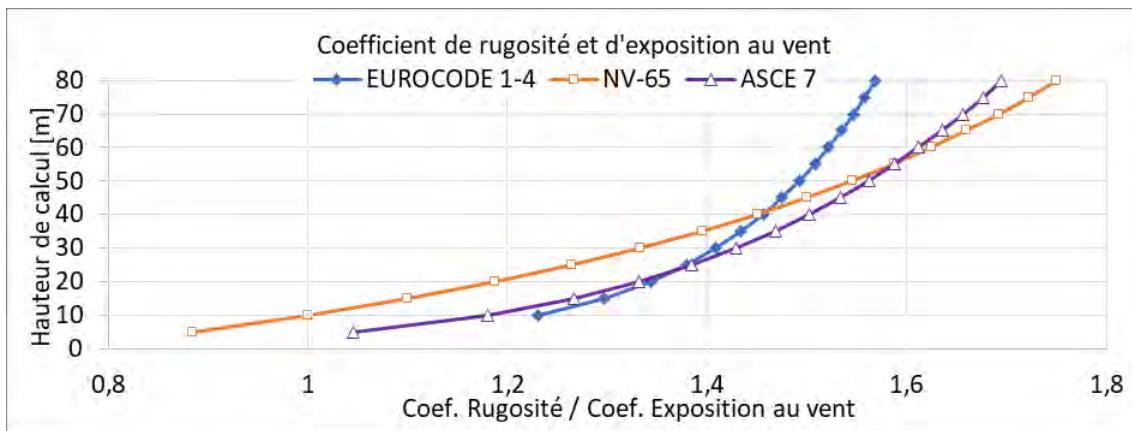


Figure 67 Coefficient de rugosité et d'exposition au vent dans les trois normes

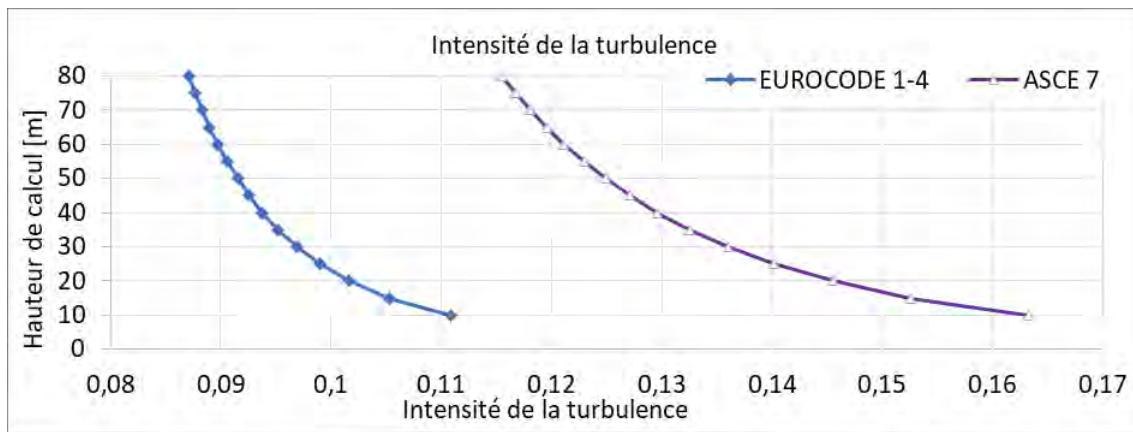


Figure 68 Intensité de la turbulence dans les deux normes

Le coefficient de pression externe est calculé dans les deux normes de façon différente. Pour l'EC1-1-4, C_{pe} dépend de l'angle α autour de la section circulaire en coupe horizontale (Figure 65 et Figure 66b). L'ASCE 7-10 définit le coefficient de pression extérieur C_p selon l'orientation du mur par rapport à la direction du vent. La variation du coefficient de pression extérieure sur les sections circulaires n'est pas donnée, mais seulement un coefficient de force global C_f constant qui dépend du diamètre de la structure, de la hauteur et de la valeur de la pression du vent. Le concept de coefficient de force C_f existe également dans l'EC pour déterminer l'effort total de poussée F_w .

Il est intéressant de remarquer que pour les toits circulaires et en voûte, une approche du coefficient de pression extérieur C_p est bien définie par rapport à l'angle avec l'horizontale, cette approche est similaire dans les deux normes.

5.2. Calcul manuel en 1D

Les tableaux 30 à 33 fournissent les contraintes maximales et minimales dans le phare de l'Île Vierge, y compris la lanterne. Le but de cette analyse est de calculer les contraintes internes dans des points des changements importants de géométrie de la structure, et de vérifier la stabilité au renversement.

Le principe est de calculer dans chaque zone de la tour les contraintes internes de la structure. Le modèle pris en compte est une poutre encastrée à inertie variable par section. D'abord, les caractéristiques géométriques et le poids propre des sections sont définies dans le Tableau 30 et Tableau 31. Après l'effort du vent qui frappe la structure est calculé comme la surface exposé au vent multipliée par l'effort du vent (Tableau 32). Par ailleurs, le moment généré par l'action horizontale du vent est calculé en partie basse de chaque zone (M pour le moment de la section et M_{cumul} pour toutes les sections qui se trouvent au-dessus du point le plus bas de

5. L'action du vent

chaque partie). Finalement, le Tableau 33 présente les contraintes générées par l'action du vent et la contrainte totale (vent +/- poids propre). D'après les résultats, aucune zone de la base du phare n'est en traction (Tableau 33). Par ailleurs, ces résultats démontrent que la structure est stable au renversement et au glissement. Dans la partie basse de la structure, aucune des contraintes en compression n'est supérieure aux résistances en compression des maçonneries établies dans le chapitre 4.3.

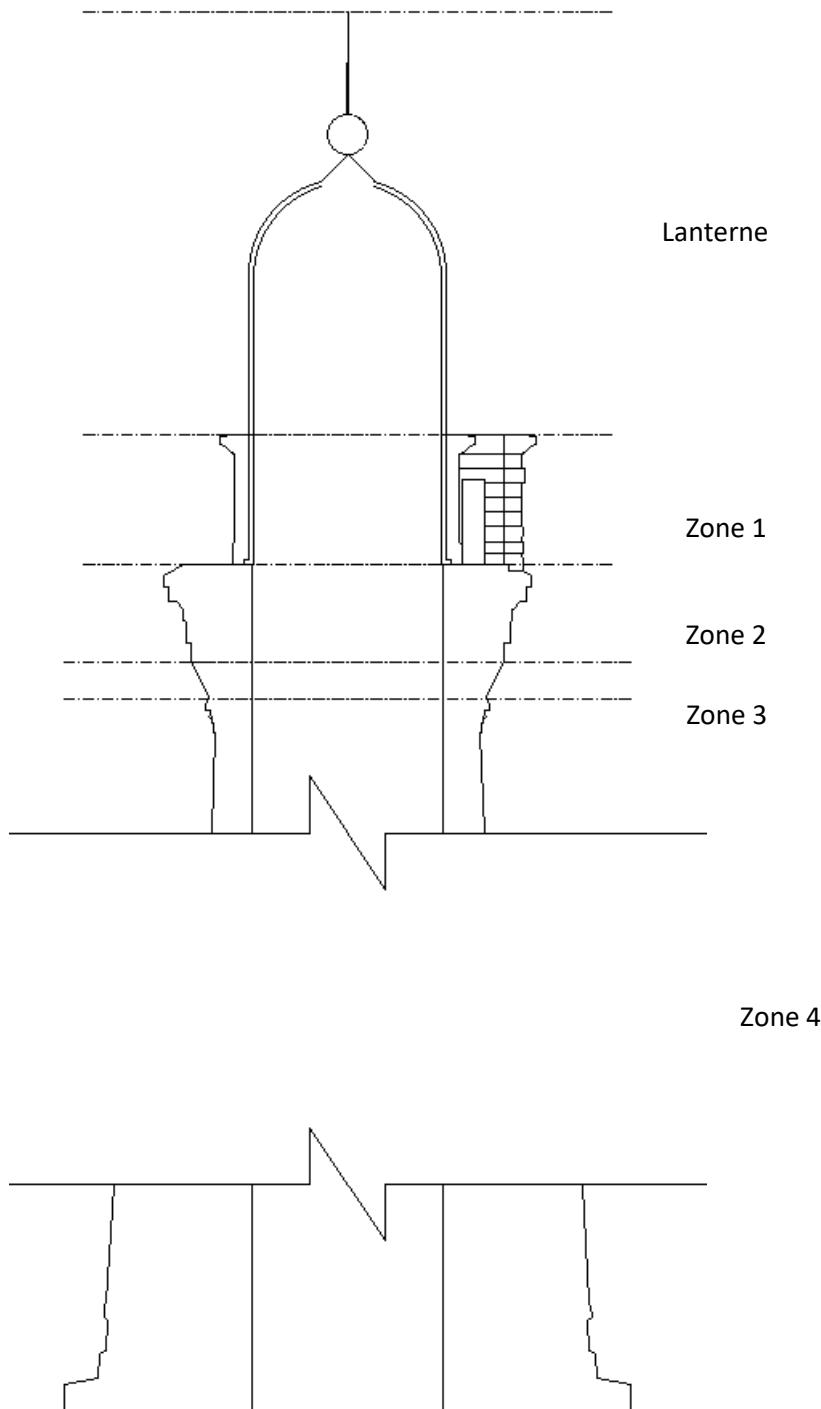


Figure 69 Zones du phare pour le calcul en 1D

5. L'action du vent

Tableau 30 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Données géométriques

Données géométriques							
Zone	Z _{inf} [m]	Z _{sup} [m]	H [m]	Dext.inf [m]	Dint.inf [m]	Dext.sup [m]	Dint.sup [m]
Lanterne	73,4	79,1	5,7	5,0		5,0	
1	70,0	73,4	3,4	6,0	5,0	6,0	5,0
2	67,4	70,0	2,6	8,3	5,0	8,3	5,0
3	66,4	67,4	1,0	7,2	5,0	8,3	5,0
4	0,0	66,4	66,4	13,0	5,0	7,2	5,0

Tableau 31 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Poids propre

Zone	Calcul du poids propre					
	A _{inf} [m ²]	A _{sup} [m ²]	Volume [m ³]	ρ [kg/m ³]	G [kN]	G _{cumul} [kN]
Lanterne					98	98
1	9	9	30	2632	763	861
2	34	34	90	2632	2314	3175
3	21	34	27,78	2632	717	3892
4	113	21	4455	2632	115020	118912

Tableau 32 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Efforts dus au vent

Zone	Calcul des efforts dus au vent						
	q _v [kPa]	Q _{inf} [kN/ml]	Q _{sup} [kN/ml]	F _h [kN]	F _h cumul [kN]	M [kN.m]	M _{cumul} [kN.m]
Lanterne	1,75	8,8	8,8	50	50	141	141
1	1,75	10,5	10,5	36	86	62	372
2	1,75	14,6	14,6	38	124	49	797
3	1,75	12,6	14,6	14	137	7	862
4	1,75	22,8	12,6	1177	1314	35328	42794

Tableau 33 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Contraintes

Zone	Calcul des contraintes						
	N/A [kPa]	I [m ⁴]	M*Y/I [kPa]	σ Max		σ Min	
				[kPa]	[MPa]	[kPa]	[MPa]
1	100	33	33,90	134	0,13	66	0,07
2	92	202	16,34	108	0,11	76	0,08
3	185	101	30,65	215	0,22	154	0,15
4	1051	1371	202,84	1254	1,25	849	0,85

5.3. Calcul élastique en 3D

Ce chapitre présente un calcul 3D MEF réalisé à l'aide du code CAST3M. Le maillage du modèle est présenté. Les caractéristiques mécaniques des matériaux issues du chapitre 4 sont utilisées et des conditions aux limites réalistes sont prises en compte. Le calcul statique du phare de l'Île

5. L'action du vent

Vierge prend en compte la pression du vent calculée avec l'EC1-1-4. Il a pour but de déterminer le rôle du vent sur le schéma de fissuration observé sur le mur de soubassement.

La pression correspondant à la vitesse critique, qui fait que la structure entre en résonance, est aussi analysée sur le modèle statique. Il est important de clarifier que, l'action d'un vent qui met la structure en résonance a été testée dans les calculs pour quantifier les contraintes générées. Cependant, une vitesse de vent de 460 km/h est inattendue dans cette zone, par conséquent le phare ne sera pas en résonance.

5.3.1. Maillage

La structure est modélisée en 3D avec des éléments type cube à 8 nœuds pour la maçonnerie, et des éléments type barres pour les aciers de la charpente. La structure est un cône tronqué avec diamètre variable sur la hauteur en suivant au plus près la forme réelle du phare. Le Tableau 34 montre les valeurs de rayon prises à chaque hauteur.

Le point supérieur du phare est à 80 m du sol (en incluant la charpente en forme de dôme). Pour simplifier, la charpente métallique est modélisée comme un cylindre avec un couvercle droit horizontal et non le dôme réel. Le point le plus haut du modèle se trouve à 78,5 m par rapport à la base du phare et non à 80 m. Une hauteur équivalente est prise en compte sur le cylindre.

La fondation est modélisée. La cote inférieure de la fondation est à -1,67m, calculée en respectant les plans d'archives de l'époque de construction du phare [5]. Le rayon de la fondation est de 7m.

Tableau 34 Diamètre de la tour modélisée à chaque hauteur

Hauteur [m]	Rayon de la tour [m]
0,0	6,6
66,4	3,6
67,4	4,15
70,0	4,15 / 3,0
73,42	3,0
78,5	2,5

5.3.2. Matériaux

La fondation est constituée de granite avec des propriétés extraites du calcul d'homogénéisation de la maçonnerie avec des éléments non taillés de granite et de mortier. Le fut est composé d'une couche en maçonnerie de kersanton de 50 cm et une zone intérieure en maçonnerie de

5. L'action du vent

granite avec diamètre extérieur variable. La charpente est modélisée avec des barres en acier liées par des surfaces de vitrage. La zone supérieure de la tour (au-dessus du niveau 70,0 m) est uniquement en maçonnerie en kersanton. Tableau 35 montre les caractéristiques des matériaux utilisés dans chacune des zones.

Tableau 35 Propriétés élastiques des matériaux utilisés dans le modèle

	Module Young [GPa]	Coefficient Poisson	Poids propre [Kg / m ³]
Granite de la fondation	45,4	0,24	2560
Maçonnerie en kersanton	37,7	0,22	2565
Maçonnerie en granite	46,3	0,24	2535
Acier de la charpente	200	0,3	7860
Vitrage	30	0,22	2500

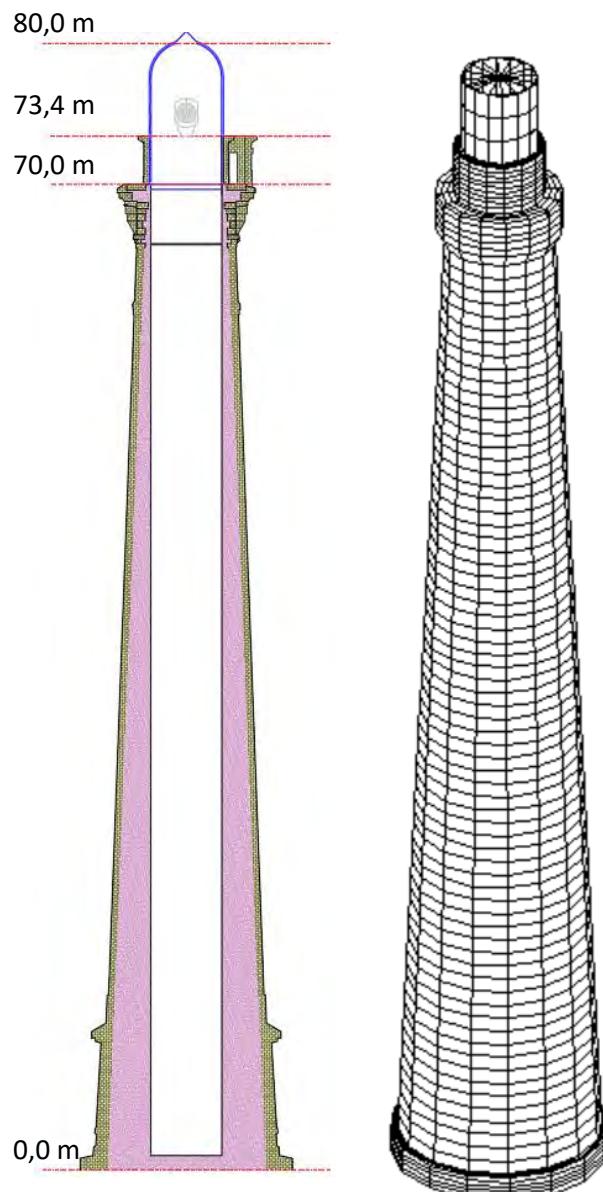


Figure 70 Géométrie du phare de l'Île Vierge et du modèle

5.3.3. Conditions aux limites et chargements

Tous les déplacements de la surface horizontale dans la zone la plus basse de la structure sont bloqués. La pression du vent est appliquée pour respecter la Figure 66 et le Tableau 26 sous forme d'une pression surfacique sur chacune de surfaces élémentaires. La pression dynamique de pointe est également appliquée sur les surfaces intérieures affectée par des coefficients Cpi +0,2 , -0,3 et -0,6 (selon l'EC1-1-4).

5.3.4. Fréquence propre de la structure

Le modèle Eléments Finis décrits ci-dessus a été utilisé, dans un premier temps, pour calculer la fréquence propre. La valeur calculée est 2,4 Hz (période de 0,416 s). Les valeurs les plus influentes sur la fréquence propre sont le module d'Young, et les propriétés géométriques (l'inertie et la longueur de la structure). Dans la structurelle réelle, le module d'Young et l'inertie sont affectés par les ouvertures et les endommagements locaux.

En 2014, l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL) a fait une étude dynamique du phare de l'Île Vierge [9]. Pendant cette étude, les accélérations de la structure ont été mesurées sur site, au niveau de la chambre de service. La fréquence propre de la structure trouvée est 1,47 Hz (période de 0,68 s). La différence entre la fréquence propre mesurée par l'EPFL et la fréquence calculée par le modèle des éléments finis est due aux ouvertures et surtout au niveau d'endommagement atteint par la structure au moment de la mesure. Le niveau d'endommagement produit des vibrations avec des amplitudes plus importantes. En revanche, Cast3m fait un calcul élastique sur une structure sans en tenir en compte.

5.3.5. Résultats

Plusieurs vitesses de vent ont été prises en compte au moins égales à la vitesse réglementaire dans le but de connaître la réponse de la structure face à l'action du vent. Le Tableau 36 montre les contraintes extrêmes calculées pour chacune des 3 vitesses retenues, la Figure 71 présente le schéma du repère utilisé.

5. L'action du vent

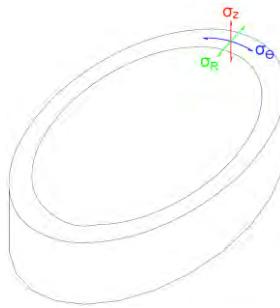


Figure 71 Schéma du repère des contraintes utilisé

Dans le Tableau 36 les six premières lignes sont des résultats pour deux vitesses du vent hautes mais possibles dans des événements climatiques extrêmes ($70 \text{ m/s} = 252 \text{ km/h}$). La ligne marquée avec * correspond aux résultats avec la vitesse critique. De plus, dans ces cas, la charge a été multipliée par le coefficient dynamique 1,07 pour tenir en compte de l'effet dynamique de cette action sur un modèle statique.

Les résultats du Tableau 36 démontrent que les contraintes de compression ne dépassent pas la zone de comportement élastique des matériaux qui composent la structure. Cependant, les contraintes de traction dans le soubassement pourraient dépasser la contrainte de traction dans l'interface mortier - bloc ou même dans le mortier. Dans ce cas, la fissure se présenterait tout ou long des joints (soit dans l'interface soit dans le mortier) en forme d'escalier. Cependant, les fissures sur le phare de l'Île Vierge dessinent une ligne droite en verticale, elles sont dans le mortier et elles continuent dans les moellons de kersanton, les contraintes de traction de σ_θ ne dépassent pas la résistance en traction du kersanton même pour le calcul statique et vitesse critique extrême.

Tableau 36 Résultats des contraintes maximales sur le phare de l'Île Vierge sous l'action du vent

			Contraintes extrêmes dans la paroi					
			σ_θ		σ_R		σ_Z	
Vitesse vent moyenne [m/s]	Pression dynamique de pointe [N/m ²]	Facteur de pression intérieure	Comp. [kPa]	Traction [kPa]	Comp. [kPa]	Traction [kPa]	Comp. [kPa]	Traction [kPa]
40,77	1754	0,2	12	3	26	28	136	0
		-0,3	11	4	27	22	136	0
		-0,6	11	4	29	18	135	0
70	4171	0,2	15	8	50	51	161	8
		-0,3	14	11	50	51	160	6
		-0,6	13	13	59	42	159	5
128*	12347	0,2	32	26	103	212	245	111
		-0,3	24	37	149	156	241	115
		-0,6	22	43	176	123	238	118

5.4. Instrumentation in situ

5.4.1. Description de l'instrumentation sur le phare de l'Île Vierge

En avril 2017, trois premiers anémomètres ont été installés au niveau 73,42 m. Selon les informations données par le CEREMA, un d'entre eux s'est arrêté de fonctionner en mai 2018, un autre est tombé et a été retrouvé au pied du phare, et le troisième n'enregistrait que de temps en temps des valeurs fausses. De ce fait, un nouveau groupe d'anémomètres a été installé en septembre 2018 par le CEREMA. Dans ce rapport, quinze mois des données enregistrées sont analysés. Ce nouveau groupe est composé par 3 anémomètres fixés à la main courante périphérique au niveau de la lanterne (73,8 m), ils enregistrent la direction et vitesse du vent toutes les 20 premières secondes de chaque heure.

Cette recherche a l'accès à la base de données mais ne peut pas la modifier. L'information de localisation et d'identification des anémomètres a été confirmée par le CEREMA. Les anémomètres sont (Figure 72) :

- A1 positionné à la droite de montant n° 13, 226 °Nord
- A2 positionné à la droite de montant n° 8, 336 °Nord
- A3 positionné à la droite de montant n° 2, 105 °Nord

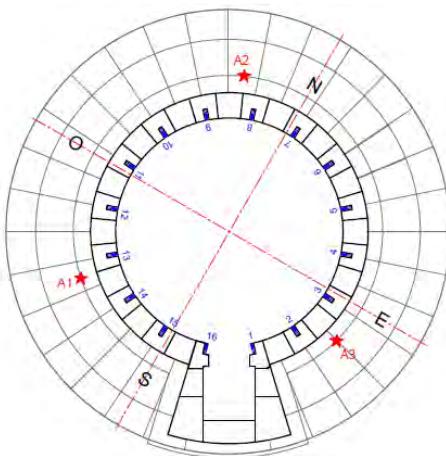


Figure 72 Localisation des anémomètres

5.4.2. Relevés météorologiques à Plouguerneau

Les données du vent météorologiques sont extraites des relevés de la station météorologique située à 6,5 km du phare sur la commune de Plouguerneau. Elles sont disponibles sur www.infoclimat.com [100] et correspondent à la moyenne de 10 minutes de chaque heure

5. L'action du vent

prélevée à 10 mètres de la surface. Rappelons que les valeurs de vitesse sont des moyennes pendant 10 minutes par heure et les 10 minutes de calcul ne prennent pas en compte les rafales.

La Figure 73 a) montre la rose des vents avec le pourcentage d'occurrence de direction du vent, qui décrit le comportement du vent à Plouguerneau entre septembre 2018 et décembre 2019.

La Figure 73 b) montre la rose des vents avec les vitesses moyennes de chaque direction du vent.

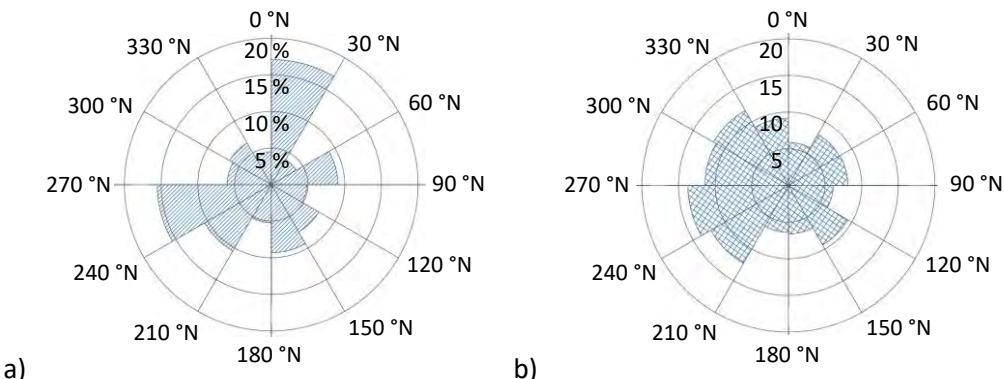


Figure 73 rose de vent des données météorologiques à Plouguerneau en a) % d'occurrence et b) vitesse moyenne du vent

Selon les résultats, la direction du vent dominant est le Nord (0 °N à 30 °N) suivi par l'Ouest (240 °N à 2170 °N). La vitesse moyenne du vent du Nord est 9,2 km/h et celle de l'Ouest est de 13,7 km/h. La vitesse moyenne du vent dans la période d'analyse est de 9,3 km/h, avec une vitesse maximale de 39 km/h le 2 novembre 2019. Le mois avec une vitesse moyenne proche de la vitesse moyenne est février 2019. Le mois avec la vitesse moyenne du vent la plus importante est novembre 2019 avec des vents d'Ouest (240 °N à 2170 °N) de 18 km/h. Le mois avec le temps le plus calme est juillet 2019 avec une moyenne de vitesse du vent de 7,2 km/h. Les mois froids (entre octobre et mars) enregistrent une vitesse de vent moyenne de 10,6 km/h. Alors que les mois chauds (entre avril et septembre) présentent une vitesse moyenne de 8,6 km/h.

5.4.3. L'instrumentation du vent sur un phare

En se basant sur les résultats de 15 mois des données de caractérisation du vent sur le phare de l'Île Vierge, cette recherche présente des recommandations pour réaliser l'instrumentation du vent sur un phare.

D'abord, dans le but de caractériser les vents dominants sur la zone, il est nécessaire de faire une pré-analyse des données météorologiques et de la localisation des stations météorologiques. L'objectif est de caractériser la direction et vitesse des vents dominants et les saisons calmes et des vents forts à partir des données météorologiques.

5. L'action du vent

La fréquence de prise des données doit être choisie selon 2 conditions. La première est la simultanéité : tous les capteurs de l'instrumentation doivent avoir la même fréquence pour permettre d'établir des corrélations entre eux. La seconde est sur la valeur même de la fréquence : elle doit permettre de déterminer si le capteur se trouve dans une zone de turbulence. Par exemple, une fréquence qui peut être mise en œuvre est 1 Hz pendant 20 secondes tous les quinze minutes pour les anémomètres, les autres capteurs peuvent enregistrer une seule donnée toutes les quinze minutes. De cette façon la simultanéité est vérifiée et avec les 20 données des anémomètres par quart d'heure, il sera possible de déterminer si le vent a une direction fixe.

Il est nécessaire de garder dans l'esprit que les anémomètres ne mesurent pas les actions mécaniques directes sur la structure mais la façon dont le flux d'air se redirige en face d'un obstacle à contourner. Par ailleurs, tout obstacle dans le chemin du vent implique une perturbation dans les caractéristiques mesurées. C'est pourquoi la localisation des anémomètres doit être orientée vers le type d'information souhaitée.

Selon le type d'information recherchée, l'instrumentation du vent sur un phare peut avoir deux objectifs différents : caractériser le flux du vent qui contourne le phare comme un obstacle ou connaître la vitesse et direction du vent qui frappe le phare pour après calculer l'action mécanique que le vent inflige sur la structure. Pour cette dualité deux méthodes d'analyse des données et de localisation des instruments sont proposées dans la prochaine section après avoir analysé la façon que se présentent les données des anémomètres.

5.4.3.1. **Méthodologies d'analyse des données**

Les données présentées lors d'une journée de vent fort sont exposées dans la Figure 74. Etant donné que l'enregistrement des données est fait pendant les 20 premières secondes de chaque heure, les figures montrent 20 points sur la ligne de chaque heure. Le fait que les points d'une même heure soient tous repartis au long de toutes les directions (cas dans l'anémomètre A2 en vert) veut dire que l'anémomètre tourne sans s'orienter vers une direction fixe et donc qu'il se trouve dans une zone de turbulence par rapport à la direction du vent à cet instant ou bien qu'il est à l'abri du vent.

La Figure 74 montre la réponse des anémomètres au vent enregistré à Plouguerneau le 10 mars 2019. Selon l'information de direction du vent donnée par A1, entre 7h et 7h 20 secondes l'anémomètre a bougé entre 60 °N et 260 °N. Au même temps, l'anémomètre A3 a enregistré une direction fixe de 280 °N pendant les 20 secondes et A1 a aussi enregistré une direction fixe sur 230 °N. D'après ces observations, A2 tourne au tour de son axe sans avoir une direction fixe,

5. L'action du vent

cela montre qu'il se trouve dans une zone de turbulence par rapport au vent à ce moment précis. Les informations prises quand les 20 mesures ne montrent pas une direction fixe ne sont pas exploitables par cette recherche car nous cherchons à obtenir les caractéristiques précises du vent qui frappe sur le phare de l'Île Vierge. Il est important d'attirer l'attention sur le fait que les informations de A2 (dans ce cas) sont exploitables dans autres contextes de recherche, comme par exemple si on veut décrire le contournement du flux d'air autour du phare et savoir les zones de turbulences par rapport à un instant donné.

Par rapport aux mesures de vitesse du vent, la Figure 75 montre que l'anémomètre A2 a enregistré des vitesses faibles par rapport aux autres anémomètres, cela indique que A2 était abrité du vent. Cependant, A1 et A3 ont enregistrées des vitesses similaires après 6h. Avant 6h A1 était aussi abrité parce que la vitesse qu'il a enregistrée avant 6h est aussi faible, alors que A3 a enregistré 20 km/h, cela indique que le vent a changé de direction à 6h (confirmable dans la Figure 74). La vitesse du vent donnée par A2 pendant la journée et par A1 avant 6h sont des informations non exploitables dans cette recherche.

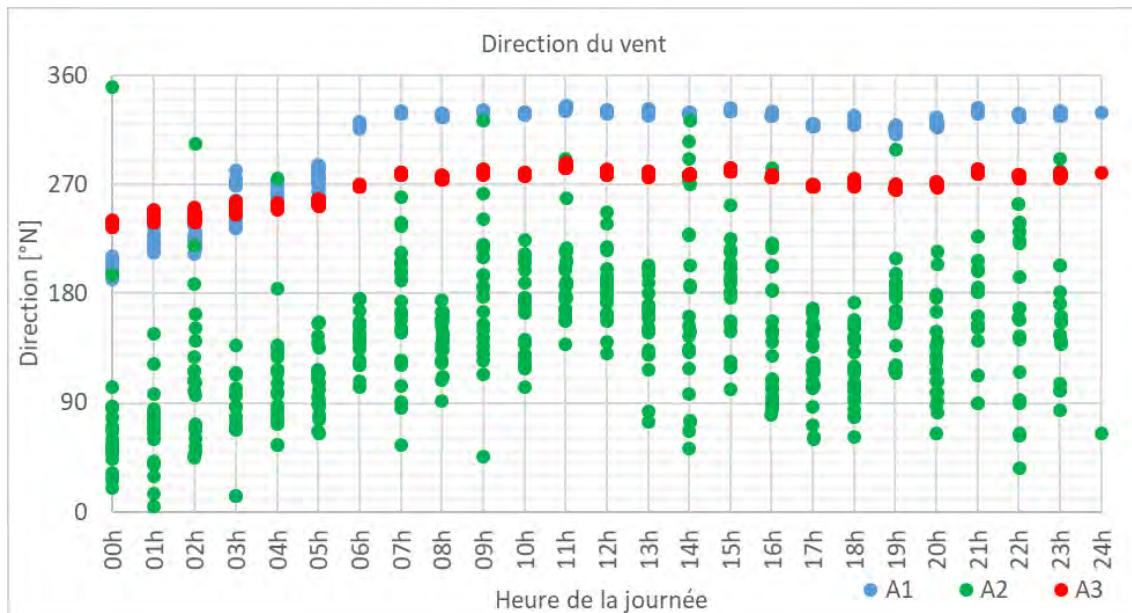


Figure 74 Données de direction du vent enregistrées par les trois anémomètres - 10 mars 2019

5. L'action du vent

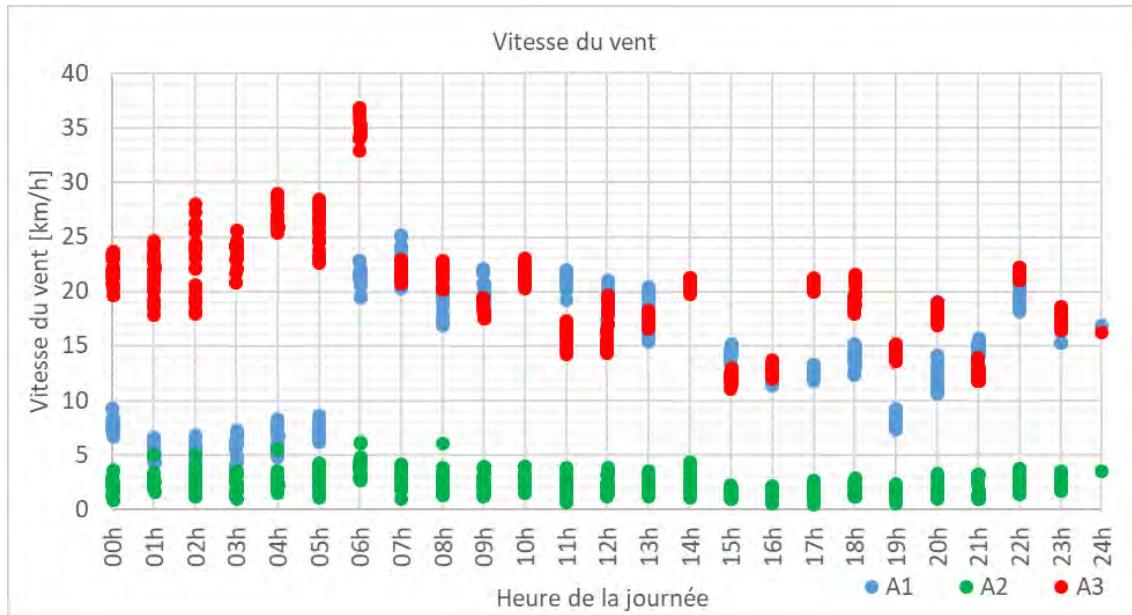


Figure 75 Données de vitesse du vent enregistrées par les trois anémomètres - 10 mars 2019

La Figure 74 a démontré que lors que l'anémomètre ne mesure pas une direction fixe, il enregistre une grande quantité de données qui dans cette recherche ne sont pas exploitables. Dans le but d'alléger la base de données, les données non exploitables sont éliminées dans les deux méthodes proposées. La Figure 76 permet de visualiser les valeurs de coefficients de variation (en orange) de 17 % qui prend en compte des valeurs entre 100 °N et 310 °N à 06h, 48 % prend en compte des valeurs dans une plage plus importante entre 50 °N et 310 °N à 03h. Pour cette raison, cette recherche a choisi de qualifier une donnée comme fixe et la garder pour l'analyse quand elle a un coefficient de variation inférieure à 5 %.

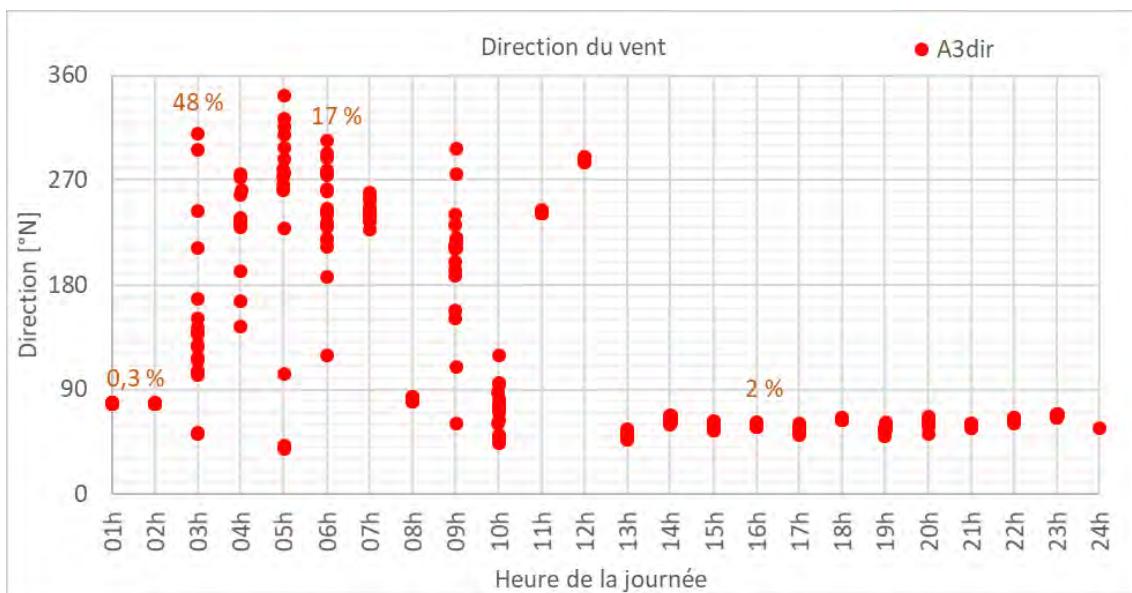


Figure 76 Coefficient de variation des données de mesure de direction du vent

Méthode 1 pour caractériser le comportement du vent ou tour de phare

Le but principal de cette méthode est de caractériser le vent qui contourne la structure. Dans ce cas au moins 5 anémomètres doivent être placés autour du phare le plus proche possible de la paroi de celui-ci, en s'assurant que le type d'anémomètre permet une mesure adéquate dans chaque configuration.

Selon Itam [95] le décollement du flux d'air se produit à partir des 90 °, cela donnera une localisation de 4 anémomètres placés tous les 90 °. Cependant, avec 4 anémomètres lors que la position d'un est identique à la direction du vent, il est possible que celui-ci n'enregistre pas de données exploitables parce qu'il se trouve dans le point d'arrêt de l'écoulement. Les anémomètres qui se trouvent de part et d'autre de celui-ci vont se trouver à la limite de la zone de turbulence et le quatrième, à 180 ° de l'écoulement sera en zone de turbulence. Il y a un risque de se trouver avec les 4 anémomètres en turbulence et de ne pas avoir de donnée exploitable. Pour cette raison, cette recherche propose d'avoir au minimum 5 anémomètres, en confirmant toujours la compatibilité de la configuration avec le type d'anémomètres. Par ailleurs, les changements abrupts de géométrie autour du phare (i.e. la présence typique d'une guérite qui donne la place de l'escalier pour monter à la lanterne) génèrent des obstacles extra qui vont perturber le flux dans les alentours et générer des zones de turbulence locale. Pourtant, avoir 4 anémomètres ne permet pas d'avoir l'information nécessaire pour caractériser le flux en continu autour de la structure, surtout proche des zones de changements géométriques.

Cette méthode 1 permet d'analyser les données de direction et de vitesse du vent d'un même anémomètre sans combiner les résultats avec des données extraites des autres instruments. Par conséquent, la méthode 1 est effective pour analyser le flux d'air dans un point spécifique et à grande échelle (avec plusieurs instruments bien localisés selon les besoins) pour caractériser le flux d'air autour du phare. La méthode d'analyse des données est décrite selon la procédure suivante :

1. Calculer la moyenne et le coefficient de variation de la direction du vent enregistrée par chaque anémomètre pour chaque heure ;
2. Sélectionner l'anémomètre avec un coefficient de variation de la direction du vent inférieur à 5% pour chaque heure. Les anémomètres qui dépassent ce coefficient de variation sont placés dans une zone de turbulence ;
3. Garder les informations des instruments sélectionnés en 2. pour caractériser chaque point instrumenté (vitesse du vent, direction du vent et s'il se trouve en turbulence).

La Figure 78 montre l'organigramme de cette méthode d'extraction des données.

5. L'action du vent

Application de la méthode 1 sur l'instrumentation du phare de l'Île Vierge

Le Tableau 37 résume le pourcentage des données retenues pour chaque anémomètre lorsqu'ils lissaient une direction fixe par rapport aux directions du vent météorologique (relevé par la station de Plouguerneau). L'anémomètre A1 a une bonne performance pour mesurer les vents entre 135 °N et 292 °N. L'anémomètre A3 présente la meilleure performance en mesurant les vents entre 247 °N et 315 °N. L'anémomètre A2 a sa meilleure performance sur les vents de 45 °N avec 75 % des registres.

Pour les vents météorologiques de 247 °N, 270°N et 292°N nous savons quel anémomètre est en turbulence et la direction fixe de deux anémomètres. Pour les vents météorologiques de direction 0 °N, 90 °N, 112 °N et 337 °N les pourcentages des données en direction fixe sont bas pour caractériser la redirection du flux d'air autour du cylindre. Pour les autres directions du vent, seulement un anémomètre lisait une direction fixe pour pouvoir établir un comportement en ce point, les deux autres anémomètres se trouvaient en turbulence.

Par ailleurs, l'anémomètre A2 ne montre aucune direction du vent météorologique où ses mesures soient fixes pour un pourcentage supérieur à 80 %. Selon sa localisation, il devrait être en zone de turbulence pour les vents météorologiques entre 70 °N et 240 °N, mais cette plage s'étende jusqu'au 315 °N.

L'anémomètre A3, quant à lui, ne mesure pas une direction fixe pour des vents météorologiques entre 112 °N et 202 °N, alors qu'il devrait le faire entre 15 °N et 195 °N. Cela peut s'expliquer par la présence de la guérite qui représente un changement de géométrie abrupt et génère des zones de turbulence locales. D'autre part, l'anémomètre A3 devrait se trouver dans une zone de turbulence pour les vents météorologiques de direction 195 °N ou supérieures. Mais le Tableau 37 montre que cet anémomètre mesure une direction fixe jusqu'à 300 °N. Toutes ces observations montrent que l'instrumentation du vent actuellement sur le phare n'est pas adaptée pour caractériser le flux d'air ou tour du cylindre.

5. L'action du vent

Tableau 37 Bilan de différences entre l'information météorologique du vent et les données enregistrées par les anémomètres et sélectionnées par la méthode 1

Dir. du vent météorologique [°N]	% de fois A1 où $CV_{dir} < 5\%$	% de fois A2 où $CV_{dir} < 5\%$	% de fois A3 où $CV_{dir} < 5\%$
0	52	55	59
22	12	72	84
45	23	75	83
67	24	64	80
90	26	51	72
112	68	57	34
135	85	65	31
157	91	61	30
180	93	58	30
202	92	45	36
225	89	22	67
247	87	14	84
270	87	13	84
292	81	19	94
315	60	32	84
337	23	44	60

La Figure 77 montre la direction enregistrée par chaque anémomètre dans le cas où le vent météorologique à Plouguerneau vient de 247 °N, en noir la direction du vent à Plouguerneau, en bleu la direction mesurée par A1, en vert par A2 et en rouge par A3.

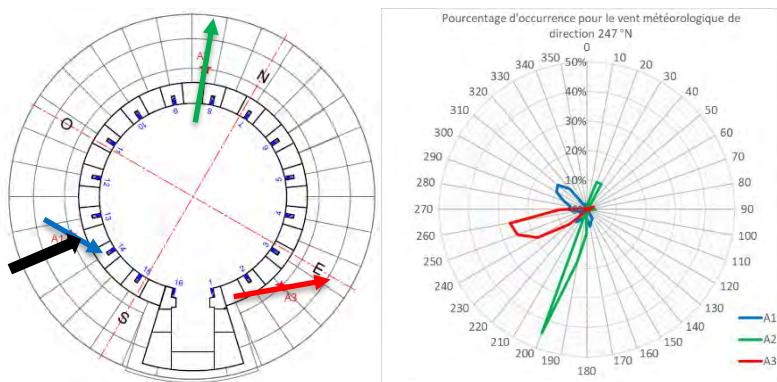


Figure 77 Pourcentage d'occurrence pour le vent météorologique de 247 °N

5. L'action du vent

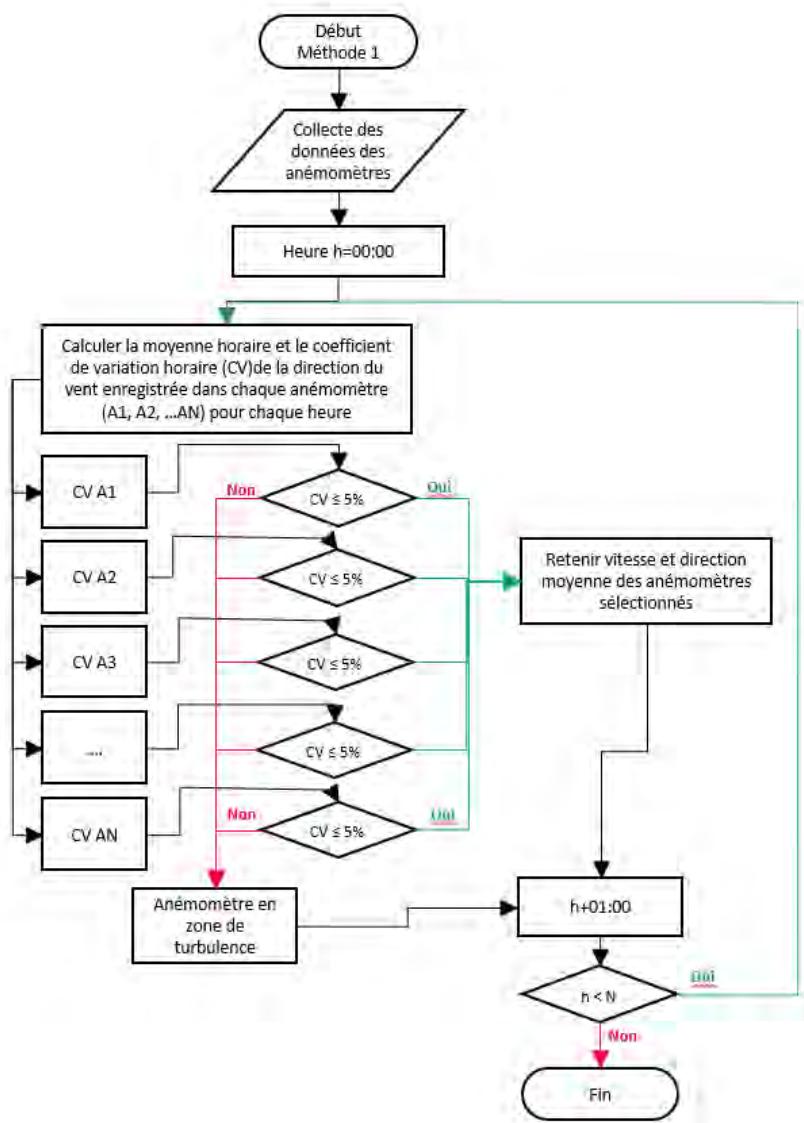


Figure 78 Organigramme de la méthode 1

Méthode 2 Caractérisation du vent qui frappe la structure

Le but principal de cette méthode est de caractériser le vent loin qui frappe la structure autour de laquelle se trouvent les anémomètres en analyse. Le point le plus haut possible au-dessus de la hauteur totale du phare est l'endroit idéal pour positionner un anémomètre. Dans ce cas, un seul capteur est suffisant. Des études faites par Perrin *et al.* [101] sur des poteaux d'appui des anémomètres des stations météorologiques ont démontré que la hauteur à prévoir au-dessus de la structure est égale à 5 fois le diamètre pour avoir une erreur dans la mesure inférieure à 1 %. Même si cette hauteur est difficile à mettre en œuvre, la position du capteur doit être le plus haut possible au-dessus de la structure.

Une autre localisation, proposée pour caractériser le vent frappant sur la structure avec un seul anémomètre (moins difficile à mettre en place), est à 10 m du sol (comme la mesure des

5. L'action du vent

données météorologiques) éloigné de la tour et des éventuels obstacles présents à une distance supérieure à 10 fois la hauteur de l'obstacle (éventuellement le phare) pour minimiser l'impact de celle-ci sur les mesures. Dans les cas où la surface disponible n'est pas assez large, au moins 4 anémomètres doivent être placés tous les 90 ° séparés de la tour au moins 2 fois la hauteur [102]. Dans le cas où cette distanciation entre la tour et les capteurs n'est pas possible, plus d'instruments doivent être mis en place au tour du phare. Toutes les configurations des instruments doivent être vérifiées selon les conditions de fonctionnement des capteurs

Le principal atout de cette méthode est qu'elle permet d'analyser les données enregistrées par groupes d'instruments qui décrivent un vent similaire, les groupes d'information du vent ont une différence de direction maximale de 22,5 ° qui est l'amplitude de description de l'information météorologique. Cependant, elle ne permet d'analyser les données par anémomètre, et par conséquence l'information récoltée ne décrit pas le comportement du vent dans des points spécifiques.

La méthode 2 quantifie la variation des données pendant les 20 secondes d'enregistrement et calcule une direction et une vitesse moyenne pour chaque heure en tenant en compte les mesures de direction qui ne sont pas éloignées de plus de 22,5 °.

L'analyse des données issues de la méthode 2 suit la procédure suivante (Figure 79) :

1. Calculer la moyenne et le coefficient de variation de la direction du vent enregistrée par heure dans chaque anémomètre ;
2. Prendre les données de direction du vent avec un coefficient de variation inférieur à 5 % par heure. Les anémomètres qui dépassent ce coefficient de variation sont placés dans une zone de turbulence ;
3. Déterminer la direction moyenne des directions retenues en 2 ;
4. Calculer la différence entre la direction de chaque mesure et la moyenne calculée en 3. ;
5. Eliminer la donnée la plus éloignée de la moyenne si la différence entre cette donnée et la moyenne est supérieure à 11,25 °. Dans cas contraire garder la donnée ;
6. Revenir sur le point 3. en faisant la moyenne des données gardées en 5. Répéter cette procédure entre 3. et 5. jusqu'au moment où plus aucune donnée n'est pas éliminée ou que toutes les données soient éliminées ;

5. L'action du vent

7. Calculer la moyenne algébrique entre les vitesses des anémomètres gardées en 6. Cette moyenne sera la valeur de vitesse du vent retenue et la moyenne des directions du dernier tour sera la direction du vent retenue.

Compte tenu du fait que les seules données qui participent au calcul de la moyenne sont celles avec un coefficient de variation inférieur à 5 % dans la direction du vent mesurée, il existe la possibilité d'avoir des heures où aucun anémomètre n'a enregistré des données sans cette valeur de variation. Dans ce cas, l'absence des données signifie que la quantité d'anémomètres n'est pas suffisante.

Application de la méthode 2 sur l'instrumentation du phare de l'Île Vierge

D'après les données de l'instrumentation, 4972 heures ont été enregistrées, après avoir mis en place la méthode 2 d'analyse des données, 1020 heures ont valeur de direction de vent frappant sur la structure, dont 484 ont aussi valeur de vitesse de vent frappant. Cela représente que dans le 10 % des cas cette instrumentation a permis de caractériser le vent qui frappe la structure.

Les autres données recueillies n'ont pas été prises en compte dans l'analyse soit parce que le coefficient de variation des données de direction et de vitesse était supérieur à 5 %, soit parce que la mesure de direction n'était pas à moins de 22,5 ° de la mesure de direction d'un autre anémomètre.

Le fait de ne pas retenir des données dans cette méthode, indique que les mesures des anémomètres se trouvent perturbées par des obstacles proches, et ils doivent être éloignés des obstacles, y compris la structure.

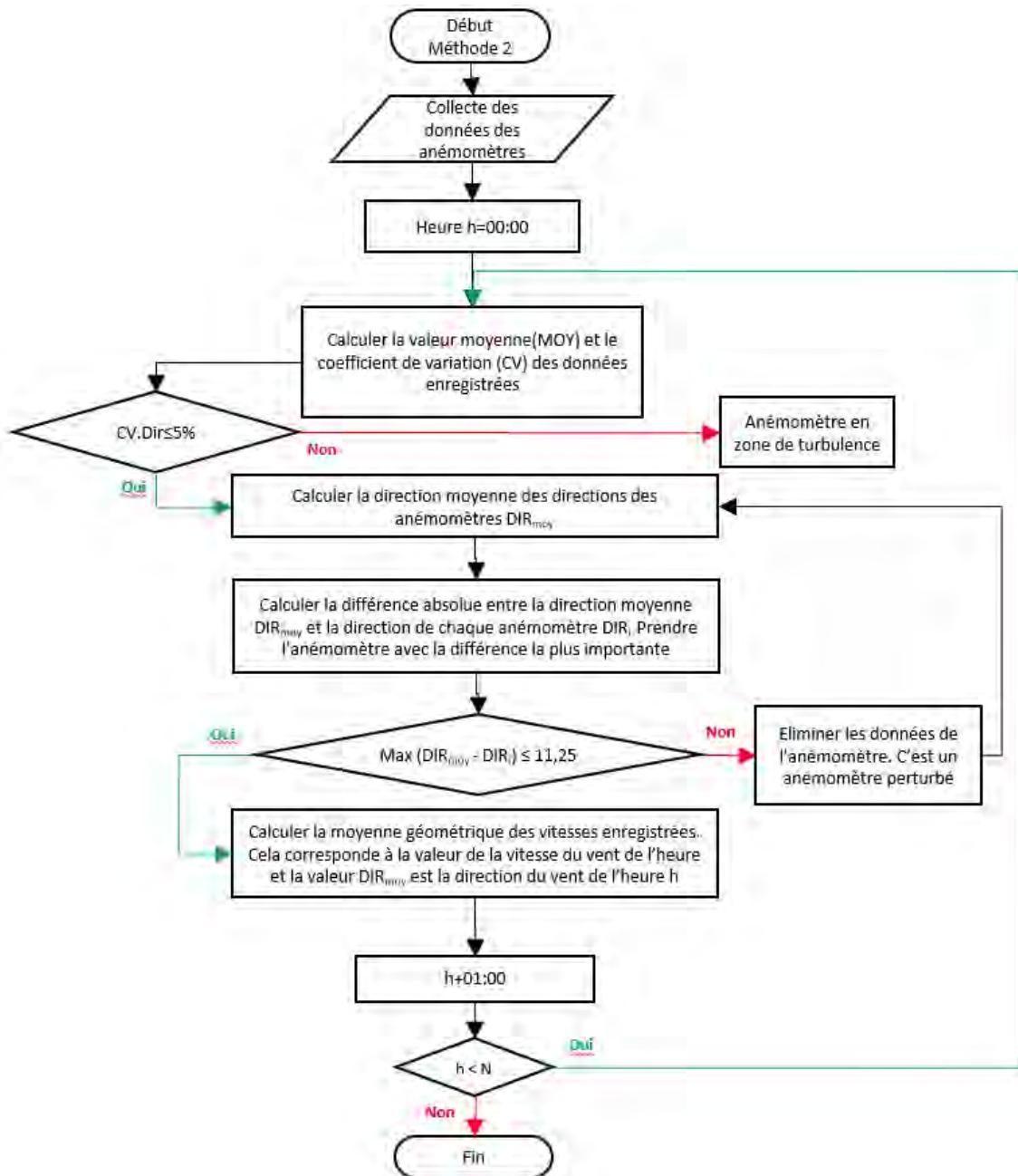


Figure 79 Organigramme de la méthode 2

5.5. Conclusions

Les vitesses critiques du vent pour mettre la structure en résonance, calculées par l'EC et par les normes NV-65 (400 km/h), sont des valeurs difficiles à atteindre sur le phare de l'Île Vierge. En conséquence, le phare ne peut pas rentrer en résonance sous l'action du vent. Cela confirme les conclusions des mesures ondulatoires faites sur le phare en 1905 [10].

Les contraintes résultantes dans la structure dues à l'action du vent en 1D démontrent que toutes les sections horizontales de la tour du phare se trouvent en compression sous cette action. Par conséquent, la stabilité de la structure est vérifiée. Cela confirme également les

5. L'action du vent

calculs réalisés lors de la conception du phare en 1897[10]. Les contraintes déterminées par le calcul éléments finis 3D ne dépassent pas la zone de comportement élastique des pierres de construction de la tour. Les résultats montrent que les contraintes développées dans la structure sous l'action du vent pourraient ouvrir des fissures au long des joints, dans le mortier ou dans l'interface mortier – bloc en faisant des fissures en escalier. Cependant, les fissures du soubassement du phare de l'Île Vierge sont droites verticalement et divisent les blocs de kersanton en deux. Les contraintes obtenues même sous la vitesse critique du vent de rafale, ne peuvent pas faire éclater les unités en deux morceaux.

D'après l'expérience de l'instrumentation du vent sur le phare, deux méthodologies d'instrumentation et d'analyse des données ont été présentées pour l'instrumentation du vent sur les phares. La décision de prendre une méthodologie ou l'autre dépend du type d'information que l'on souhaite extraire. Si l'idée est de caractériser le flux d'air autour du cylindre la méthode la plus adaptée est la méthode 1. En revanche, si l'idée est de connaître vitesse et direction du vent qui frappe la structure pour après calculer l'action mécanique exercée par le vent sur la structure, la méthode la plus adaptée est la méthode 2.

Après avoir appliqué les deux méthodes d'analyse des données sur le cas de l'Île Vierge (même si le cas est plus adapté à la méthode 1, les résultats ont démontré que l'instrumentation du vent actuellement sur le phare n'est pas adaptée pour caractériser le flux d'air ou tour du cylindre et elle ne donne pas des informations additionnelles aux données météorologiques. L'explication peut se trouver dans le fait qu'il existe des obstacles qui font dévier le flux d'air et générer des zones de turbulence locales, probablement il s'agit de changement abrupt de géométrie généré par la présence de la guérite.

Cette instrumentation a pris une fréquence d'enregistrement de 1 Hz pendant 20 secondes chaque heure. Cette fréquence est utile pour déterminer si la direction du vent mesurée est fixe dans un moment et permet de réaliser des analyses. Cependant, il y a une perte d'information pendant les autres 59 minutes chaque heure, pour cette raison, cette recherche a proposé de prendre des données toutes les 15 minutes en gardant la fréquence de 1 Hz pendant 20 secondes uniquement pour le vent.

Bien que les données météorologiques et l'EC 1-4 utilisent des moyennes de données de 10 minutes pour caractériser les paramètres météorologiques chaque heure (température, humidité, pression, direction et vitesse du vent). Il est préférable d'optimiser le nombre des données enregistrées en étalant le temps de mesure de façon qu'il soit reparti pendant l'heure. Pour cette raison, cette recherche propose d'avoir 4 données par heure.

5. L'action du vent

Pour la suite de la recherche, il a été décidé de ne pas prendre en compte les données enregistrées par les anémomètres pour l'analyse de corrélation multivariable, mais le relevé météo uniquement. Cependant, cette recherche donne les points importants à retenir lors de l'instrumentation à l'aide d'anémomètres sur ce type de structures, ainsi que deux méthodes d'analyse des données issues de l'instrumentation du vent. La première méthode permet d'évaluer les données enregistrées par chaque anémomètre et la seconde permet de caractériser le vent qui frappe la structure.

5. L'action du vent

6. L'EFFET DE LA TEMPERATURE

6.1. Action thermique selon l'EUROCODE 1-5

L'action de la température sur les structures est spécifiée dans l'EUROCODE partie 1-5 (EC 1-5)[30]. Pour tous les types de structure, l'Annexe Nationale française (AN) précise les valeurs des températures extrêmes de l'air sous abri, notées T_{max} et T_{min} , selon le département métropolitain. Les valeurs en Finistère sont $T_{max}=35^{\circ}C$ et $T_{min}=-15^{\circ}C$. Des hypothèses spécifiques aux bâtiments sont fournies en section 5, aux ponts en section 6 et enfin aux cheminées industrielles, pipelines, silos, réservoirs, tours de refroidissement en section 7. De façon générale, dans le cas d'une structure cylindrique telle que la tour d'un phare, trois cas de chargement pouvant engendrer des contraintes thermiques sont à considérer :

- Une variation uniforme de température dans la structure notée ΔT_U calculée par rapport à la température au moment de la construction (par défaut $10^{\circ}C$),
- Un gradient thermique variant linéairement entre l'intérieur et l'extérieur de la paroi ΔT_M ,
- Un gradient thermique variant linéairement entre deux points distants de la structure ΔT_P .

La section 5 dédiée aux bâtiments précise que la valeur de ΔT_M dépend des températures à l'intérieur T_{in} et à l'extérieur T_{out} de la structure. T_{out} peut varier selon les effets du rayonnement solaire et par conséquent de la coloration du mur. Mais, l'EC1-5 AN section 5.2, préconise que pour les structures de bâtiment non isolées thermiquement, il convient d'appliquer les règles de la section 6, laquelle réglemente les actions thermiques dans les ponts.

Etant donné que le phare de l'Île Vierge a été construit en 1902 et que le mur de soubassement qui enveloppe la chambre de la machinerie n'est pas doublé, nous pouvons considérer qu'il s'agit d'une structure non isolée. Par ailleurs, la forme géométrique du phare est un cylindre creux qui peut être assimilé en géométrie et en condition aux limites à une pile de pont creuse. La clause 6.2.2, dédiée à ces piles de ponts précise que trois cas de chargements thermiques doivent être appliqués :

- Une variation uniforme de la température en fonction du temps, en tout point de la structure, par rapport à la température au moment de la construction, achevée en 1902.
- Deux gradients thermiques :
 - un gradient ΔT_M de $15^{\circ}C$ entre la face intérieure et la face extérieure de la paroi,

6. L'effet de la température

- un gradient ΔT_p de 5 °C entre les faces opposées du cylindre.

L'effet produit par la variation uniforme de température dépend des conditions aux limites. Etant donné que la zone d'étude du phare est la partie haute de la tour, les contraintes obtenues sont très faibles. Le paragraphe suivant ne présente que les résultats de calcul sous l'action de la variation uniforme de la température.

La section 7 précise que pour les pipelines en béton et les cheminées, il y a lieu de tenir compte des actions thermiques suivantes (indépendamment des actions thermiques dues au processus industriel) :

- Gradient thermique linéaire ΔT_m de 15°C (Figure 80 a))
- Distribution en escalier de température autour de la circonférence en considérant qu'un quadrant de la circonférence a une température moyenne supérieure de 15 °C à celle du reste de la circonférence (Figure 80 b)), ce qui s'apparente à un gradient de type ΔT_p ; Cette composante est due à la température du procès industriel.

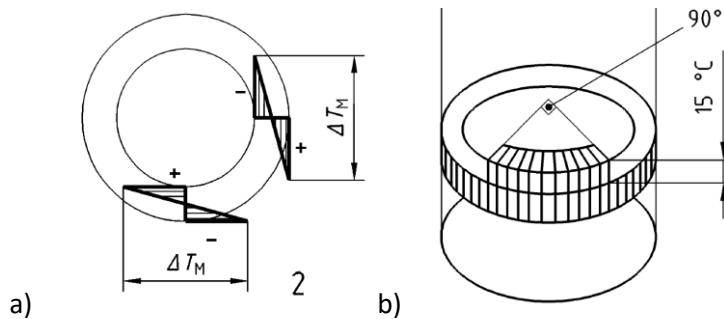


Figure 80 Action thermique sur les cheminées d'après l'EC1-5 section 7 a) gradient thermique linéaire b) distribution en escalier[30]

Le Tableau 38 résume les valeurs des actions thermiques spécifiées par l'EC 1-5-AN, sections 5 à 7.

Tableau 38 Chargements thermiques selon l'EC 1-5 [30], [103]

Températures en °C	Section 5 Bâtiments	Section 6 Ponts	Section 7 Tours
T_{in}	18		
T_{out} Surface claire	25		
T_{out} Surface colorée	35		
T_{out} Surface sombre	45		
ΔT_m entre faces intérieures et extérieures de la paroi		15	15
ΔT_p entre 2 points opposés		5	
ΔT_p en escalier			15

6.1.1. Calcul élastique 3D

6.1.1.1. Résultats en suivant la méthode pour le calcul thermique des piles de ponts de l'EUROCODE 1-5 (structures sans isolation thermique)

Le modèle de calcul est le même que celui utilisé pour le calcul au vent déjà décrit dans le paragraphe 5.3 (page 95), sauf par la présence de la lanterne. Le modèle pris en compte dans cette partie est du type linéaire car il s'agit d'une première procédure de calcul qui permettra de mettre en évidence l'action la plus sévère.

Les résultats du calcul des contraintes sous l'action thermique de la section 5 de l'EC1-5 (bâtiments) sont fournis dans le Tableau 39, la Figure 81 et la Figure 82. Tableau 39 Résultats du modèle élastique selon le chargement du titre 6 de l'EC 1-5

		ΔT_p	ΔT_m
TSud	[°C]	35 / -10	-
TNord	[°C]	30 / -15	-
Text	[°C]	-	35 / -15
Tint	[°C]	-	20 / 0
σ_θ	Comp. [kPa]	23	2665
	Trac. [kPa]	23	571
σ_R	Comp. [kPa]	82	3171
	Trac. [kPa]	82	1945
σ_z	Comp. [kPa]	156	3335
	Trac. [kPa]	156	2434

On constate que sous l'action de ΔT_p , dans la zone inférieure de la paroi apparaissent les contraintes de traction et compression verticales les plus importantes mais qu'elles restent faibles de 156 kPa en compression et en traction. Les fissures verticales qu'il s'agit d'expliquer sont en lien avec les contraintes σ_θ . Ces contraintes atteignent les valeurs maximales de traction d'un côté et compression de l'autre en pied du soubassement et valent 0,02 MPa.

Sous l'action de ΔT_p 15°C la valeur de contrainte en traction en σ_θ dans la paroi d'étude est de 0,6 MPa. En σ_R la contrainte de traction vaut 2 MPa. Rappelons que la résistance à la flexion des pierres de kersanton est égale à 15 MPa et en traction directe 9 MPa mais en tenant compte de la diminution de la résistance à la flexion du fait de l'humidité de la roche et de l'entaille, la résistance en flexion diminue à 4,2 MPa. Cependant, l'existence d'une entaille, de toute évidence, crée un effet de concentration des contraintes qui conviendrait d'évaluer dans le calcul par éléments finis.

6. L'effet de la température

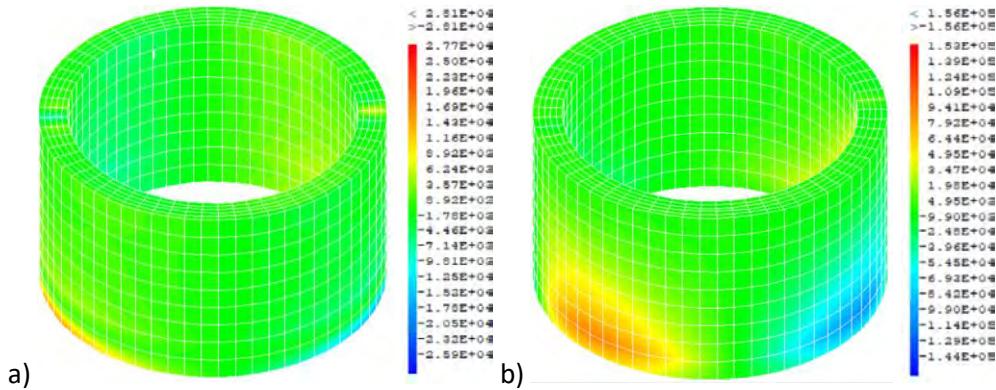


Figure 81 Contraintes résultats de chargement thermique ΔT_p a) σ_θ b) σ_z

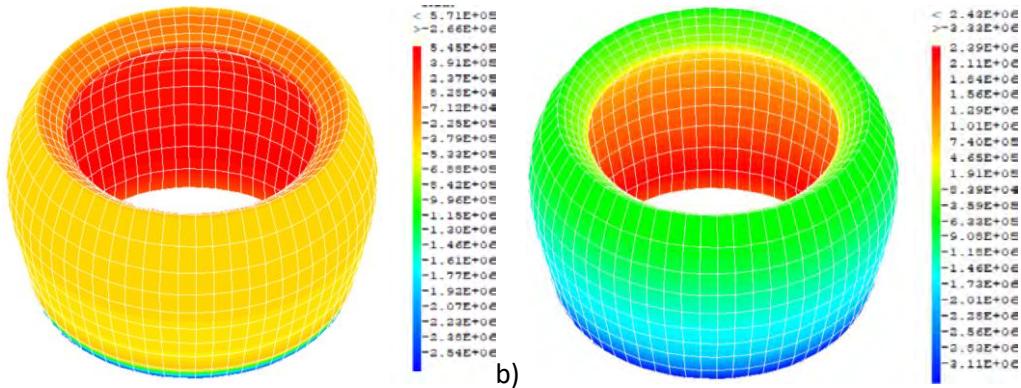


Figure 82 Contraintes résultats de chargement thermique ΔT_M a) σ_θ b) σ_z

6.1.2. Résultats en suivant la méthode pour le calcul thermique des bâtiments

Avec les recommandations du titre 5 de l'EC 1-5, trois cas de gradient thermique ΔT_M sont possibles. Ce qui représente le gradient thermique plus important est avec T_{out} de 45 °C. Ce cas a été testé. Selon le Tableau 40 des résultats et la Figure 83, la contrainte maximale σ_θ sur le soubassement est de 1 MPa en traction, la contrainte de traction maximale σ_R est de 3,5 MPa et en sens vertical σ_z est 4,4 MPa.

Tableau 40 Résultats du modèle élastique selon le chargement de gradient thermique maximal de l'EC1-5 section 5

		ΔT_M
Text		45
Tint		18
σ_θ	Comp. [MPa]	4,8
	Trac. [MPa]	1,0
σ_R	Comp. [MPa]	5,8
	Trac. [MPa]	3,5
σ_z	Comp. [MPa]	6,0
	Trac. [MPa]	4,4

6. L'effet de la température

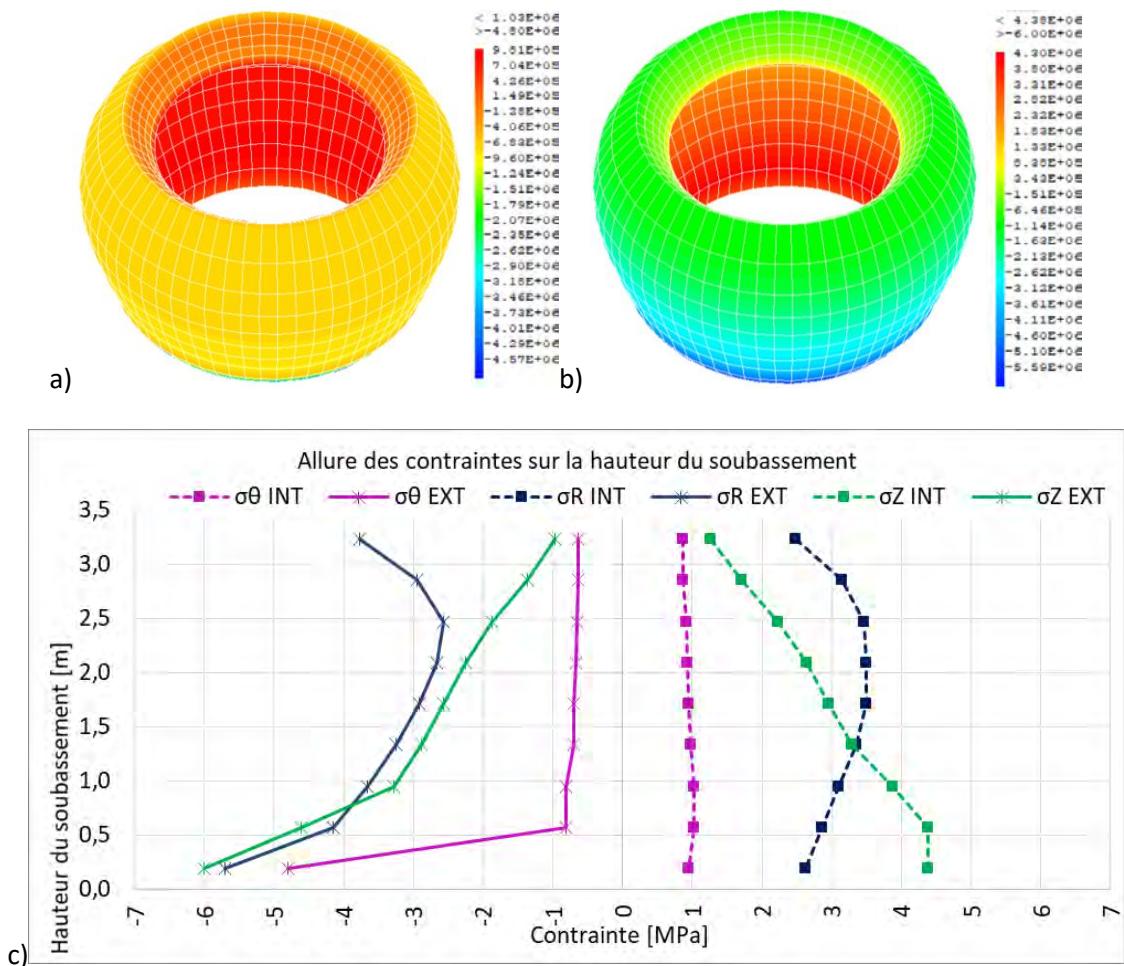


Figure 83 Contraintes résultats de chargement thermique ΔT_M 27°C a) σ_θ b) σ_z c) Allure des contraintes

Par ailleurs, si un phénomène de changement de température se présente, les trois actions thermiques se produisent au même moment. L'action de changement volumétrique n'a pas d'implication dans les contraintes de la zone haute du phare. Cependant les deux autres gradients thermiques sont possibles en simultané. Pour cette raison, les contraintes générées peuvent être additionnées pour trouver la contrainte totale.

Selon les études réalisées par le CEREMA et le Service des Phares et Balises, le phare du Planier construit en béton non armé, présente des fissures verticales traversantes (visibles à l'intérieur et à l'extérieur) orientées Nord-Sud dans toute la hauteur du phare. Le vent a été modélisé selon un vent de référence de la norme NV-65, l'action du vent ne donne pas des contraintes aussi importantes pour la formation des fissures. La seule action qui génère des contraintes (de 3 à 3,5 MPa) qui peuvent créer une fissure verticale comme celle-ci est un gradient thermique de 10 °C plus chaud à l'intérieur. Le rapport conclut que l'apparition des fissures est liée avec un phénomène de gradient thermique entre les surfaces intérieures et extérieures du phare, les contraintes se développent du fait des variations d'épaisseurs des murs. Les résultats obtenus

6. L'effet de la température

par cette recherche, avec une modélisation élastique sont en accord avec les résultats du phare de Planier avec certaines différences de géométrie et des matériaux.

Par ailleurs, l'étude faite par Ivorra *et al.* a montré le cas d'une cheminée avec une fissure verticale dans les dernières 8 m de hauteur. D'après les résultats publiés du calcul par éléments finis les auteurs ont conclu que les pressions du vent ont généré cette fissure. Il est important de signaler que l'action thermique sur la structure n'a pas été mentionnée dans cette publication. Au contraire, les conclusions des études du phare du Planier et celui-ci de l'Île Vierge, n'ont pas trouvé que l'action du vent soit suffisante pour la formation des fissures verticales sur les structures respectives mais l'action d'un gradient thermique entre la zone intérieure et extérieure est capable de générer des fissures verticales.

6.2. Instrumentation in situ de la température

6.2.1. Rappel de l'instrumentation

Pour quantifier le comportement des actions thermiques dans la partie haute du phare de l'Île Vierge, treize sondes de température ont été installées en juillet 2017, dont, huit ont été positionnées en couple face externe/face interne à 5 mm à l'intérieur de la maçonnerie (T3 à T10). Deux ont été placées sur la surface du soubassement à l'intérieur (T2) et à l'extérieur (T1). Trois sondes ont été placées à l'intérieur de la lanterne, dont une est collée sur un élément métallique et deux sont dans l'air. La Figure 84 rappelle la position des sondes installées sur le mur de soubassement. Une description plus détaillée de l'ensemble du plan de surveillance est faite au chapitre 2.3.

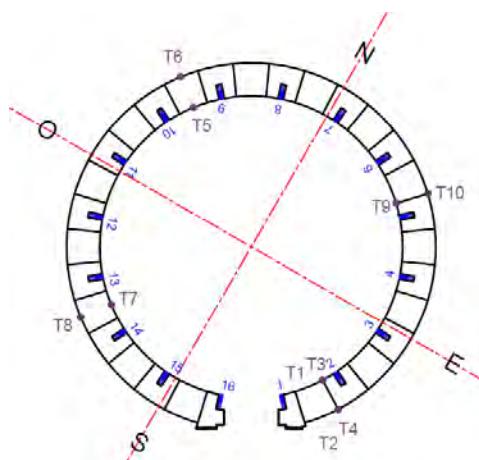


Figure 84 Position des sondes de température installées sur le mur de soubassement

6.2.2. Données thermiques issues de l'instrumentation

6.2.2.1. Comparaison avec les données météorologiques

Ce paragraphe montre la différence des valeurs enregistrées par les capteurs de température du plan de surveillance installé sur le phare de l'Île Vierge et la température météorologique extraite de www.InfoClimat.com [100] notée Tw. La station météorologique est localisée à 6,5 km du phare sur la commune de Plouguerneau. Dans les analyses suivantes, une différence négative représente que la température enregistrée par la température météorologique est plus faible que celle de l'instrumentation.

Sur les deux ans

Différence entre la température de surface extérieure du soubassement (T1) et la température météorologique Tw

Le capteur T1 enregistre la température extérieure de surface du soubassement, côté Sud. La différence moyenne entre T1 et Tw pendant le temps de mesure est de -0,6 °C. La différence maximale enregistrée est de 9,0 °C le 4 décembre 2019, et la minimale est de -19,8 °C le 1 juillet 2018. En général, la différence moyenne pendant les mois froids est de -0,3 °C (d'octobre à mars) et pendant les mois chauds est de -1,1 °C (d'avril à septembre).

Ceci s'explique facilement par le fait que la sonde T1, non protégée, est soumise à l'ensoleillement. Les jours chauds, qui sont aussi des journées ensoleillées, la surface du soubassement est plus chaude que l'air. Au contraire, les jours froids, où la température varie peu dans la journée, la différence entre la température de surface du soubassement et la météo est très faible.

Différence entre la température du soubassement côté extérieur (T4, T6, T8 et T10) et la température météorologique

La différence moyenne entre la température dans le soubassement côté extérieur et la température météorologique est de -1,4 °C. Les zones avec des différences extrêmes sont le Sud-Ouest avec une différence minimale de -20,4 °C le 26 février 2019, et le Nord-Est avec une différence maximale de 7,1 °C le 19 avril 2018 (Tableau 41).

6. L'effet de la température

Tableau 41 Différence entre les températures de surface extérieures du soubassement et la température météorologique

	Différence Moyenne [°C]	Différence Max [°C]	Différence Min [°C]
Sud-Est	-1,4	6,4	-17,8
Nord-Est	-0,6	7,1	-17,1
Nord-Ouest	-1,1	6,8	-17,9
Sud-Ouest	-2,5	6,2	-20,4
	-1,4		

Sur des journées spécifiques

Deux dates correspondant aux températures extrêmes ont été choisies pour faire la comparaison avec les températures enregistrées à la station météo de Plouguerneau. La journée la plus froide est le 27 février 2018. La journée la plus chaude est le 21 août 2018.

Différence entre la température soubassement de surface et à l'intérieur (T1- T4, T6, T8 et T10) et la température météorologique pendant une journée froide

La Figure 85 montre la différence entre les valeurs de température enregistrées par la station météorologique et les capteurs extérieurs le 27 février 2018. Sur la face Sud, la différence minimale est à midi et pendant toute la journée l'air a été plus froid que le soubassement. Sur la face Nord-Est, le moment où la température de l'air était plus basse que celle du soubassement était à 4 h du matin. A partir de 11 h, le soubassement est devenu plus froid que l'air et la différence maximale a eu lieu à 15 h. Après le coucher du soleil, la température météorologique est tombée en-dessous de celle du soubassement. Le côté Nord-Ouest a eu le même comportement que le Nord-Est. La différence maximale se présente sur le capteur Sud-Ouest à 17h, en fin d'après-midi, quand le soleil se couche. De ce côté, la température de l'air a été toute la journée plus basse que le mur.

6. L'effet de la température

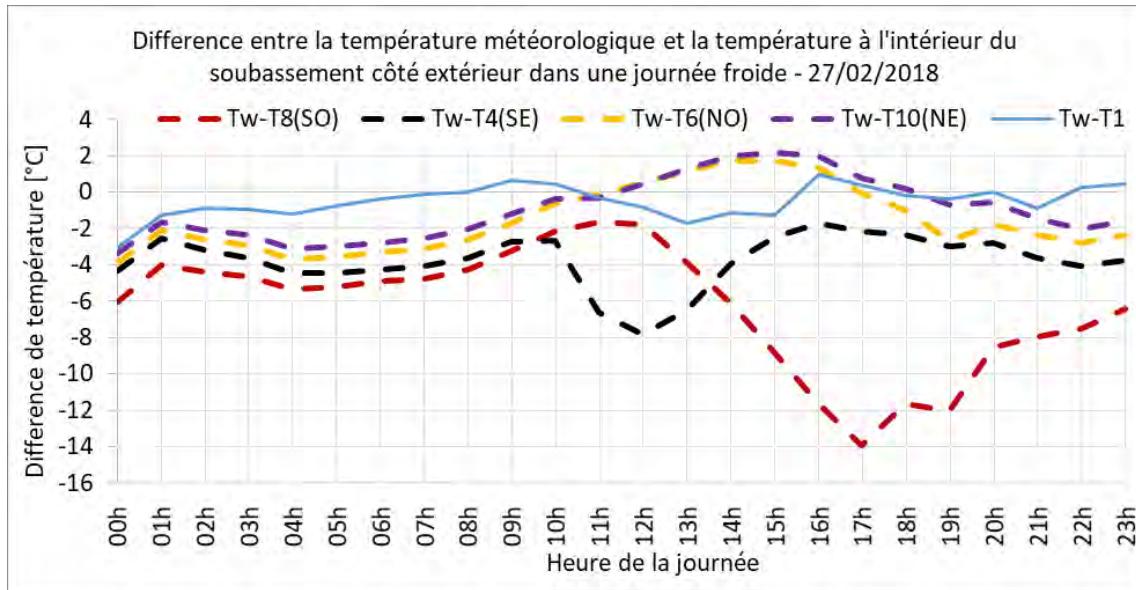


Figure 85 Différence de températures sur la surface extérieure du soubassement pendant une journée froide

Différence entre la température soubassement (T1- T4, T6, T8 et T10) et la température météorologique pendant une journée chaude

La Figure 86 montre l'effet de l'ensoleillement sur le capteur de surface T1 localisé sur la surface Sud du soubassement. A 13h la valeur du capteur est 15°C plus élevée. Le capteur T4, localisé à l'intérieur de la pierre côté Sud, enregistre une différence de seulement -2 °C à 12h. La différence maximale sur cette journée, coté Sud-Ouest, se présente pendant l'après-midi. A 18h, la différence Tw-T8 est de -10 °C et à 19h la différence Tw-T6 est -4 °C. La lecture du capteur T1 montre que les capteurs de surface doivent être abrités de l'ensoleillement.

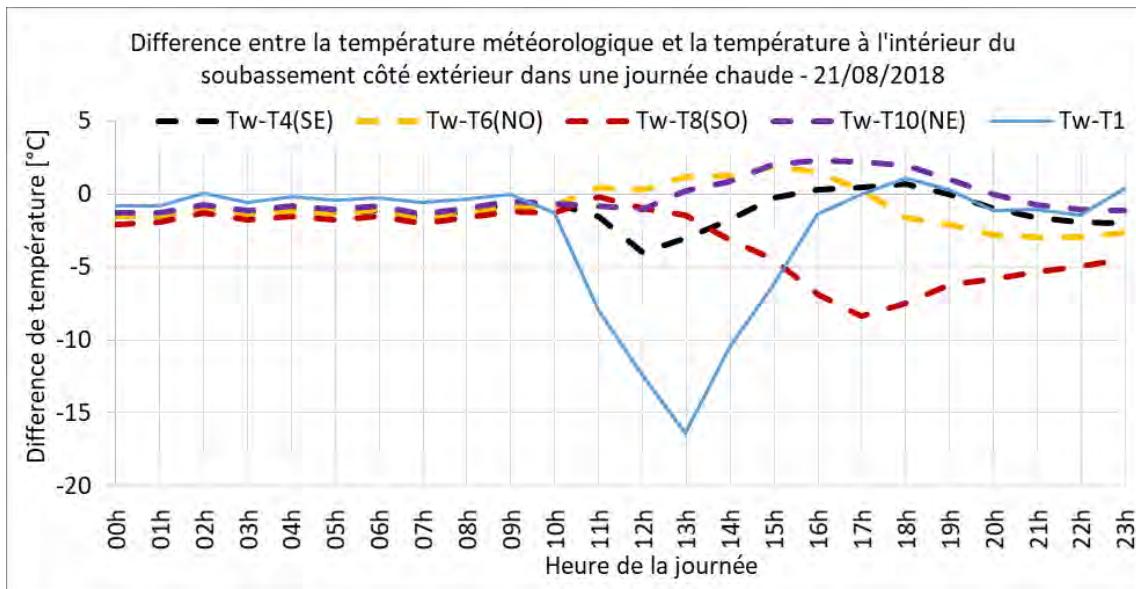


Figure 86 Différence de températures sur la surface extérieure du soubassement pendant une journée chaude

6.2.2.2. Température en partie haute du phare

Sur les deux ans

Variation de la température de surface externe et interne du soubassement (T2 et T1)

La température maximale enregistrée sur toute la période d'enregistrement sur la surface extérieure (T1) est de 42,6 °C le 1 juillet 2018, et la température minimale enregistrée est de - 5,0 °C le 28 février 2018. La température moyenne du capteur T1 est de 12,6 °C. Sur la surface intérieure, la température maximale enregistrée par T2 est de 24,8 °C le 22 juillet 2018, et la température minimale est de 2,9 °C le 1 mars 2018. La température moyenne de la sonde intérieure est de 14,2 °C. Autrement dit, la variation de température de surface extérieure est de 47,6 °C alors que la variation de température de surface intérieure est de 21,9 °C, soit 25,7 % de la différence extérieure.

Etant donné que le capteur de la surface intérieure est à l'abri, la variation de la température de la surface intérieure est plus faible, et les valeurs extrêmes de température sont plus proches de la température moyenne. Même si la moyenne de la température de la surface intérieure est 1,6 °C plus importante que la moyenne extérieure dans 27 % des cas, la température de la surface intérieure est plus faible qu'à l'extérieur (pendant les mois chauds quand il fait jour et pendant les mois froids selon l'ensoleillement).

Variation de la température l'intérieure du soubassement (T3 à T8)

Le Tableau 42 montre un bilan des valeurs de températures enregistrées entre octobre 2017 et décembre 2019. Des températures négatives ont été enregistrées dans la zone extérieure de la maçonnerie. La face intérieure du soubassement n'a pas subi de températures négatives.

La température est variable tout autour du soubassement. La zone la plus chaude est au Sud-Ouest avec 15,3 °C de température moyenne, alors que la plus froide est au Nord-Est avec une moyenne de 14,0 °C. La zone qui a une variation de température ponctuelle plus importante est la Sud-Ouest à l'extérieur avec 34,4 °C, et la moins variable est au Nord-Est côté intérieur avec 21,5 °C. Le point qui a présenté la température la plus haute est au Sud-Ouest avec 33,7 °C et la température la plus basse au Nord-Est avec -2,9 °C. Cependant, le point de mesure avec la température moyenne maximale est le Sud-Ouest côté intérieur avec 16,2 °C, alors que la moyenne minimale est le point au Nord-Est avec 12,5 °C. Ces données sont en accord avec les indications de l'EC 1-5.

6. L'effet de la température

Tableau 42 Bilan des températures du soubassement à 5 mm de profondeur dans la maçonnerie, enregistrées entre Juillet/Octobre 2017 et Décembre 2019

		Moyenne [°C]	Maximale [°C]	Minimale [°C]	Variation ponctuelle [°C]	Moyenne intérieur/extérieur [°C]
S	Côté intérieur T3	15,3	25,1	2,8	22,3	14,3
	Côté extérieur T4	13,3	30,6	-0,7	31,3	
NE	Côté intérieur T9	15,4	24,3	2,8	21,5	14,0
	Côté extérieur T10	12,5	28,0	-2,9	30,9	
NO	Côté intérieur T5	15,3	24,6	2,6	22,0	14,1
	Côté extérieur T6	13,0	31,8	-2,4	34,1	
SO	Côté intérieur T7	16,2	26,2	3,6	22,5	15,3
	Côté extérieur T8	14,4	33,7	-0,7	34,4	

Comportement de la température dans la lanterne

La température moyenne de l'air dans la lanterne est de 16,1 °C, avec 15,6 °C en partie haute au centre et 16,7 °C en partie basse ensoleillée proche de la verrière. La température maximale enregistrée est de 37,1 °C dans la partie haute et 40,0 °C dans la partie basse à côté de la verrière.

La température minimale est de 2,1 °C en partie haute et 0,5 °C en partie basse. Cela donne une variation de 35 °C et 39,1 °C en partie haute au centre et basse contre la verrière respectivement.

La différence moyenne de la température entre les deux zones est de 1,1 °C plus chaud dans la partie basse sur le périmètre. La température maximale et la variation en partie basse de la lanterne s'explique par le fait que le capteur est à côté de la verrière et le capteur est exposé à l'ensoleillement.

La température moyenne de l'élément métallique de la lanterne instrumenté est de 16,8 °C, la température maximale enregistrée pendant le temps total d'enregistrement est de 38,8 °C et la minimale est de -0,3 °C.

La différence entre la température moyenne de l'air dans la lanterne et la température moyenne à l'intérieur du soubassement est de 1,7 °C plus chaud dans la lanterne. La différence entre la partie basse de la lanterne et la surface intérieure du soubassement est de 1,2 °C plus chaud dans la lanterne. Ce comportement s'explique par l'effet de serre généré dans la lanterne par la verrière.

Sur des journées spécifiques

Différences de température entre points opposés ΔT_p

Après avoir vu le comportement général de la température sur le phare de l'Île Vierge, il est important d'analyser les moments spécifiques dans lesquelles les températures dans les

6. L'effet de la température

capteurs ont des écarts extrêmes pendant la période d'enregistrement (Tableau 43 et Figure 87). Le Tableau 43 présente la température enregistrée sur chaque capteur (températures simultanées). Sur chaque ligne, les deux valeurs extrêmes sont en gras.

Tableau 43 Journées avec écarts extrêmes entre les capteurs de température

Date	Différence [°C]	Temp. Sud-Est	Temp. Nord-Est	Temp. Nord- Ouest	Temp. Sud- Ouest
		T4 [°C]	T10 [°C]	T6 [°C]	T8 [°C]
27/02/2019	19,7	16,9	13,6	14,6	33,3
27/03/2019	13,4	23,4	12,4	10,0	12,7
14/05/2018	14,2	13,5	12,3	26,5	21,3
03/12/2019	17,7	9,1	7,5	8,1	26,8
27/08/2018	12,8	29,8	17,0	17,3	17,4
03/12/2019	18,7	9,1	7,5	8,1	26,8

Les valeurs du Tableau 43 démontrent que sur les 2 ans et 2 mois d'enregistrement, le gradient thermique entre des faces opposées ΔT_p a atteint 20 °C, cela donne un changement thermique de 2,1 °C par mètre de circonférence. Rappelons que la section 6.2 de l'EC1-5 impose un gradient thermique entre faces opposées de 5 °C, c'est-à-dire 15 °C de moins que les enregistrements in situ.

La Figure 87 met en évidence qu'une différence maximale entre faces non opposées est aussi possible. La différence maximale instantanée de 19 °C dans des capteurs adjacents représente une variation de température de 4,3 °C par mètre de circonférence.

6. L'effet de la température

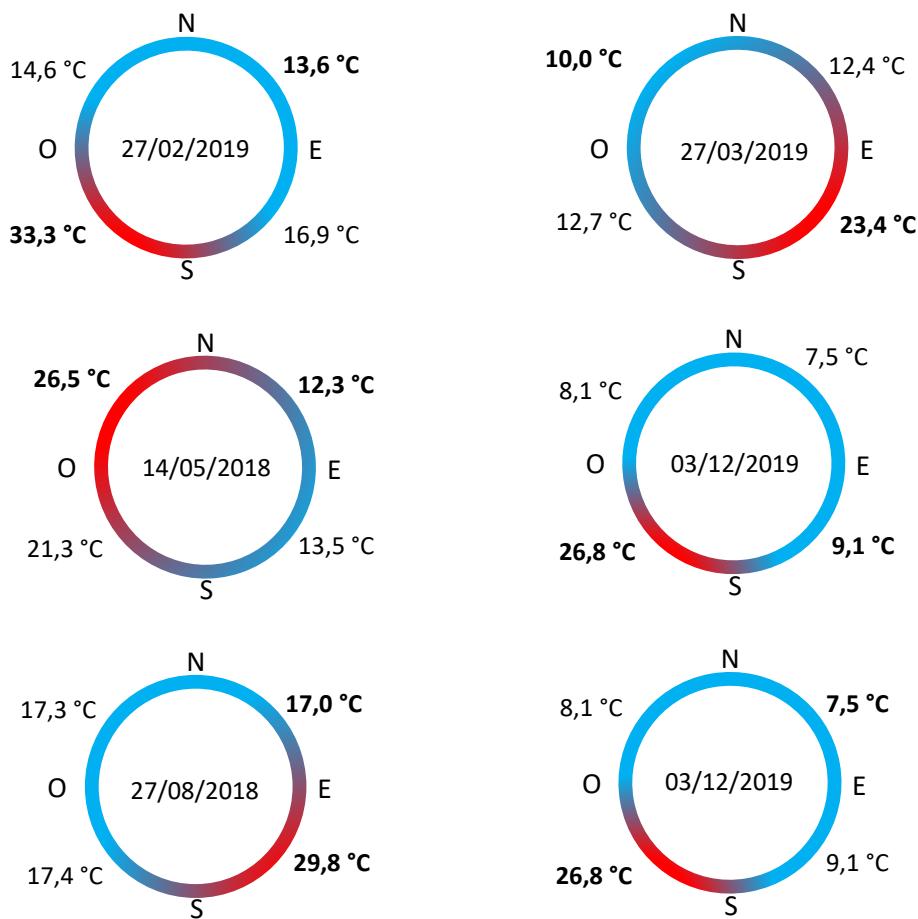


Figure 87 Différence de températures extrêmes

Temps de réaction de la paroi sur les journées des températures extrêmes

Le but principal de cette analyse est de déterminer le temps que prend le mur de soubassement pour atteindre une température spécifique. La date choisie pour réaliser cette analyse est le 1^{er} juillet 2018 car c'est le jour où le capteur T1 a enregistré la température la plus élevée sur toute la période d'enregistrement. Selon les données météorologiques, la température maximale de ce jour est de 24,2 °C à 16 h. Cependant, à 12h, il y a eu un premier pic de 22,9 °C. La température maximale sur le capteur T1 de température de surface extérieure côté Sud est aussi atteinte à 12 h, avec 42,6 °C.

La Figure 88 montre les températures maximales du parement extérieur du soubassement et l'heure d'occurrence. Les deux capteurs des faces Sud et Nord-Est ont enregistré la température maximale à 11h et 14h, c'est-à-dire, presque à la même heure que le premier pic de température météorologique et proche de l'heure de la température maximale de T1. Les capteurs du côté Ouest ont enregistré la température maximale 5 et 9 heures après le premier pic et 1 et 5 heures après l'heure maximale météorologique. La température maximale du capteur Nord-Ouest a eu lieu à 21h et celle du Sud-Ouest à 17h respectivement.

6. L'effet de la température

Les capteurs du côté Ouest atteignent une température plus chaude que les capteurs du côté Est. Le côté ensoleillé pendant l'après-midi s'échauffe plus que le côté ensoleillé le matin. Le capteur Nord-Ouest prend la majeure partie du temps pour atteindre la température maximale.

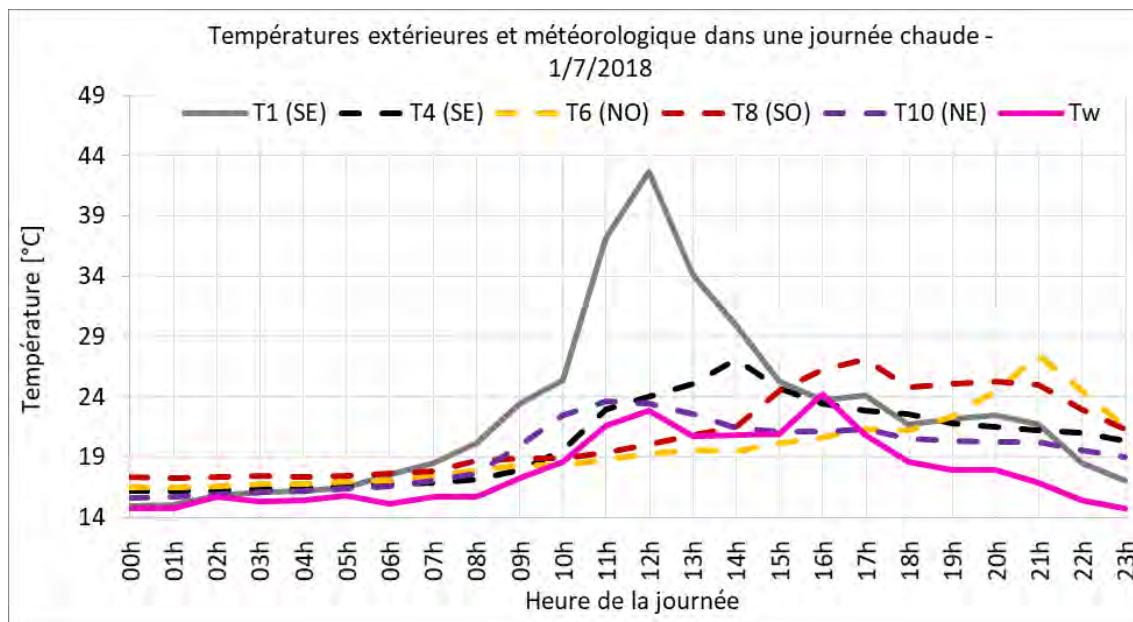


Figure 88 Températures extérieures et météorologiques dans une journée chaude

La Figure 89 présente la variation de température T11 collé sur l'un des éléments métalliques de la lanterne et les températures à l'intérieur du soubassement face intérieure. La température maximale de cet élément métallique de la lanterne est de 38,6 °C à 13h. La différence moyenne entre les points de prise de température à l'intérieur du soubassement côté intérieur et cet élément métallique est de 18,7 °C, avec la différence maximale sur le capteur au Nord-Est de 19,0 °C.

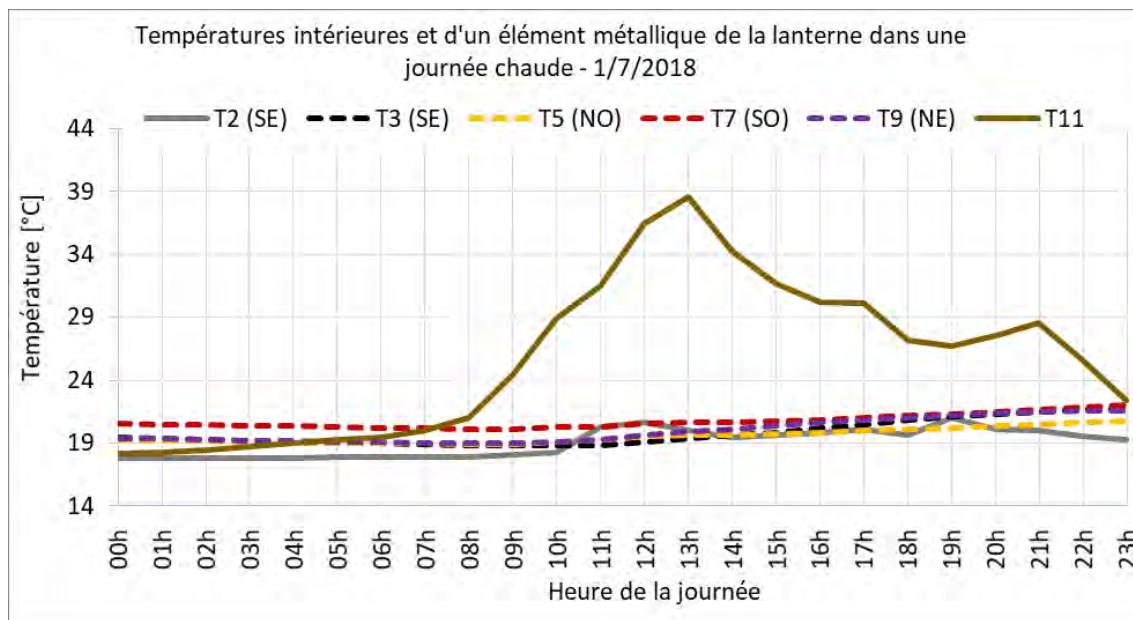


Figure 89 Températures intérieures et dans un élément métallique de la lanterne dans une journée chaude

6. L'effet de la température

Par rapport au refroidissement de la structure, la température minimale météorologique pendant toute la période d'enregistrement est de -5,4 °C à 7h le 28 février 2018. La température minimale de surface sur le soubassement cette journée-là est de -5 °C à 8h.

La température minimale (Figure 90) sur les capteurs extérieurs est atteinte à 9h au côté Sud et Nord-Est et à 10h au Nord-Ouest et Sud-Ouest. La valeur minimale est -2,9 °C au Nord-Est et la suivante est -2,4 °C au Nord-Ouest. Cela s'explique par l'absence d'ensoleillement côté Nord. La paroi prend 2 heures pour attendre la température minimale du côté Est et 3 heures du côté Ouest. Après 13h, le changement de température est minimal face intérieure de la paroi, sauf pour le côté Sud-Ouest.

Le capteur T11, qui mesure la température dans un élément métallique dans la lanterne, enregistre la température minimale une heure après la température minimale météorologique. La Figure 91 montre aussi, que le 28/02/2018, la température de cet élément métallique est inférieure à la température de la zone intérieure du soubassement et dans l'après-midi sa température est supérieure, sauf pour le côté Sud-Ouest. Ce changement s'opère dans une même journée.

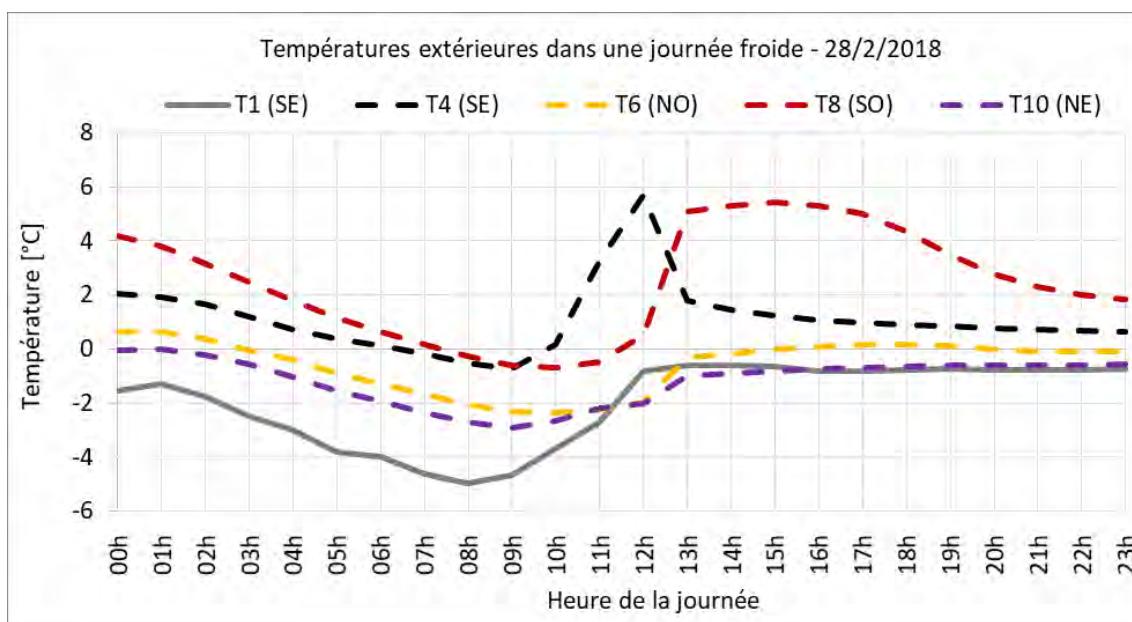


Figure 90 Températures extérieures dans une journée froide

6. L'effet de la température

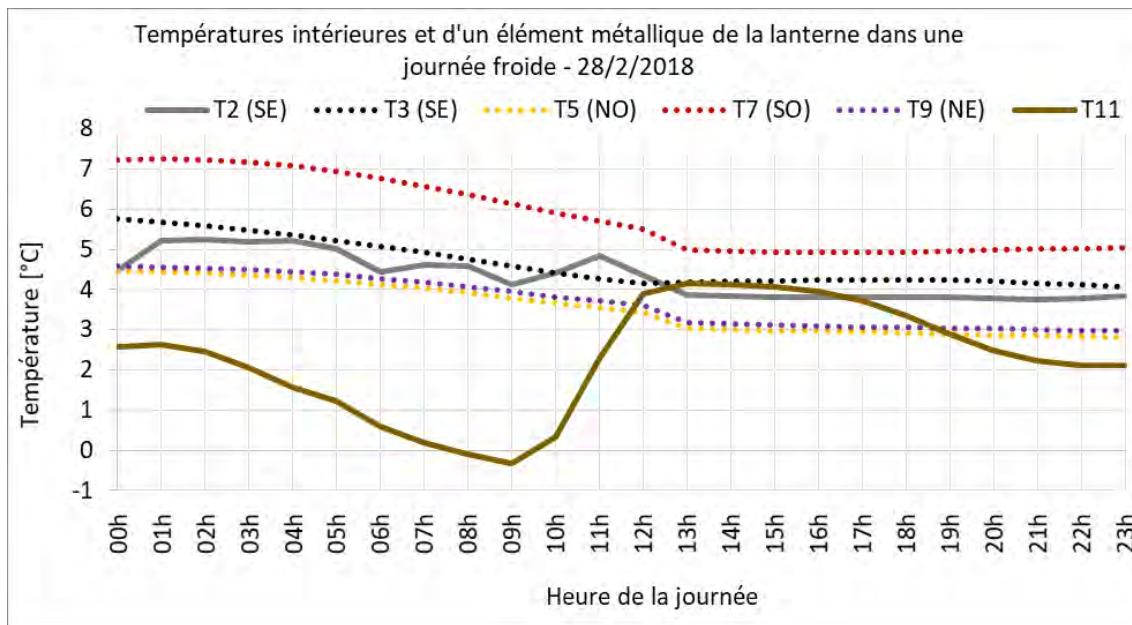


Figure 91 Températures intérieures et dans un élément métallique de la lanterne dans une journée froide

Différence de températures intérieure/extérieure du soubassement

L'évolution des températures à l'intérieur de la paroi dans la zone Nord-Est, au cours de la journée la plus chaude de la période d'enregistrement, le 1 juillet 2018, est présentée Figure 92. La température dans la paroi, face intérieure, reste quasi constante dans toute la journée. Le matin, la température extérieure est plus basse que la température intérieure, et deux heures avant d'atteindre la température maximale, la température extérieure est plus haute que la température intérieure. L'après-midi, la température extérieure revient en-dessous de la température intérieure. Pour les journées chaudes, ce comportement est analogue en tous points instrumentés du soubassement, même sur le côté le moins exposé à l'ensoleillement.

Par rapport au comportement de la température dans le soubassement pendant la journée la plus froide, le 28 février 2018, la Figure 93 montre comment les variations les plus remarquables sont enregistrées par les capteurs placés au Sud, face extérieure.

Dans les journées froides, la température minimale à l'extérieur de la paroi se présente à 9h (au moment du lever du soleil), de même que la température météorologique. La température monte entre 9h et 13h en général, sauf du côté Sud, le plus ensoleillé entre 9h et 12h. Après 13h, elle descend et se maintient presque constante jusqu'à minuit.

6. L'effet de la température

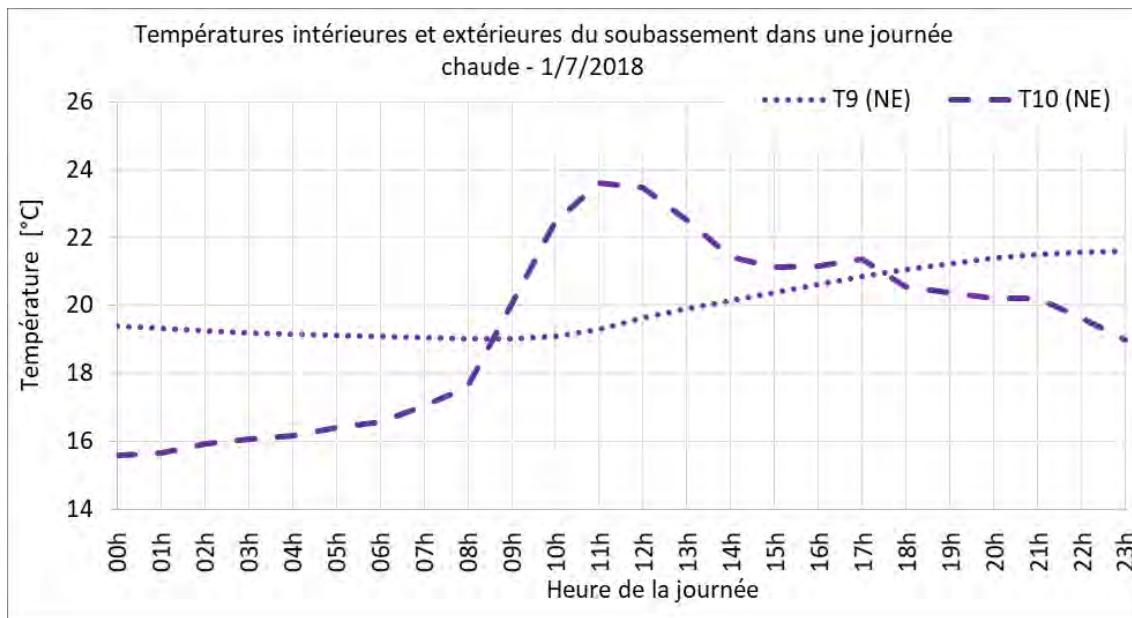


Figure 92 Comportement de la température dans le soubassement côté Nord-Est pendant une journée chaude

Le fait que la température extérieure soit plus changeante que l'intérieure facilite le fait d'avoir une température extérieure plus froide le matin, plus chaude à midi et de nouveau plus froide pendant la nuit. La Figure 93 montre que cette situation se présente même pendant les jours d'hiver, surtout sur les capteurs Sud qui sont exposés à l'ensoleillement. De cette observation est née la nécessité d'examiner attentivement les variations du gradient thermique existant dans le soubassement.

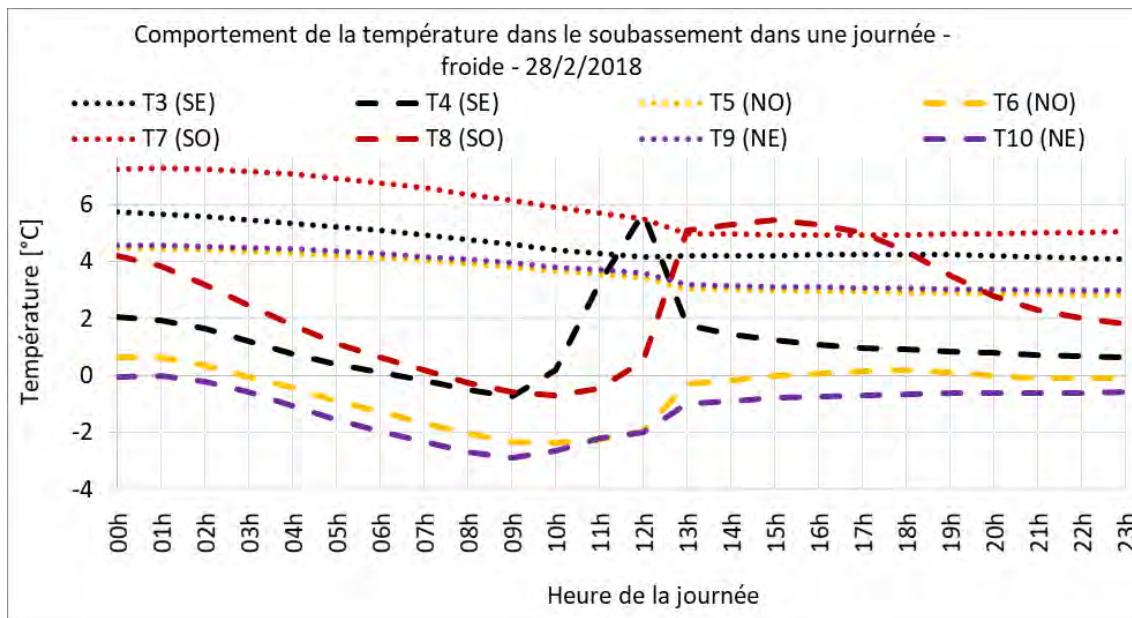


Figure 93 Comportement de la température dans le soubassement pendant une journée froide

6.2.2.3. Gradient thermique ΔT_M dans le soubassement

Sur les deux ans

Le gradient thermique ΔT_M décrit la différence de température à un instant donné entre les parements. Par convention, un gradient thermique sera noté négatif si la température extérieure est plus élevée que la température intérieure. Le Tableau 44 fournit la variation du gradient thermique moyen autour du phare (moyenne générale 2,3°C en valeur absolue). Les gradients extrêmes sont atteints côté Sud-Ouest avec une valeur absolue moyenne de 2,7 °C, variant dans l'intervalle -16,6°C à +7,2 °C.

Comparons avec les valeurs réglementaires. Les gradients thermiques ΔT_M imposés par l'EC1-5 sont de 15°C pour les ponts et de 7 °C, 17 °C et 27 °C pour les bâtiments, selon la couleur de la façade exposée au soleil. Grâce au plan de surveillance installé pendant 2 ans et 2 mois, il est démontré que les actions thermiques réglementaires appliquées aux ponts sont dépassées sur le phare de l'Île Vierge. Les gradients thermiques enregistrés par l'instrumentation correspondent, sur la période de mesure, aux bâtiments à façades colorées. Seules les façades sombres ont des hypothèses plus défavorables à celles subies par le phare.

Tableau 44 Bilan des gradients thermiques dans le soubassement pendant toute la durée d'enregistrement

Orientation	Ref.	ΔT_M moyen en valeur absolue	ΔT_M extrême positif	ΔT_M extrême négatif
		[°C]	[°C]	[°C]
Sud-Est	T3-T4	2,0	6,0	-10,9
Nord-Est	T9-T10	2,5	6,9	-6,3
Nord-Ouest	T5-T6	2,0	6,7	-10,8
Sud-Ouest	T7-T8	2,7	7,2	-16,6

Sur les journées extrêmes

Gradient thermique ΔT_M extrême dans la paroi

Le Tableau 45 montre la variation du gradient thermique ΔT_M sur la circonférence du mur au même moment d'occurrence que les gradients extrêmes (en gras). Les gradients thermiques extrêmes négatifs atteignent des valeurs absolues supérieures aux gradients positifs car la face extérieure du soubassement est plus sensible à l'ensoleillement et aux changements météorologiques. Lorsque le gradient extrême négatif survient, il y a toujours deux orientations où le gradient thermique est négatif et deux orientations où il est positif. Alors que, pour les valeurs extrêmes positives sont concomitantes avec un gradient positif sur toute la périphérie. Il est intéressant de noter que cela est indépendant de la saison, et peut se produire hiver comme été. Cela est donc dû à l'ensoleillement.

6. L'effet de la température

Tableau 45 Gradients thermiques extrêmes en chaque section instrumentée

Date	Valeur extrême	Gradient T. Sud-Est	Gradient T. Nord-Est	Gradient T. Nord-Ouest	Gradient T. Sud-Ouest
		T3-T4	T9-T10	T5-T6	T7-T8
		[°C]	[°C]	[°C]	[°C]
14/04/2019	+6,0	+6,0	+5,2	+4,4	+5,6
28/02/2018	+6,9	+5,3	+6,9	+6,1	+6,7
18/03/2018	+6,7	+5,6	+6,3	+6,7	+5,4
26/08/2018	+7,2	+4,4	+4,7	+4,2	+7,2
28/08/2018	-10,9	-10,9	-0,2	+2,1	+2,1
01/06/2019	-6,3	-6,4	-6,3	+1,6	+2,7
14/05/2018	-10,8	+2,9	+3,4	-10,8	-4,6
02/11/2018	-16,6	-0,7	+2,1	+1,1	-16,6

Variations extrêmes du gradient thermique ΔT_M

Dans ce paragraphe on s'intéresse à la variation de la valeur du gradient thermique autour du soubassement. Les différences des valeurs de gradient thermiques extrêmes entre 2 points différents du mur sont recherchées. Le Tableau 46 résume les valeurs des écarts extrêmes des gradients thermiques ΔT_M , évidemment ses valeurs se présentent les jours où les gradients thermiques ΔT_M extrêmes sont atteints. Les côtés comparés sont en gras.

Les extrêmes du gradient thermique surviennent lorsque que, simultanément, les faces extérieures Nord-Ouest ou Sud-Ouest sont plus chaudes qu'à l'intérieur (gradient thermique négatif), et que les faces extérieures Nord-Est à Sud-Est sont plus froides qu'à l'intérieur. Le Tableau 46 montre que cette variation est entre 13,7 °C et 18,7 °C. La Figure 94 visualise les résultats.

Tableau 46 Gradients thermiques sur le soubassement au moment des écarts extrêmes

Date	Différence	Gradient T. Sud-Est	Gradient T. Nord-Est	Gradient T. Nord-Ouest	Gradient T. Sud-Ouest
		T3-T4	T9-T10	T5-T6	T7-T8
		[°C]	[°C]	[°C]	[°C]
14/05/2018	14,3	3,1	3,4	-10,8	-4,6
03/12/2019	16,0	1,2	2,8	2,1	-15,5
14/05/2018	13,7	2,9	3,4	-10,8	-4,6
02/11/2018	18,7	-0,7	2,1	1,1	-16,6

6. L'effet de la température

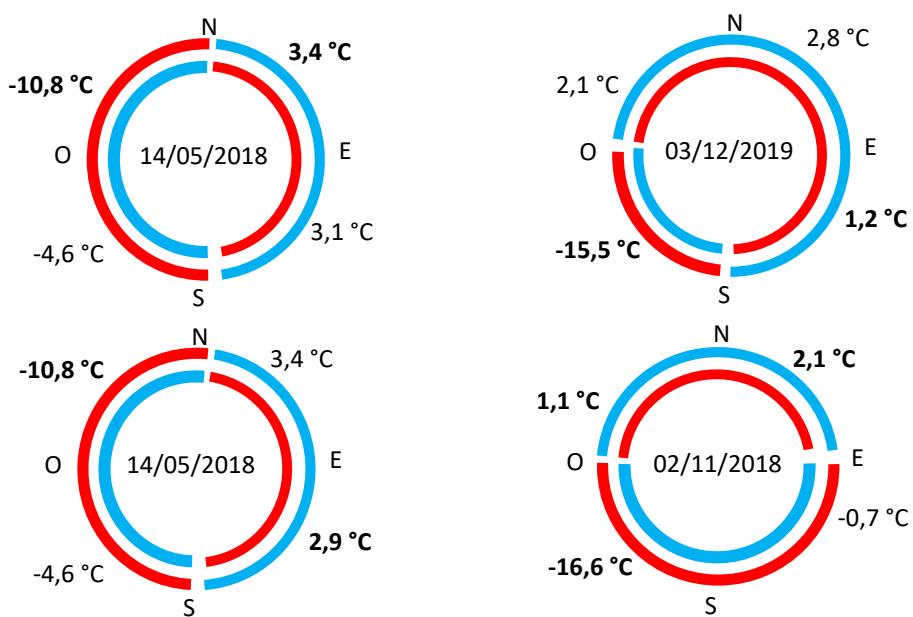


Figure 94 Différence de gradients thermiques extrêmes

6.3. Fatigue thermique du kersanton

L'analyse des températures enregistrées dans la paroi du 6.2.2.2 a démontré que, généralement, dans une même journée le gradient thermique peut passer de négatif à positif et revenir en négatif. Cela représente une action cyclique dans les pierres de la maçonnerie, qu'au long de la vie de l'ouvrage se traduit en millions de cycles. Ce phénomène mécanique peut engendrer la fatigue du matériau. Plusieurs auteurs ont déjà étudié cet effet sur le béton principalement. Cependant, la fatigue des matériaux naturels est moins commune. En complément, cet effet thermique génère une action mécanique de type flexion, laquelle est moins étudiée que le comportement en compression sur les pierres.

Une campagne expérimentale sur la pierre de kersanton a été lancée pour déterminer son comportement à la fatigue en flexion. L'objectif principal de cet essai est de déterminer la quantité des cycles nécessaires pour arriver à la rupture du matériau soumis à une charge cyclique de valeur inférieure à la charge de rupture. Etant donné qu'il n'a pas de norme d'essais pour ce matériau en fatigue, il a été décidé de faire des échantillons de flexion de dimensions 4 x 4 x 16 cm avec une entaille pour recréer les conditions des pierres sur le phare. La disposition géométrique des 16 ancrages de la charpente métallique du phare de l'Île Vierge et les plans de l'époque de construction montrent que les moellons ont été taillés de sorte à libérer le passage des montants. Par conséquent, la section de 50 cm est localement réduite. Dans le but de prendre en compte cette diminution de section dans le comportement à la fatigue, les

6. L'effet de la température

échantillons ont été entaillés de façon à créer une entaille avec les proportions géométriques des moellons réels du mur de soubassement du phare. De cette façon, les dimensions des échantillons testés pendant cette campagne expérimentale sont présentées dans le Tableau 47 et la Figure 95 La distance entre appuis est de 14cm.

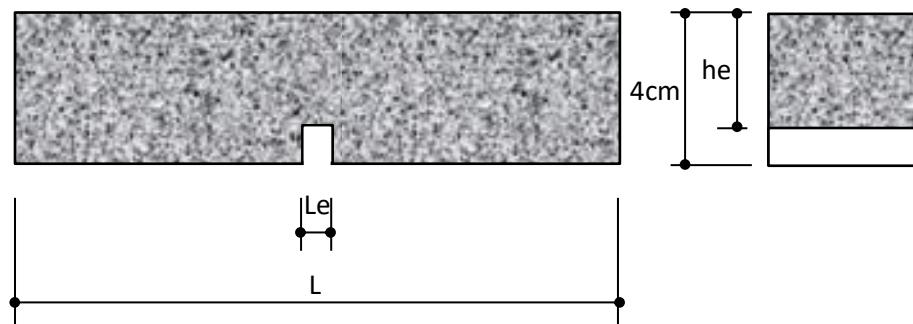


Figure 95 Eprouvettes pour essais de fatigue

Tableau 47 Dimensions des échantillons

	Longueur L [cm]	Largeur b [cm]	Hauteur h [cm]	Hauteur he [cm]	Longueur Le [cm]
KF1	16,0	4,0	3,0	3,0	0,9
KF2	16,0	4,0	3,0	3,0	0,8
KF3	16,0	4,1	2,9	2,9	0,9
KF4	16,0	4,0	2,9	2,9	0,9
KF5	16,0	4,0	2,9	2,9	0,9
KF6	16,0	3,8	2,9	2,9	0,9
KF7	16,0	4,1	2,9	2,9	0,9
KF8	16,0	4,1	2,9	2,9	0,8
KF9	16,1	4,0	2,9	2,9	0,9
KF10	16,0	3,9	2,9	2,9	0,9
KF11	16,0	3,9	2,9	2,9	0,9

Les essais statiques de flexion ont permis de déterminer que la charge de rupture moyenne est égale à 2,5 kN (CV 10 %). Pour effectuer les essais de fatigue, il faut appliquer une charge plus faible que la charge de rupture tout en introduisant de l'endommagement dans le matériau. Pour cela, 3 charges « cibles » ont été choisies : 2,0 kN, 2,6 kN et 2,8 kN. Ces essais de fatigue ont été pilotés en force, avec une fréquence de 10 Hz. La charge réellement atteinte F_{max} est reportée dans le Tableau 48 ainsi que la charge de rupture du dernier cycle F_{fat} et le nombre de cycle n_{cycle} nécessaire pour atteindre la rupture. La Figure 96 donne la relation force-flèche mesurée en tête de l'entaille pendant l'essai de l'échantillon KF9 pour illustrer la mesure des valeurs du Tableau 48.

6. L'effet de la température

Tableau 48 Résultats des essais de fatigue en flexion

Echantillon	Force cible [kN]	F _{max} [kN]	F _{fat} [kN]	F _{max} - F _{fat}		n _{cycle}
				[kN]	[%]	
KF1	2,1	2,13	1,60	0,53	25	175723
KF2		2,19	1,86	0,33	15	137510
KF3		2,13	1,68	0,45	21	7500
KF4		2,33	2,13	0,20	9	161
Moyenne		2,20	1,82	0,38	18	80224
Ecart type		0,09	0,24	0,14	7	89630
CV. [%]		4	13	38	40	112
KF5	2,6	2,35	1,99	0,36	15	2822
KF6		2,60	2,35	0,25	10	15499
KF7		2,63	2,39	0,24	9	891
KF8		2,61	2,19	0,42	16	2027
KF9		2,57	1,91	0,66	26	230185
KF10		2,58	2,34	0,24	9	29052
Moyenne		2,56	2,20	0,36	14	46746
Ecart-type	Tous les essais	0,10	0,20	0,16	7	90522
CV [%]		4%	9%	45%	46	194%
KF11		2,77	2,40	0,37	13	308716
Moyenne	Tous les essais	2,44	2,08	0,37	15	82735
Ecart-type		0,23	0,29	0,14	6	111326
CV. [CV]		9	14	38	41	135

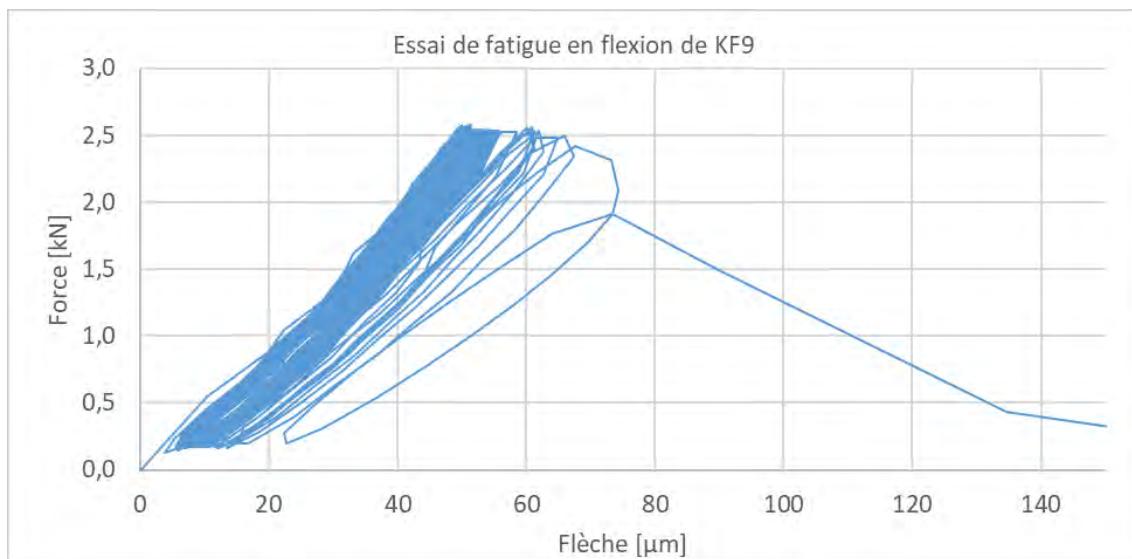


Figure 96 Essai de fatigue en flexion

La variation de la quantité des cycles est très étendue. Il est donc difficile d'en extraire une conclusion de ce point de vue. Il faudrait une campagne expérimentale pour fournir des résultats significatifs. Néanmoins, ces essais ont permis de déterminer que sous un chargement cyclique, la charge de rupture en flexion du kersanton est soumise à une diminution de 15 % (CV. 41 %).

6. L'effet de la température

Par ailleurs, la Figure 96 montre la relation charge vs flèche mesurée en tête de l'entaille. La pente de la courbe reste constante jusqu'au dernier cycle caractérisé par une baisse de pente significative. Cette diminution moyenne est de 32 % (CV 14 %) (Tableau 49).

Tableau 49 Taux de charge vs flèche de l'essai de fatigue en flexion du kersanton

Echantillon	Pente moyenne avant rupture [kN/mm]	Pente du dernier cycle [kN/mm]	Diminution [%]	E_{n-1} [GPa]	E_{fat} [GPa]
KF1	57,9	35,5	39	36,8	22,5
KF2	65,8	38,5	41	41,8	24,5
KF3	40,1	26,0	35	25,5	16,5
KF4	47,7	36,1	24	30,3	22,9
KF5	60,1	39,3	35	38,2	25,0
KF6	62,2	45,1	27	39,5	28,6
KF7	46,6	33,8	28	29,6	21,5
KF8	50,9	31,9	37	32,3	20,3
KF9	54,2	42,4	22	34,4	26,9
KF10	50,4	35,7	29	32,0	22,7
KF11	55,9	38,5	31	35,5	24,5
Moyenne	53,8	36,6	32	34,2	23,3
Ecar-type	7,6	5,1	6	4,8	3,3
CV. [%]	14	14	20	14	14

La baisse de la charge de rupture et de la pente de la courbe traduit une diminution de la raideur et de la résistance de l'échantillon. En considérant que l'essai est une flexion 3 points et que la flèche f est du type $f = \frac{PL^3}{48EI'}$, on peut en déduire la valeur du module E_{n-1} associée aux $(n-1)$ premiers cycles et la valeur E_{fat} associée au dernier cycle. Les valeurs moyennes de E_{n-1} et E_{fat} sont respectivement 34,2 GPa et 23,3 GPa, cela représente un abaissement de 32 % qui est similaire à la diminution de la valeur de la pente calculée dans le Tableau 49.

La valeur du module obtenue sur les essais en compression simple étant de 42 GPa et la résistance en flexion 3 points étant de 15 MPa, on constate que même si le calcul de E_{n-1} est fait sur un essai non normalisé avec une entaille, la valeur de E_{n-1} est au 20 % près de celui mesuré par l'essai normalisé en compression. En gardant le 32 % de diminution dans la valeur de module et le 15 % d'affaiblissement dans la valeur de force de rupture, le module de Young peut diminuer à 29 GPa et la résistance en flexion à 12,8 MPa sans tenir en compte les effets de l'eau qui représentent le 16 %.

Une étude mécanique approfondie avec modélisation et simulation des essais en 3D permettrait d'analyser plus précisément le comportement en fatigue du kersanton en tenant compte des dimensions et de la forme de l'entaille.

6.4. Conclusions

Ce chapitre décrit les actions thermiques réglementaires européennes à appliquer sur les constructions neuves, en Finistère, et les résultats des mesures thermiques effectuées sur le phare de l'Île Vierge pendant 2 ans et 2 mois. Les phénomènes thermiques observés ont poussé au démarrage de nouveaux essais mécaniques sur la pierre de kersanton.

L'EC 1-5 fournit les actions thermiques pour les bâtiments (section 5), les ponts (section 6) et les structures cylindriques de type silos, tours et cheminées (section 7). Trois analyses doivent avoir lieu : une première avec une variation de température uniforme dans toute la structure, une deuxième avec un gradient thermique entre faces opposées de 5 °C, enfin une troisième avec un gradient thermique entre les surfaces extérieures et intérieures de 15 à 27°C pour les bâtiments en fonction de la couleur des façades. Le calcul 3D éléments finis a montré que des contraintes de traction σ_θ de 1 MPa se développent sur les sections verticales du mur cylindrique en kersanton qui supporte la lanterne métallique sous un gradient thermique de 27°C entre faces intérieures et extérieures. Ces contraintes représentent moins de la moitié de la résistance à la traction du kersanton évalué en flexion statique 3 points à 15 MPa sur échantillons sains, secs et sans entaille. Cette résistance peut être réduite pour la présence de l'entaille et l'action de l'humidité sur le phare.

Le plan de surveillance a permis de recueillir la variation de la température en tête du phare de l'Île Vierge, à 80 m de hauteur par rapport au sol, dans la lanterne métallique et sur la circonférence du mur qui la supporte. L'ensemble des données recueillies constitue une base unique en son genre et source de nombreux enseignements.

L'analyse des relevés de température effectués sur le mur de soubassement permet de déduire que la température moyenne du mur est de 14,4 °C. La température moyenne dans la lanterne est de 16,1 °C avec une variation de 1,1 °C entre le centre haut et les vitrages bas. L'intérieur de la lanterne est légèrement plus chaud que la face interne du mur de soubassement (1,4 °C). La température moyenne de l'élément métallique de la lanterne instrumenté est de 16,8 °C.

La température du mur varie sur sa circonférence, tous les jours de l'année, et en tout point. La zone la plus chaude est au Sud-Ouest, alors que la plus froide est au Nord-Est. Les plus grandes amplitudes de variation sont sur la face extérieure Sud-Ouest. La différence maximale des températures simultanées entre les faces opposées du phare est de 19,7 °C entre Nord-Est et Sud-Ouest. La différence maximale entre faces qui ne se trouvent pas sur des faces opposées est de 18,7 °C entre le Nord-Ouest et le Sud-Ouest. Ces gradients thermiques sont supérieurs à ceux imposés par l'EC 1-5 qui sont de 5°C.

6. L'effet de la température

Le gradient thermique moyen entre les faces intérieures et extérieures du soubassement sur les 2ans et 2 mois d'enregistrement est 2,3 °C. En zone Sud-Ouest le gradient thermique local peut atteindre -16,6 °C (plus chaud à l'extérieur), ce qui est supérieur là aussi aux hypothèses de calcul imposées par l'EC 1-5 en France pour les piles de ponts et les cheminées, et correspond en ordre de grandeur à l'hypothèse de calcul des bâtiments avec façades colorées. Lorsque le gradient thermique atteint son extremum en un point du cylindre, alors, au même moment, il y a inversion du gradient thermique de façon diamétralement opposée. Ceci engendre une flexion de l'ensemble du cylindre.

Par ailleurs, pendant la journée, et de façon quotidienne, le gradient thermique change de signe vers midi et revient à une valeur positive en fin d'après-midi. Cette inversion du gradient thermique, et donc de la courbure de la paroi, tous les jours depuis 120 ans, est susceptible de développer des phénomènes de fatigue. De ce fait, des essais de fatigue ont été réalisés pour étudier l'impact de cette action thermique cyclique journalière sur le comportement mécanique des pierres de kersanton. Ils montrent que sous un chargement cyclique de 10 Hz, la charge de rupture en flexion du kersanton subit une diminution de 15 % par rapport à un chargement statique.

Un calcul mécanique approfondi du mur de soubassement permettrait d'évaluer si les gradients thermiques mesurés sont capables de déclencher l'ouverture de fissures traversantes à l'endroit des entailles logeant les montants de la lanterne, compte-tenu des différents phénomènes physiques et mécaniques qui caractérisent le kersanton.

6. L'effet de la température

7. LES FISSURES

7.1. Les capteurs LVDT

Le plan de surveillance des fissures est composé de 6 capteurs LVDTs (montants numéros 3, 6, 8, 11 et 14) avec les caractéristiques déjà expliquées dans le chapitre 2.3. Il est important de rappeler que le capteur D6, sur la fissure du montant n° 8, a été mis en service en septembre 2018 alors que tous les autres capteurs (D1 à D5) ont été placés en juillet 2017. Toutes les analyses présentées dans ce document représentent les données enregistrées jusqu'à décembre 2019, soit sur une durée supérieure à 2 ans. Même si D6 a été mis en service sur une période inférieure à celles des autres capteurs, nous avons plus d'une année de mesures effectuées sur cette fissure et désormais, le comportement de la fissure du montant n° 8 est explicable.

Les capteurs enregistrent l'ouverture de la fissure pendant les 20 premières secondes de chaque heure. Pour les analyses, la valeur moyenne par heure est calculée selon la moyenne arithmétique des 20 valeurs enregistrées par chaque capteur, la valeur moyenne mensuelle est le calcul de la moyenne arithmétique des moyennes par heure.

Tous les observations et analyses sont présentées selon la localisation des capteurs dans l'ordre suivant :

1. D1 qui est au Sud-Est sur le montant n°3 ;
2. D3 qui est au Nord-Est sur le montant n° 6 ;
3. D6 qui est au Nord sur le montant n° 8 ;
4. D2 qui est au Nord-Ouest sur le montant n° 11, zone inférieure ;
5. D4 qui est au Nord-Ouest sur le montant n° 11, zone supérieure ;
6. D5 qui est au Sud-Ouest sur le montant n° 14.

7.2. Comportement des fissures

7.2.1. Analyse sur les deux ans

Dans cette analyse à long terme, la valeur de la variation de l'ouverture de la fissure notée ΔW correspond à la différence entre la valeur mesurée par le capteur à chaque instant et la valeur initiale enregistrée. La Figure 97 montre la variation de ΔW de tous les capteurs entre juillet 2017 et décembre 2019.

7. Les fissures

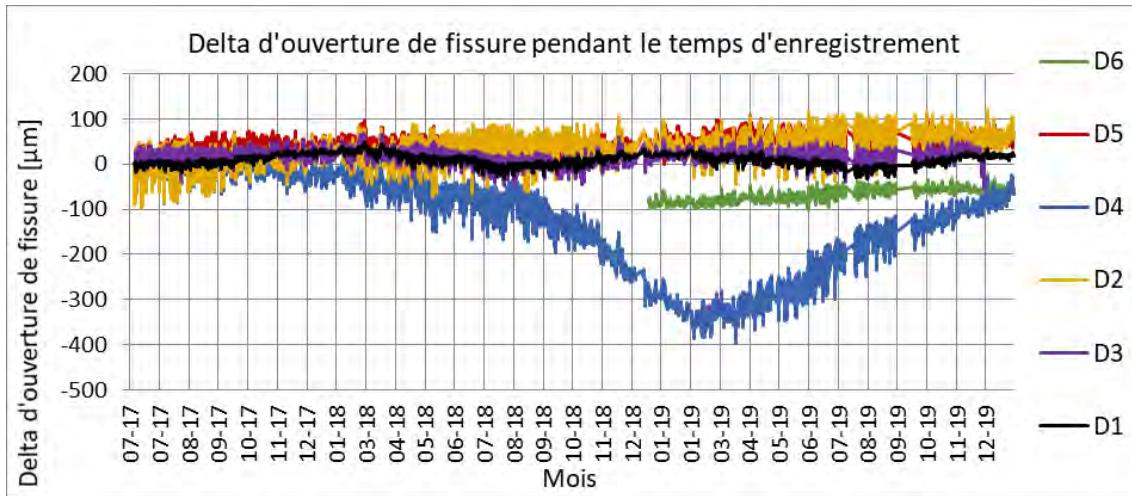


Figure 97 ΔW pendant le temps d'enregistrement

Selon la courbe de tendance de la Figure 98 qui décrit les températures relevées par la station météo de Plouguerneau, la température moyenne est 12,7 °C en juillet 2017. Cette température a subi une diminution de 0,3 °C pour attendre 12,4 °C en décembre 2019.

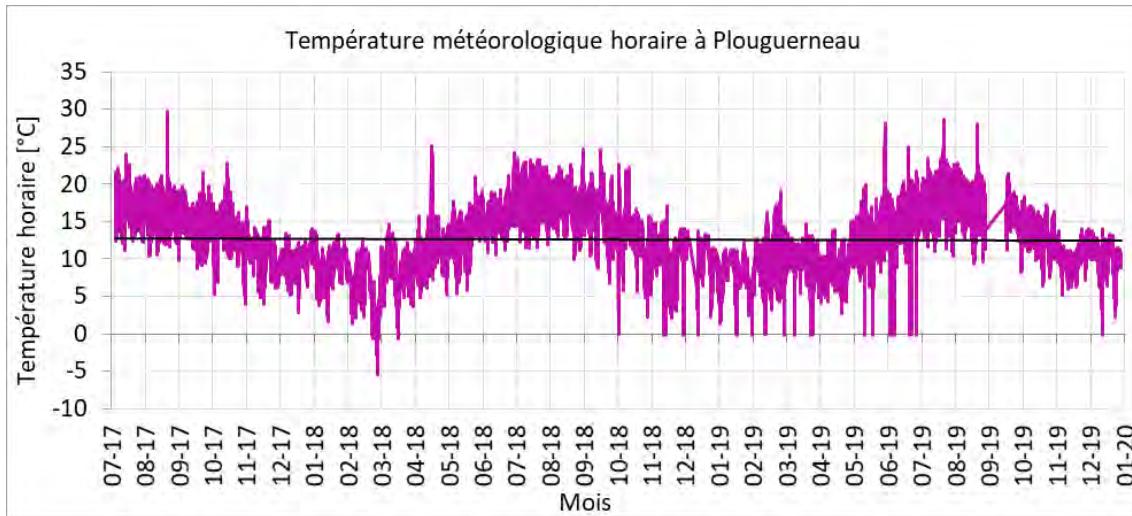


Figure 98 Température météorologique à Plouguerneau

La Figure 99 illustre les blocs de maçonnerie séparés par la présence des fissures symbolisées par des lettres minuscules. Les points rouges représentent les fissures. Le Tableau 50 présente le calcul du delta de la longueur (ΔL) des blocs correspondant au changement thermique (ΔT) de 0,3 °C.

7. Les fissures

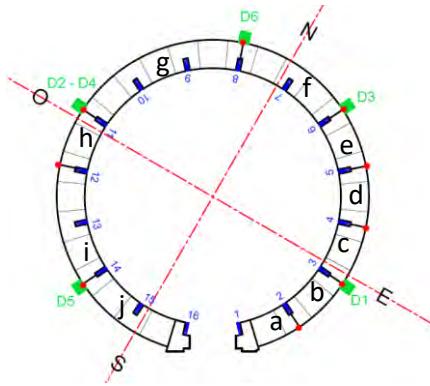


Figure 99 Blocs de kersanton sur la vue en plan du soubassement

$$\alpha \times \Delta T \times L = \Delta L$$

Tableau 50 Calcul de ΔL durant le temps d'enregistrement

Bloc	Montant		Quantité de		Largeur [mm]		Delta longueur ΔL [μm]					
	Début	Fin	Blocs	Joint	Blocs	Joint	Blocs	Joint	Total	$\Delta L /2$	Ouverture dans la fissure	
a	1	2	1,5	1	900	10	1,24	0,03	1,27 +/- 0,2	0,64 +/- 0,1	1,49 +/- 0,3	
b	2	3	2	2	1200	20	1,66	0,06	1,72 +/- 0,3	0,86 +/- 0,2	1,72	
c	3	4	2	2	1200	20	1,66	0,06	1,72 +/- 0,3	0,86 +/- 0,2	1,72 +/- 0,4	
d	4	5	2	2	1200	20	1,66	0,06	1,72 +/- 0,3	0,86 +/- 0,2	1,72	
e	5	6	2	2	1200	20	1,66	0,06	1,72 +/- 0,3	0,86 +/- 0,2	2,57 +/- 0,5	
f	6	8	4	4	2400	40	3,31	0,12	3,43 +/- 0,6	1,72 +/- 0,3	4,29	
g	8	11	6	6	3600	60	4,97	0,18	5,15 +/- 0,9	2,57 +/- 0,5	3,43 +/- 0,8	
h	11	12	2	2	1200	20	1,66	0,06	1,72 +/- 0,3	0,86 +/- 0,2	2,57	
i	12	14	4	4	2400	40	3,31	0,12	3,43 +/- 0,6	1,72 +/- 0,3	3,21 +/- 0,5	
j	14	16	3,5	3	2100	30	2,90	0,09	2,99 +/- 0,5	1,49 +/- 0,3	0,6	
									24,85			

Les résultats des deux dernières colonnes du Tableau 50 présentent l'ouverture en μm générée dans les fissures pour une diminution de 0,3 °C dans la température météorologique. La fissure du montant n° 11, instrumentée par le capteur D2, s'est ouverte en moyenne de 61,7 μm pendant le temps d'enregistrement, et selon le tableau, 3,2 μm d'ouverture sont justifiés par le changement thermique météorologique. Ces valeurs démontrent que les capteurs fournissent des mesures qui contiennent des changements thermiques et des autres phénomènes. Le fait que l'amplitude totale relevée soit supérieure à l'amplitude due au changement thermique montre que le capteur est fonctionnel.

Les deux derniers relevés des fissures sur place ont été faits le 9 février 2017 et le 14 septembre 2018. Dans le but de confirmer les mesures réalisées par les capteurs, le Tableau 51 montre le calcul mené pour retrouver les données de février 2017 à partir de la valeur d'ouverture de septembre 2018. La méthodologie d'analyse est établie selon les étapes suivantes :

7. Les fissures

- Décaler toutes les données de façon à retrouver la mesure du 14 septembre 2018 sur la valeur du relevé ;
- Calculer une régression linéaire avec les données disponibles pour pouvoir arriver au 9 février 2017 ;
- Prendre en compte l'amplitude saisonnière et horaire pour retrouver la valeur au 9 février vers midi (heure possible du relevé).

Tableau 51 Vérification des données enregistrées par rapport aux relevés de 2017 et 2018

	D1	D2	D3	D4	D5
Valeur relevée en 2017	300	300	300	300	300
Valeur relevée en 2018	200	200	300	281	300
Décalage	199	154	300	400	264
Valeur estimée à 2017	226	150	326	374	297
Erreur	25%	50%	9%	25%	1%

La dernière ligne du Tableau 51 présente l'erreur calculée entre la valeur relevée et la valeur estimée à partir des mesures des LVDTs. Etant donné que les mesures sont en accord avec les deux relevés, nous pouvons désormais considérer que le décalage calculé est valable pour déterminer l'ouverture de la fissure. D2 présente l'erreur la plus importante, cela peut montrer que si une partie de la valeur s'explique par les changements thermiques, des autres phénomènes ont une influence sur cette fissure aussi importante que la température.

Tableau 52 Bilan des amplitudes totales annuelles des ouvertures de fissure

	D1	D2	D3	D4	D5	D6
Ouverture maximale [μm]	249	273	368	446	380	1178
Ouverture minimale [μm]	167	56	246	2	225	1099
Amplitude totale [μm]	82	217	122	444	155	79
Amplitude 2018 [μm]	81	204	116	362	137	29
Amplitude 2019 [μm]	65	165	113	373	118	79
Taux d'ouverture [μm/ans]	-1	24	-1	-	12	38

Le Tableau 52 montre le bilan du comportement des fissures à long terme. L'amplitude totale spécifiée, fait référence à la différence entre l'ouverture maximale et l'ouverture minimale enregistrée par chaque capteur. Les fissures des capteurs D1, D3, D5 et D6 montrent des valeurs similaires. Par contre, D2 et D4 ont des amplitudes totales plus importantes. D2 est le seul capteur sur un joint, cela pourrait expliquer la valeur plus importante dans l'amplitude totale, mais de plus, la valeur d'amplitude totale de D4 est 4 fois plus importante que pour celle des autres fissures. Par conséquence, la fissure du montant n° 11 est la fissure la plus active.

7. Les fissures

Par ailleurs, sauf pour D4 et D6, l'amplitude de l'ouverture de fissure en 2018 est plus importante que celle en 2019. Le mouvement des fissures pendant l'année 2018 a été plus important. Cette observation n'est pas valable pour D6 car l'enregistrement de la fissure de ce capteur a commencé en septembre 2018, la disponibilité des données de cette année n'est pas suffisante pour faire une comparaison avec 2019.

La Figure 100 illustre le comportement des fissures durant le temps d'enregistrement. Les fissures du côté Est suivent en moyenne un comportement général de fermeture : D1 s'est fermée de 4,1 µm et D3 s'est fermée de 3,0 µm. Contrairement, et pendant la même durée de mesure, les fissures du côté Ouest s'ouvrent en moyenne de 61,7 µm et 30,8 µm pour D2 et D5 respectivement. Au Nord D6 s'est ouvert en moyenne de 40,0 µm pendant une année et trois mois de mesure.

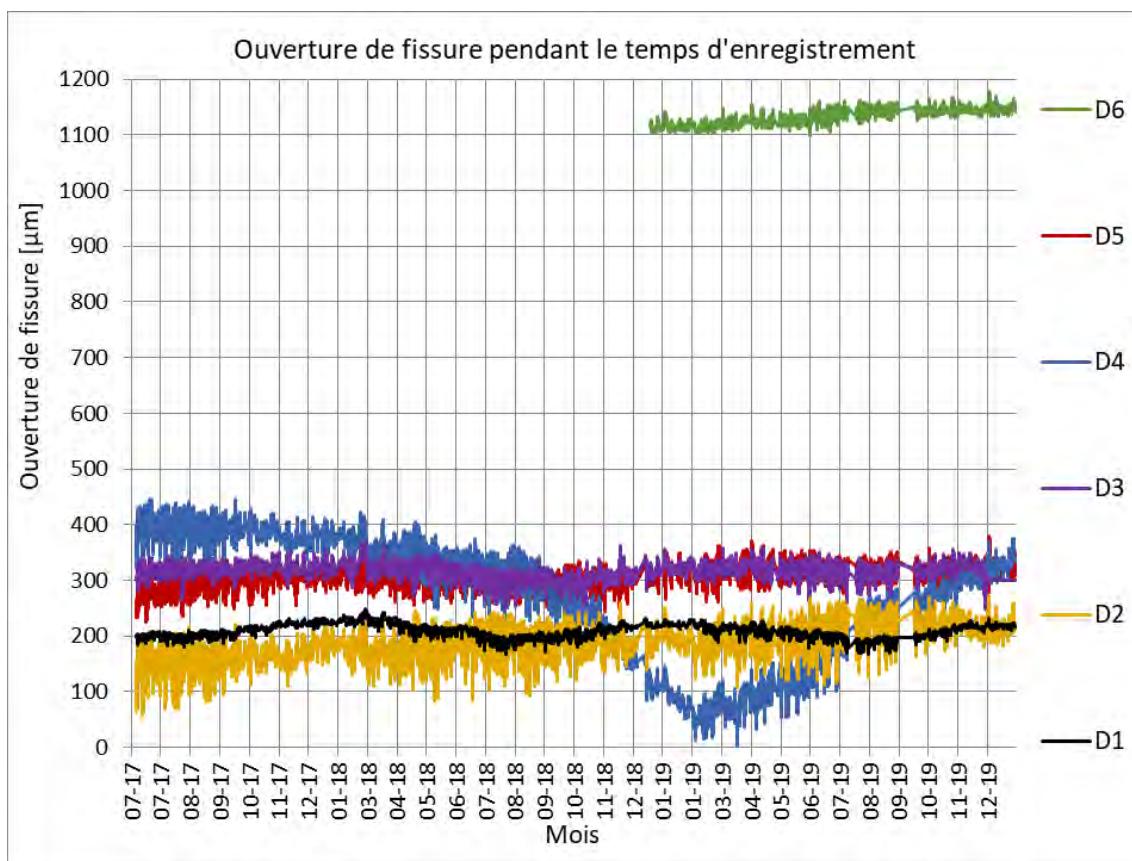


Figure 100 Ouverture de fissure pendant le temps d'enregistrement

La fissure instrumentée par D4 a présenté un comportement non comparable avec les autres fissures. Dans un premier temps, entre juillet 2017 et août 2018 la fissure s'est fermée. Entre août 2018 et février 2019 cette fermeture a continué avec un taux supérieur. Finalement, entre mars 2019 et décembre 2019 la fissure s'est rouverte.

7.2.1.1. Analyse du comportement des fissures par rapport aux changements thermiques

Les figures ci-dessous montrent la moyenne mensuelle de l'ouverture de la fissure dans le but d'observer le comportement des fissures en fonction de la température du côté extérieur du soubassement. Selon la Figure 101 et la Figure 102 les fissures du côté Est, instrumentées par D1 et D3 respectivement, s'ouvrent quand la température diminue, alors qu'elles se ferment quand la température augmente.

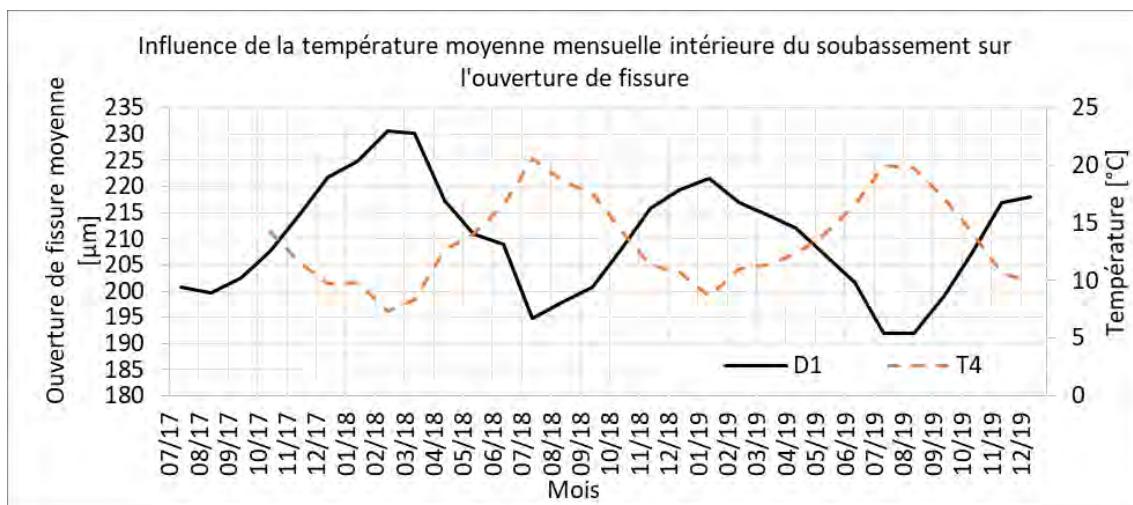


Figure 101 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T4 sur l'ouverture de fissure D1

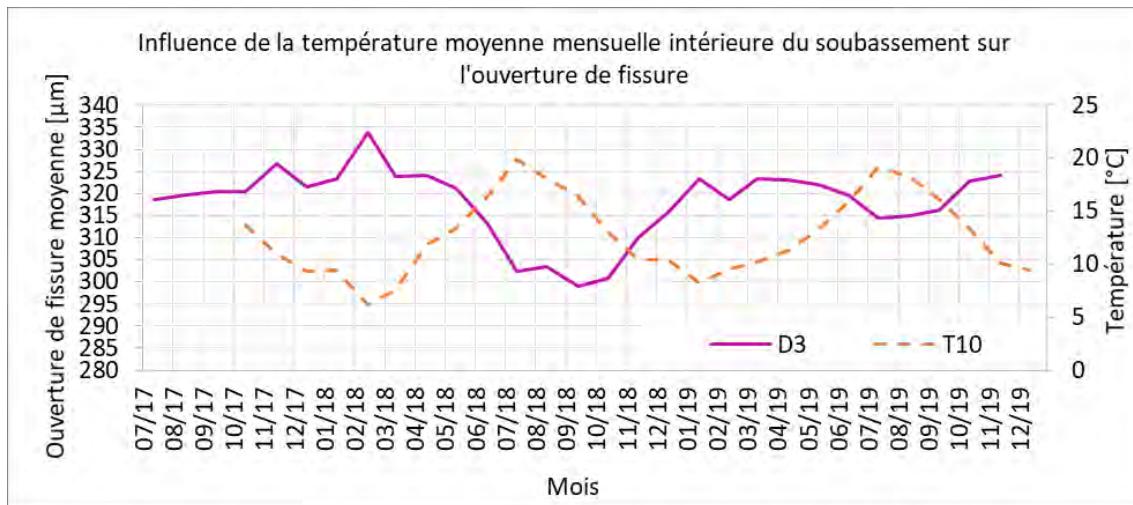


Figure 102 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T10 sur l'ouverture de fissure D3

La fissure du côté Nord instrumenté par D6 a présenté un comportement contradictoire à celui de la fissure du capteur D1, comme le montre la Figure 103. Quand la température augmente, la fissure s'ouvre et quand la température diminue le taux d'ouverture décroît en conservant toujours une tendance générale d'ouverture.

7. Les fissures

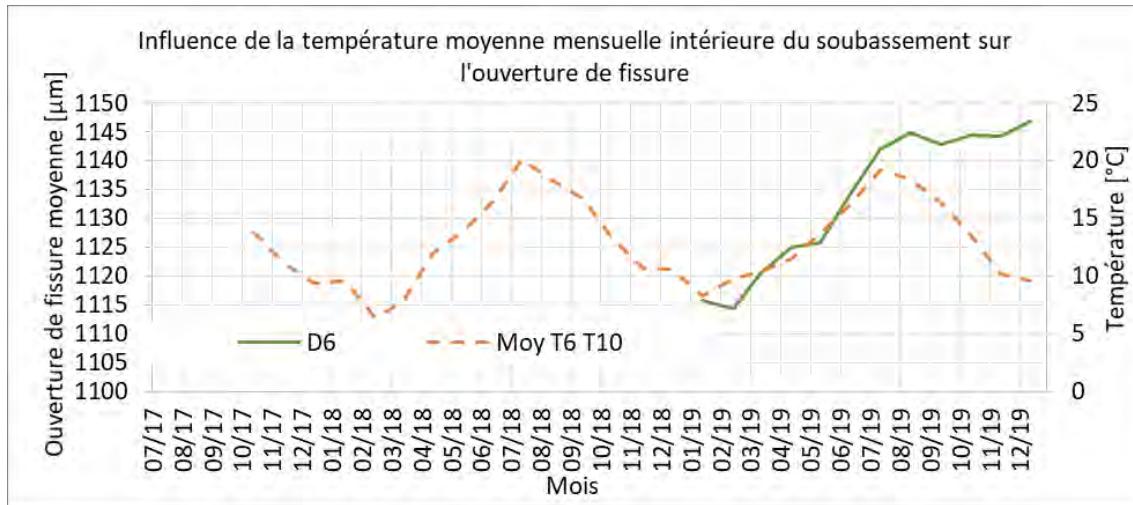


Figure 103 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T6-10 sur l'ouverture de fissure D6

La fissure instrumentée par le capteur D2 a un comportement similaire à celle instrumentée par D6, comme le montre la Figure 104. Les périodes de fermeture sont entre juillet et décembre pendant les mois de baisse des températures, alors que les périodes d'ouverture sont entre décembre et juillet pendant les périodes de hausse des températures.

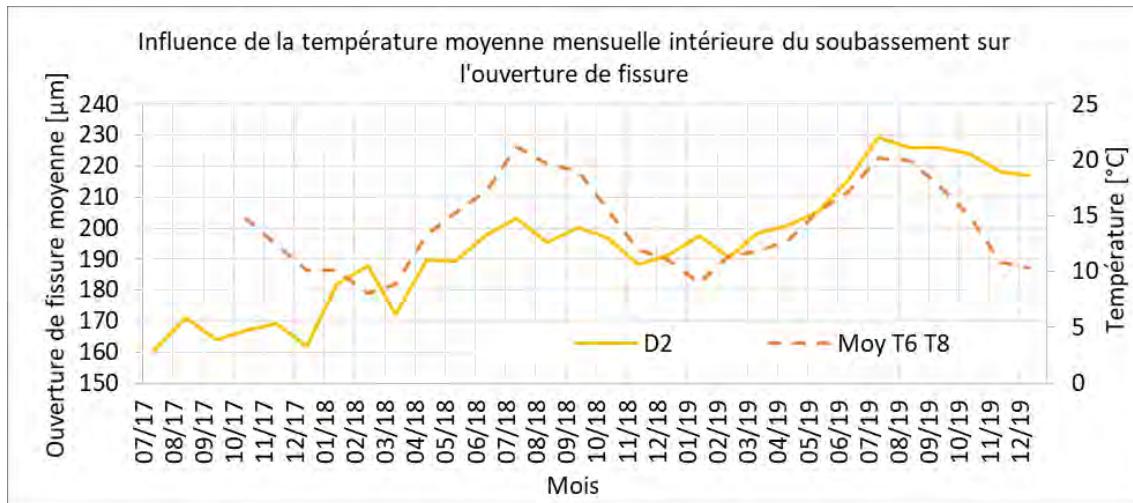


Figure 104 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T6-T8 sur l'ouverture de fissure D2

Le capteur D4, qui est localisé sur la même fissure que D2, a changé le taux de fermeture en août durant le pic des hautes températures de l'année. En février, durant le pic des basses températures, la fissure s'est fermée. Bien que la température se soit abaissée à partir de juillet 2019, la fissure a continué à s'ouvrir. Ce comportement n'est ni expliqué par la température météorologique ni par la température extérieure de la paroi.

7. Les fissures

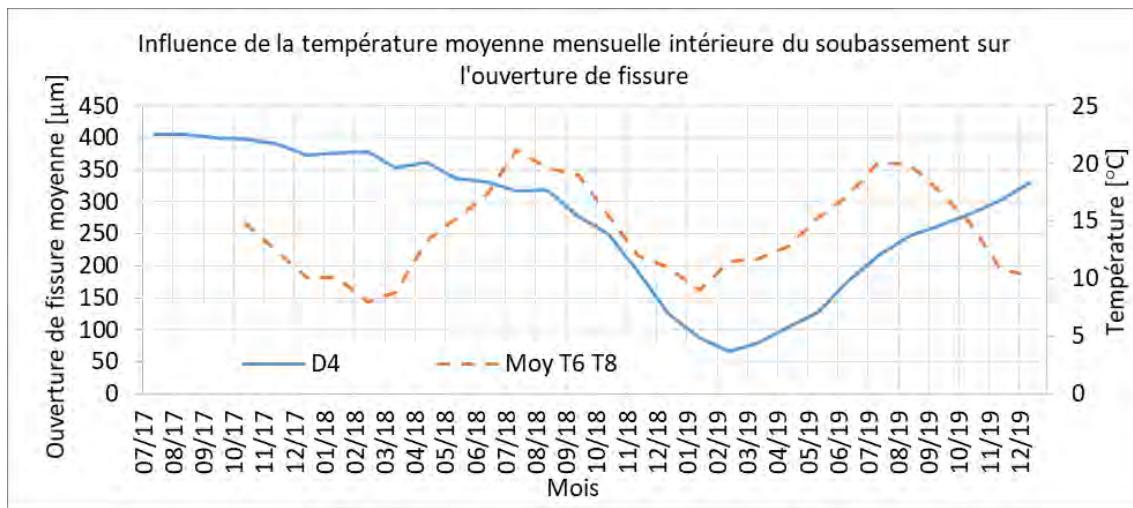


Figure 105 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T6-8 sur l'ouverture de fissure D4

Le comportement du capteur D5 est aussi expliqué par les changements thermiques météorologiques et notamment par la température dans la paroi du côté extérieur. Les périodes de fermeture (déjà expliquées dans les paragraphes précédents) se situent entre mars et septembre, les mois qui présentent des moyennes et hautes températures. Par contre, les périodes de fermeture sont entre septembre et mars, c'est-à-dire durant les mois qui présentent les températures les plus basses.

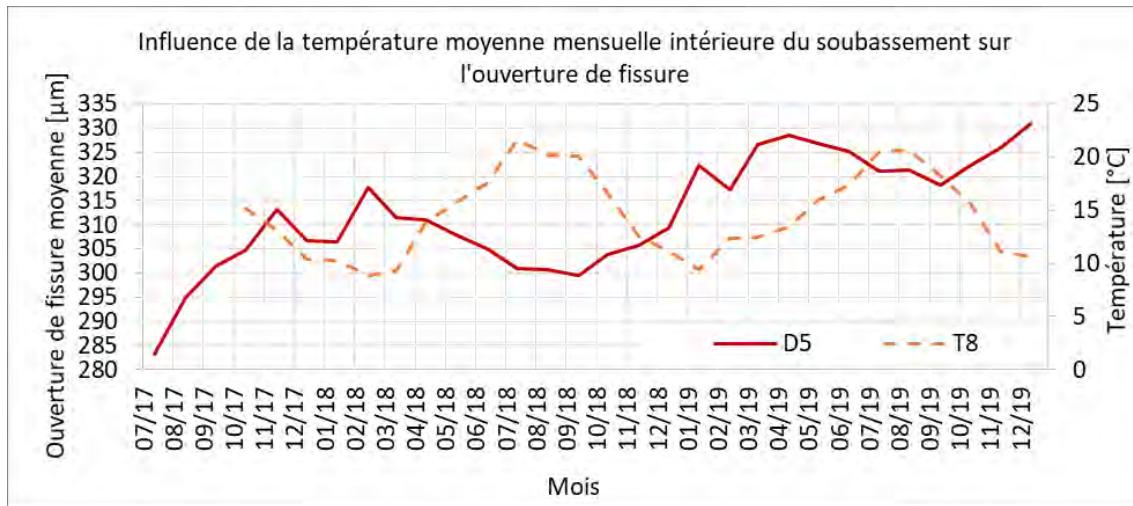


Figure 106 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T8 sur l'ouverture de fissure D5

Pendant les deux années d'enregistrement et pour une analyse à long terme, on remarque que le gradient thermique n'a pas d'influence directe sur le comportement général des fissures. Cependant ce paramètre sera vérifié pour toutes les analyses.

7.2.1.2. Analyse de l'amplitude journalière

L'amplitude journalière représente la différence entre la valeur maximale et minimale de l'ouverture d'une fissure pendant une journée. La Figure 107 montre la moyenne mensuelle des amplitudes journalières pour les analyser pendant les deux ans d'enregistrement. La variation mensuelle des amplitudes journalières des fissures instrumentées par D2 et D4 suivent la même allure avec des valeurs deux fois plus élevées données par le capteur D3. Etant donné que D2 et D4 sont installés sur la même fissure, les allures de la variation mensuelle des amplitudes journalières données par ces deux capteurs sont parallèles, avec une amplitude mensuelle de 8,4 μm plus élevée pour la courbe D2 sur D4. Les valeurs de D2 sont plus élevées car il est placé sur un joint.

D'après la Figure 107, l'amplitude journalière des fissures ne présente pas une augmentation constante. Même si l'influence saisonnière est remarquable, la valeur maximale annuelle n'augmente pas progressivement. Généralement, la période estivale présente la valeur maximale de l'amplitude journalière maximale.

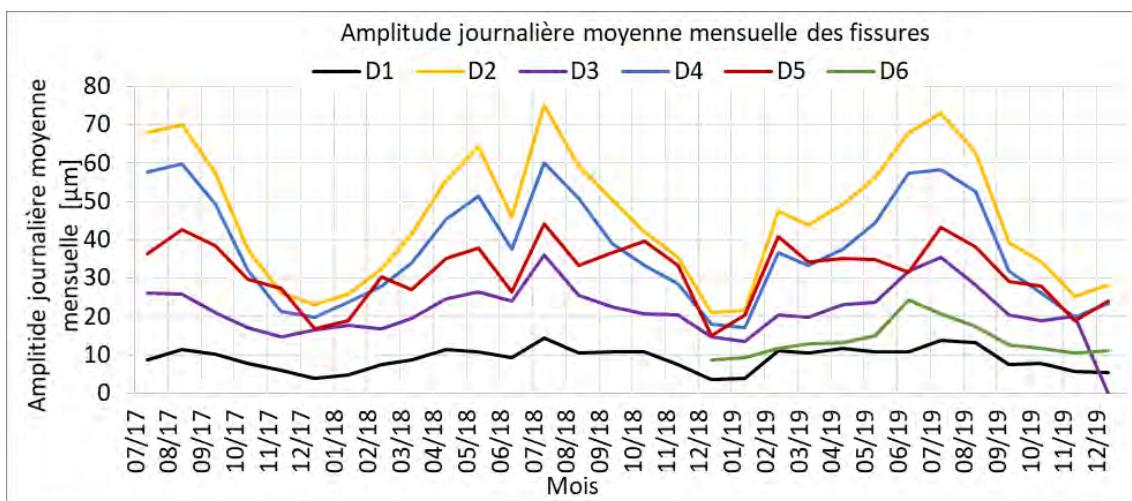


Figure 107 Amplitude journalière moyenne mensuelle des fissures dans la période d'enregistrement

Par ailleurs, la Figure 108 permet d'observer la relation entre la variation du gradient thermique dans le mur en maçonnerie sur une journée et l'amplitude journalière des fissures. Le gradient thermique est strictement lié à la température extérieure du mur de soubassement, puisque la température intérieure ne varie quasiment pas.

7. Les fissures

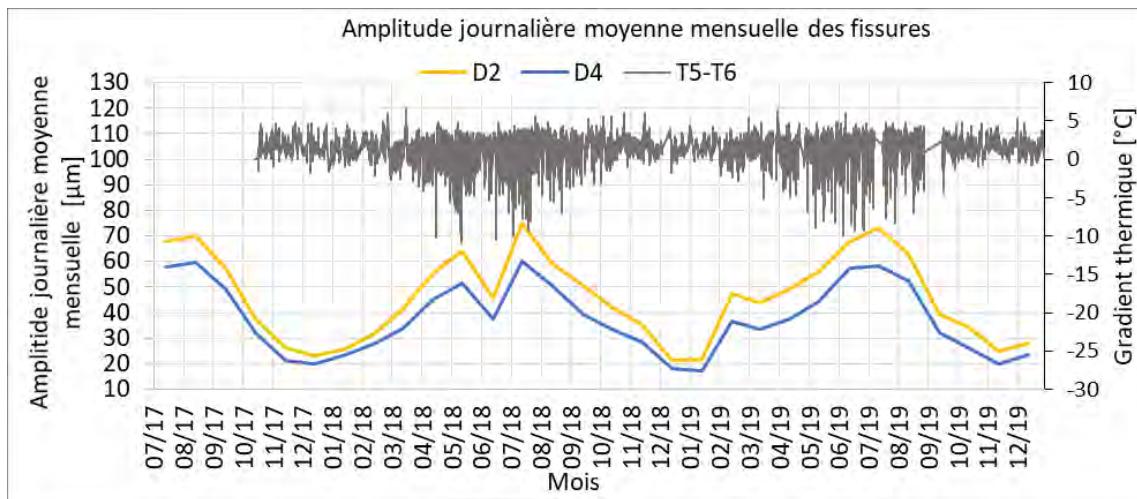


Figure 108 Amplitude journalière moyenne mensuelle des fissures par rapport au gradient thermique correspondant

7.2.2. Analyse saisonnière

Pour les mois de calcul présentés dans le Tableau 53, le changement dans la valeur de l'ouverture de fissure ΔL est calculé (troisième colonne) en fonction de ΔT (deuxième colonne). Les autres colonnes présentent les valeurs de l'écart de l'ouverture moyenne mensuelle par rapport à la ligne de tendance enregistrée par D1 et D3. Selon les résultats de ce tableau, D1 est le capteur qui a la concordance la plus élevée avec les changements thermiques. Le fait de pouvoir expliquer ces valeurs par le changement thermique permet de valider les mesures faites par les capteurs.

Tableau 53 Calcul de ΔL saisonnier durant le temps d'enregistrement

	ΔT [°C]	ΔL [μm]	ΔW D1 [μm]	ΔW D3 [μm]
févr-18	6,4	16 +/- 3	19	15
mars-19	2,5	6 +/- 1	5	6
juil-19	5,1	13 +/- 2	16	

Le comportement saisonnier fait référence aux analyses réalisées sur les données groupées en différentes saisons. Ce paragraphe présente le comportement de chaque fissure pendant le temps d'enregistrement au cours de chaque saison. Les mesures des pics de fermeture et d'ouverture sont prises par rapport à la ligne de tendance des moyennes de l'ouverture de fissure mensuelle. D'autre part, les points morts font références au moment où l'écart entre l'ouverture de fissure et la ligne de tendance est nul.

7. Les fissures

Tableau 54 Ecart d'ouverture de fissure par rapport à la ligne de tendance du comportement

Ecart d'ouverture de fissure par rapport au		D1	D2	D3	D5	D4	D6
Eté 2017	[µm]	-13	5	-1	-14	-11	
Eté 2017 à hiver 2017	[µm]	19	-13	15	13	-13	
Hiver 2017 à été 2018	[µm]	-16	14	-19	-12	32	
Eté 2018 à hiver 2018	[µm]	11	-14	6	10	-109	-5
Hiver 2018 à été 2019	[µm]	-16	15	-2	-6	32	7
Eté 2019 à hiver 2019	[µm]	12	-8	8	4	-1	-5

Le Tableau 54 résume la valeur des pics d'ouverture (valeurs positives) et de fermeture (valeurs négatives) de toutes les fissures par saison. Le pic maximal d'ouverture est de 19 µm pour D1, et le pic maximal de fermeture est de -19 µm pour D3. A long terme, ces deux fissures sont les moins évolutives. Cela confirme que le comportement des fissures est fortement influencé par les températures saisonnières. D6 est la fissure qui présente les valeurs les plus faibles ; c'est la fissure qui suit un comportement d'ouverture le plus constant avec peu d'influence saisonnière.

La Figure 109 montre le comportement de la fissure instrumentée par le capteur D1. Cette figure montre que les pics d'ouverture sont toujours en février et les pics de fermeture en août. Les pics d'ouverture par rapport à la ligne de tendance pendant les périodes froides ont une valeur de 19 µm en 2017 avec un taux d'ouverture de 5,3 µm par mois et 12 µm en 2018 avec un taux de 4,7 µm. Les pics de fermeture sont de 13 µm en 2017, de 16 µm en 2018 avec un taux de fermeture de 7,0 µm par mois et de 16 µm en 2019 avec un taux de 4,7 µm par mois. Cela donne un taux d'ouverture moyen de 5 µm par mois et un taux de fermeture moyen de 5,9 µm par mois.

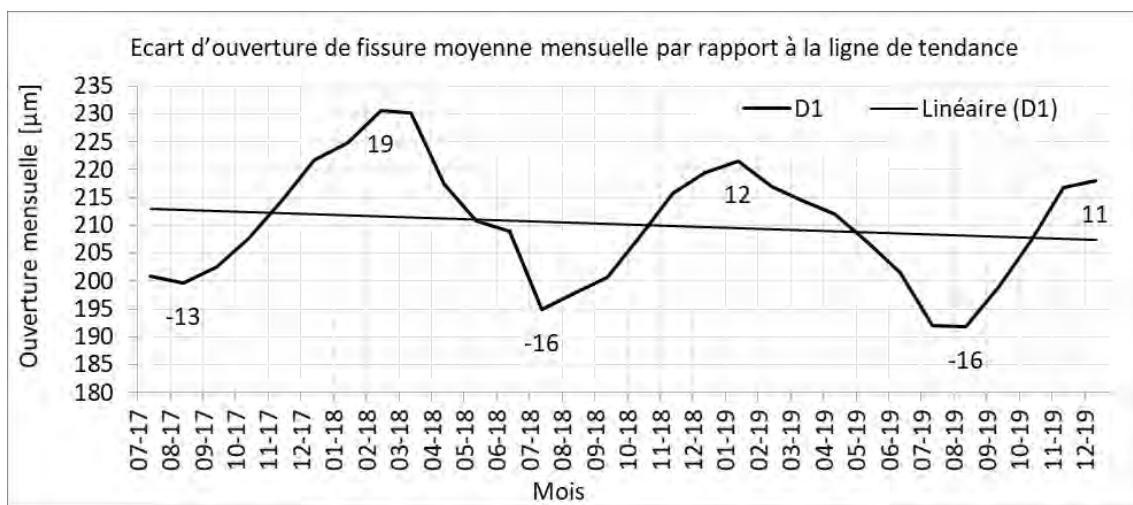


Figure 109 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D1 par rapport à la ligne de tendance

En 2017, la fissure instrumentée par D1 a eu des variations plus extrêmes en hiver qu'en été. L'écart de température par rapport à la ligne de tendance de la température météorologique

7. Les fissures

dans l'été est de 4 °C et en hiver est de -6 °C. La saison hivernale de 2018 a connu une ouverture de fissure plus élevée que celle enregistrée pendant l'hiver de 2019 (7 µm plus élevée). Effectivement, l'écart de température par rapport à la ligne de tendance de la température météorologique de l'hiver 2019 est 2 °C moins élevée que celui de 2018.

Le comportement de D3 est représenté dans la Figure 110. Les pics d'ouverture sont janvier et février, et les pics de fermeture sont entre juillet et septembre. Pour la saison hivernale de 2017, le pic d'ouverture est de 15 µm avec un taux d'ouverture de 2,3 µm par mois. Alors que, en 2018, le pic d'ouverture est de 6 µm avec un taux d'ouverture de 6,3 µm par mois. Les pics de fermeture sont de 1 µm en 2017, de 19 µm en 2018 avec un taux de fermeture de 4,9 µm par mois et de 2 µm en 2019 avec un taux de 1,3 µm par mois. Cela donne un taux de fermeture moyen de 3,1 µm par mois.

En 2017, le pic d'ouverture est 9 µm plus important qu'en 2018 et la différence de température entre ces deux saisons est de 2 °C (en 2017 plus froid) expliquant ainsi la différence d'ouverture. En 2018, le pic de fermeture de D3 est 4 µm plus élevée que celui d'ouverture de la saison hivernale antérieure, cette situation ne s'explique pas par les changements thermiques entre les deux saisons. D'autre part, pendant l'été de 2018 la température a augmenté en moyenne de 5,2 °C par rapport à la ligne de tendance, et pendant l'été de 2019 l'augmentation a été de 5,1 °C, ces deux valeurs sont très proches. En revanche, la valeur saisonnière de l'ouverture de fissure est de 19 µm en 2018 et de 2 µm en 2019. Par conséquence, la valeur de 2018 n'est pas expliquée par les changements thermiques de la saison.

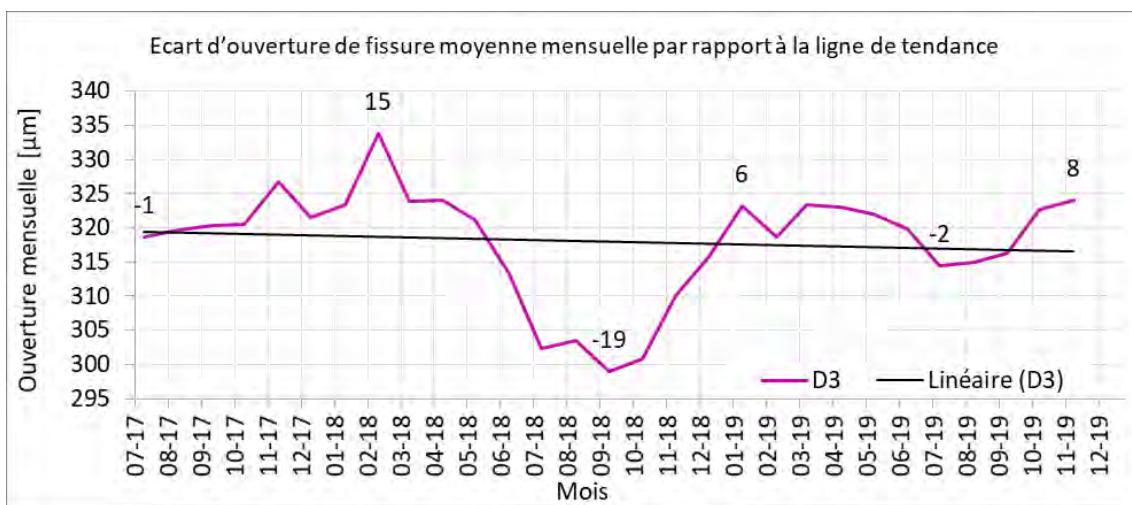


Figure 110 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D3 par rapport à la ligne de tendance

La Figure 111 montre le comportement de la fissure instrumentée par le capteur D6. Cette fissure illustre les pics de fermeture durant la saison froide en janvier et les pics d'ouverture en saison chaude en août. Les pics de fermeture pendant la saison froide sont de 5 µm en 2018 et

7. Les fissures

2019 avec un taux de fermeture de 3 μm par mois. Le pic d'ouverture en saison chaude est 7 μm en 2019 avec un taux d'ouverture est de 2 μm par mois. Ce comportement est en relation avec les températures saisonnières météorologiques. Pendant l'hiver de 2018 la température s'est élevée de 2,3 °C. Par conséquence, en été la fissure s'est ouverte 2 μm de plus.

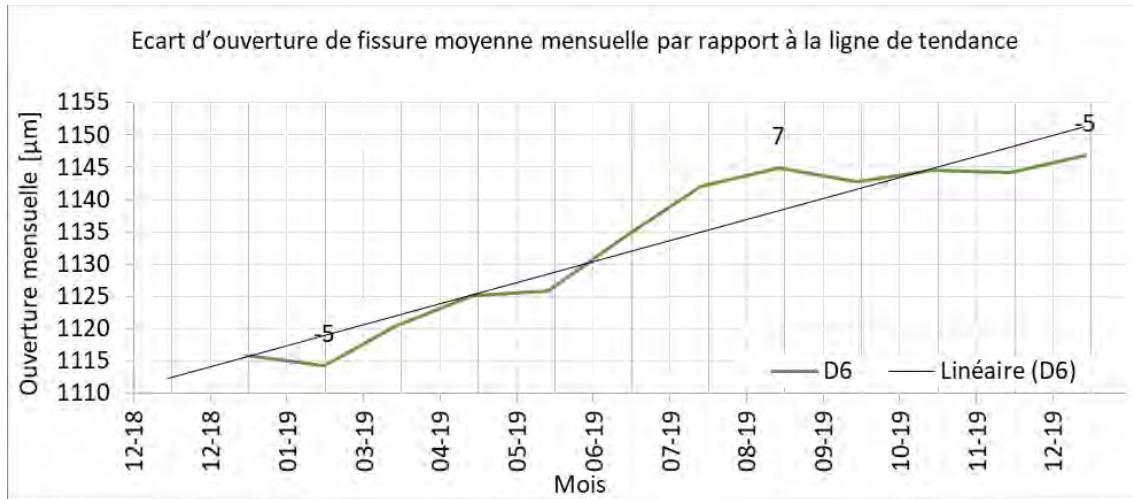


Figure 111 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D6 par rapport à la ligne de tendance

La fissure instrumentée par D2 (Figure 112) présente des périodes des pics similaires à D6 et contraires à D1 et D3, les pics d'ouverture sont pendant les saisons d'échauffement. Alors que les pics de fermeture se présentent pendant les saisons de refroidissement, avec des taux d'ouverture et fermeture différents, D2 a eu deux périodes d'ouverture et trois périodes de fermeture. Une première période d'ouverture entre décembre 2017 et juillet 2018 avec un taux d'ouverture de 3,9 μm par mois, et une deuxième entre février 2019 et juillet 2019 avec un taux 5,8 μm par mois. Cela mène à une moyenne d'ouverture de 4,9 μm par mois pendant le temps d'augmentation de la température. La fissure du capteur D2 s'est mise en fermeture en trois périodes, entre juillet 2017 et décembre 2017 avec un taux de 2 μm pas mois, après entre juillet 2018 et février 2019 avec un taux de 4,0 μm par mois et entre juillet 2019 et décembre 2019 avec un taux de 4,6 μm pas mois. Cela donne un taux moyen de fermeture de 3,5 μm par mois pendant le temps d'abaissement de la température. Etant donné que le taux d'ouverture est plus important que celle-ci de fermeture, à long terme la fissure s'ouvre.

7. Les fissures

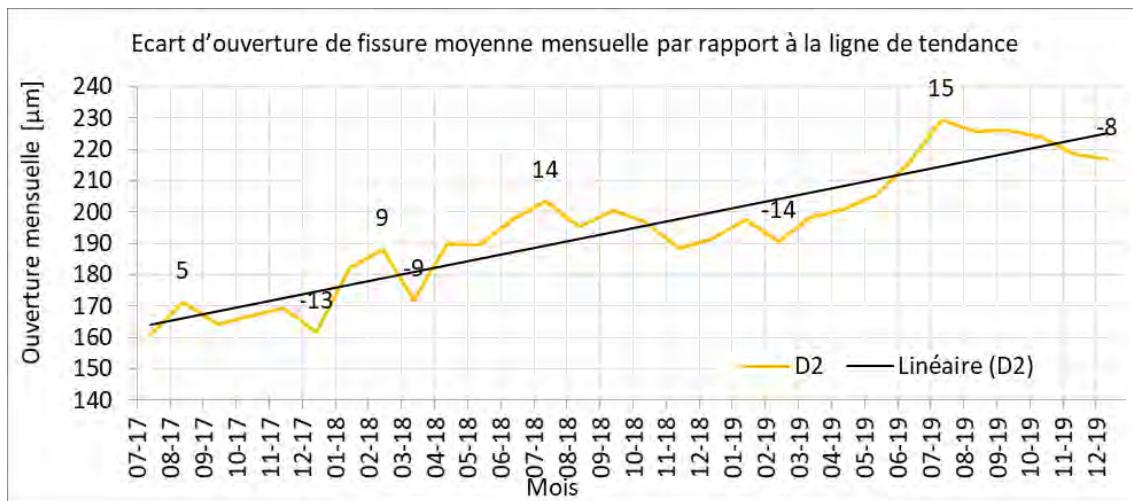


Figure 112 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D2 par rapport à la ligne de tendance

La fissure instrumentée par D4 suit des comportements à long terme différents de ceux des autres fissures. Cependant, l'amplitude journalière de D2 a la même allure que celle de D4. Nous supposons que le comportement saisonnier est similaire à celui de D2, et pour le prouver, il faudra faire l'analyse saisonnière de la fissure du capteur D4 en gardant les points morts de D2. Trois différentes lignes de tendance sont nécessaires : la première entre le début d'enregistrement et avril 2018, une deuxième entre avril 2018 et mai 2019 qui contient un point mort en octobre 2018 et une troisième entre mai 2019 et décembre 2019.

Avec cette stratégie, nous avons encore une correspondance d'allure entre les données des deux capteurs (Figure 113). En décembre 2017, l'écart entre l'ouverture et la ligne de tendance est de 13 μm (en fermeture). Pendant l'été 2018, l'écart est de 32 μm (en ouverture) et en hiver 2019 cet écart est de 109 μm (en fermeture). Finalement, l'écart est de 32 μm en été 2019(en ouverture). Le comportement saisonnier de la fissure instrumentée par D4 n'est pas expliqué par les changements thermiques.

7. Les fissures

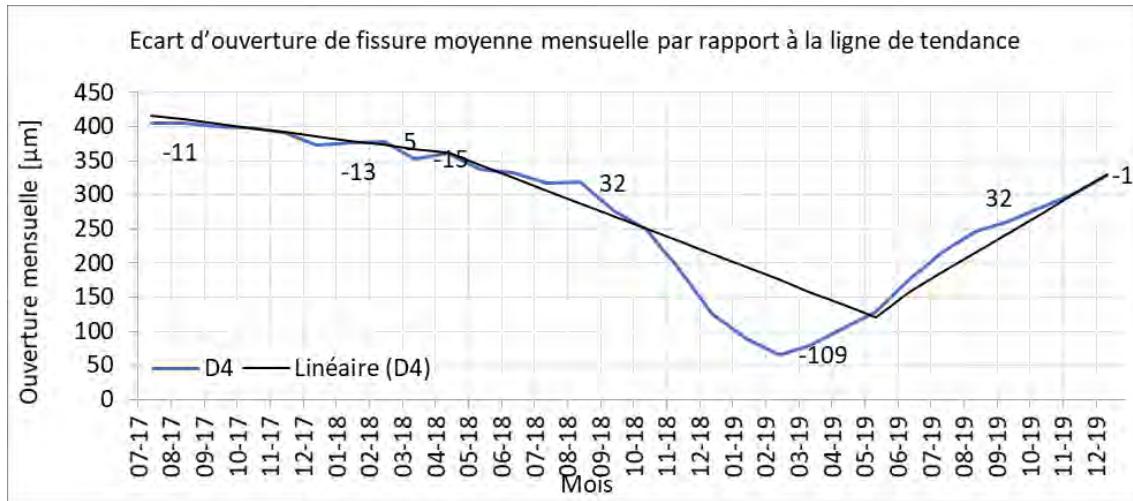


Figure 113 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D4 par rapport à la ligne de tendance

Le capteur de la fissure D5 (Figure 114) montre des pics d'ouverture et de fermeture plus semblables à ceux instrumentés D1 et D3. En saisons froides, la fissure a des pics d'ouverture et en saison chaude a des pics de fermeture. Les pics de fermeture sont de 14 μm en 2017, 12 μm en 2018 et 6 μm en 2019. Les pics d'ouverture sont de 13 μm en 2018 et 10 μm en 2019. Les périodes d'ouverture ont été entre juillet 2017 et février 2018 avec un taux d'ouverture de 3,9 μm par mois, entre septembre 2018 et avril 2019 avec un taux 3,1 μm par mois, cela donne un taux moyen d'ouverture de 3,5 μm par mois. La fissure s'est mise en fermeture durant deux périodes : entre février 2018 et septembre 2018 avec un taux de 3,5 μm pas mois, puis entre avril 2019 et septembre 2019 avec un taux de 3,2 μm pas mois, cela donne un taux moyen de fermeture de 3,3 μm par mois.

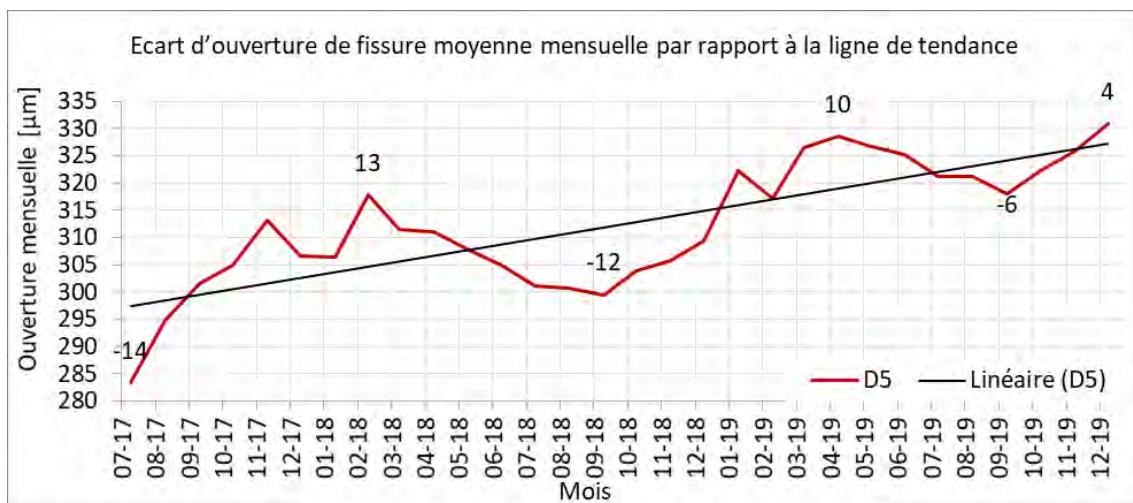


Figure 114 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D5 par rapport à la ligne de tendance

La Figure 115 montre que D3 et D5 ont un comportement de fermeture pendant les saisons froides et d'ouverture pendant les saisons chaudes, avec des comportements semblables. Pendant la première année d'enregistrement, entre juillet 2017 et juillet 2018, D1 a eu un

7. Les fissures

comportement similaire à celui de D3 et D5. Mais après cette période, D3 et D5 ont retardé les points morts de 2 mois, contrairement à D1, qui a gardé ses points morts en novembre et mai.

D2, D4 et D6 ont un comportement totalement contraire à celui de D1, les fissures de D2, D4 et D6 se ferment pendant les saisons froides et se ferment pendant les saisons chaudes. Les points morts de D2, D4 et D6 sont similaires aux points morts de D1, toujours avec une allure de la courbe inverse. D2 et D4 ont un comportement saisonnier très semblable dû au fait que les deux capteurs sont localisés dans la même fissure, bien que l'analyse de la fissure D4 nécessite un traitement spécial.

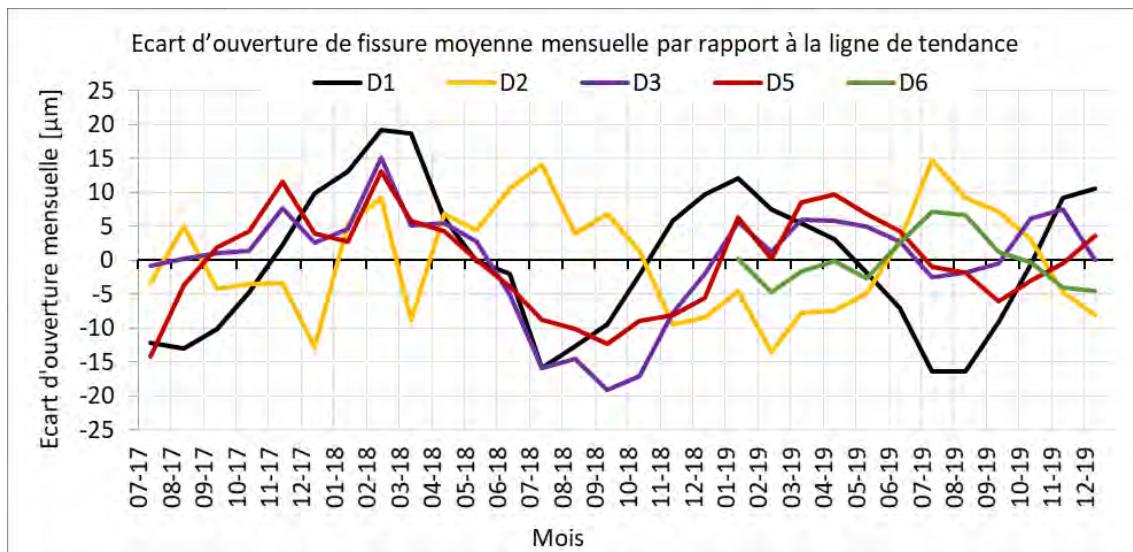


Figure 115 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle des fissures par rapport à ses lignes de tendance

Les points morts sont communs en octobre 2017 et avril 2018 pour toutes les fissures, mais après cette période il y eu un décalage des comportements qui ne permet pas d'établir des points morts communs. Pour D1, la suite des points morts est octobre 2018, mai 2019 et octobre 2019. Pour D3, la suite des points morts est décembre 2018, juillet 2019 et septembre 2019. Pour D6 : juin 2019 et octobre 2019. Pour D2, les points morts sont mai 2019 et octobre 2019 et enfin, pour D5, décembre 2018 et juillet 2019. Si la température météorologique est prise en compte (Figure 116), les points morts de la température sont identiques à celles de D1 et D2.

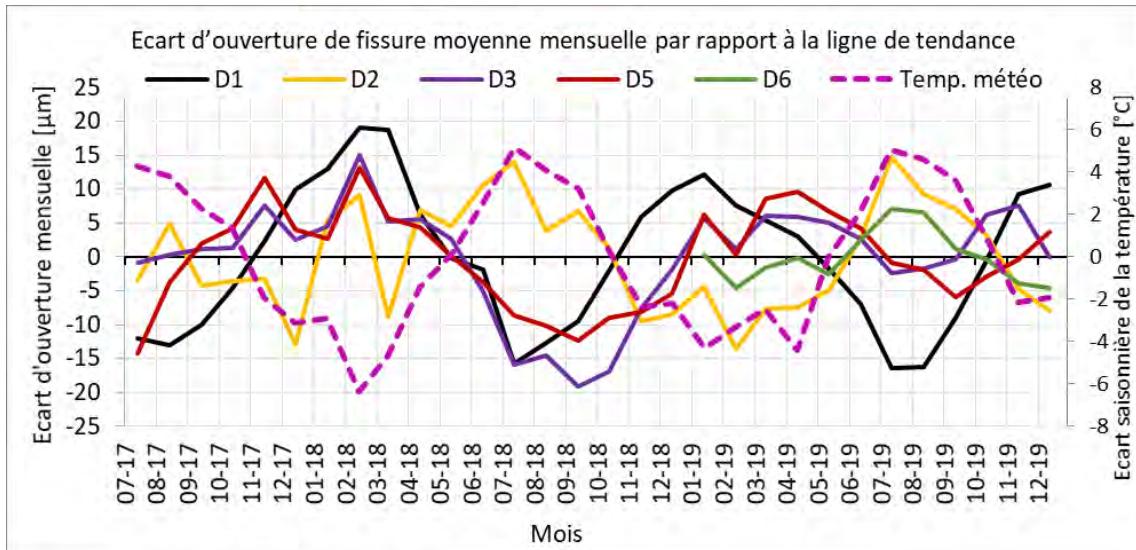


Figure 116 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle des fissures et de la température météorologique par rapport à la ligne de tendance

Ces observations sont en accord avec les conclusions des études de Roje Bonacci *et al.* [73], [74]. Les effets climatiques expliquent le mouvement général des fissures, mais on peut différencier deux types de fissures, celles qui bougent au tour d'une valeur moyenne (D1, D3 et D5), et un autre groupe qui présente un comportement constant d'ouverture avec changement dans le taux d'ouverture par saison (D2 et D6).

7.2.3. Analyse journalière

Les analyses des paragraphes précédents ont été faites avec des valeurs moyennées des données issues de l'instrumentation. Dans une analyse à court terme, comme c'est le cas des analyses journalières, il est nécessaire de prendre les données horaires pour arriver à comprendre le comportement journalier du paramètre étudié.

A petite échelle de temps, le comportement thermique de la fissure instrumentée par le capteur D1 est plus évident. Le Tableau 55 présente la confirmation du lien qui existe entre ΔW et le gradient thermique ΔT dans le mur. Dans les cas exposés, la valeur enregistrée par le capteur D1 est toujours dans la plage des valeurs expliquées par la variation thermique mesurée par le capteur de température le plus proche de la fissure du montant n° 3 (capteur D1).

7. Les fissures

Tableau 55 Calcul de ΔL journalier

	ΔT_4 [°C]	ΔL [μm]	$\Delta W D1$ [μm]
30/11/2019	1,5	4 +/- 0,7	4
04/12/2019	4,8	13 +/- 2,4	12
02/11/2018	8,9	25 +/- 4,5	20
02/08/2019	11,1	31 +/- 5,7	28

7.2.3.1. *Effet de la température*

Le Tableau 56 montre le bilan des amplitudes journalières de tous les capteurs. La dernière ligne montre le mois ayant l'amplitude journalière maximale. Dans tous les cas, la valeur maximale apparaît en période estivale, sauf pour D5 qui présente les valeurs maximales à la fin de février et mars 2019. La fissure avec l'amplitude journalière minimale est celle instrumentée par D1, alors que D2 présente la fissure avec l'amplitude moyenne maximale, probablement du fait que ce LVDT se situe sur un joint. Cependant, la deuxième fissure avec la deuxième amplitude maximale est D4, c'est-à-dire la même fissure que D2 sur le montant n°11.

Tableau 56 Bilan de l'amplitude journalière

	D1	D2	D3	D4	D5	D6
Amplitude journalière moyenne [μm]	9	47	22	38	32	15
Amplitude journalière max [μm]	34	143	69	120	101	50
	juil.-18	juin-19	juin-19	août-17	févr.-19	juin-19

En général, l'amplitude journalière est plus élevée que l'amplitude saisonnière. Cette observation se justifie par le fait que les températures extérieures du soubassement ont aussi des amplitudes journalières plus importantes que les amplitudes saisonnières.

Pour l'analyse à l'échelle de la journée, les dates présentant les pics de température et de gradients thermiques de toute la période d'enregistrement des données ont été choisies. Ce sont :

- Le 27 février 2019 et le 27 mars 2019, où la différence de température diamétrale à l'intérieur du soubassement est extrême. Sur ces journées, la différence de température entre les deux capteurs Ouest est aussi extrême et les gradients thermiques opposés sont aussi extrêmes,
- Le 14 mai 2018, où la différence de température entre les deux capteurs Nord-Est est extrême, ainsi que le gradient thermique maximal du côté Nord,
- Le 3 janvier 2019, où la différence de température entre les deux capteurs Sud est extrême, ainsi que le gradient thermique Sud maximal,

7. Les fissures

- Le 4 octobre 2018, où la différence de température entre les deux capteurs Est est extrême, ainsi que le gradient thermique Est est maximal.

De même, les dates présentant les variations d'ouverture des fissures extrêmes sur les 2 ans et demi sont :

- Le 28 février 2019 et le 1 août 2019, qui ont eu les valeurs extrêmes de D1 et D3,
- Le 4 décembre 2019, qui a eu les valeurs extrêmes de D2, D5 et D6,
- Le 30 novembre de 2019, qui a eu la valeur extrême de D3,
- Le 1 juin 2019, qui a eu la valeur extrême de D6.

Analyse des paramètres à considérer

Le but de l'analyse est de déterminer quel est le paramètre le plus influent sur l'ouverture des fissures. Dans la Figure 117 le comportement des fissures est présenté en ligne continue, les gradients thermiques en ligne deux points - tiret, la température météorologique Tw (weather) en ligne vert foncé continue, les températures extérieures en tirets et les températures intérieures en ligne pointillée.

La Figure 117 montre que le pic de fermeture des fissures est décalé d'une heure par rapport au pic du gradient thermique dans certains cas. Cependant, la température extérieure coïncide toujours avec le pic des fissures. La température du parement intérieur a des variations très faibles sans corrélation avec le comportement des fissures. En outre, le comportement des fissures est moins dépendant de la température météorologique (Tw) à l'échelle de la journée que de la température extérieure dans le soubassement. En conclusion, le paramètre qui suit de près l'ouverture de fissure est la température extérieure, désormais l'analyse journalière sera faite par rapport à la température extérieure.

7. Les fissures

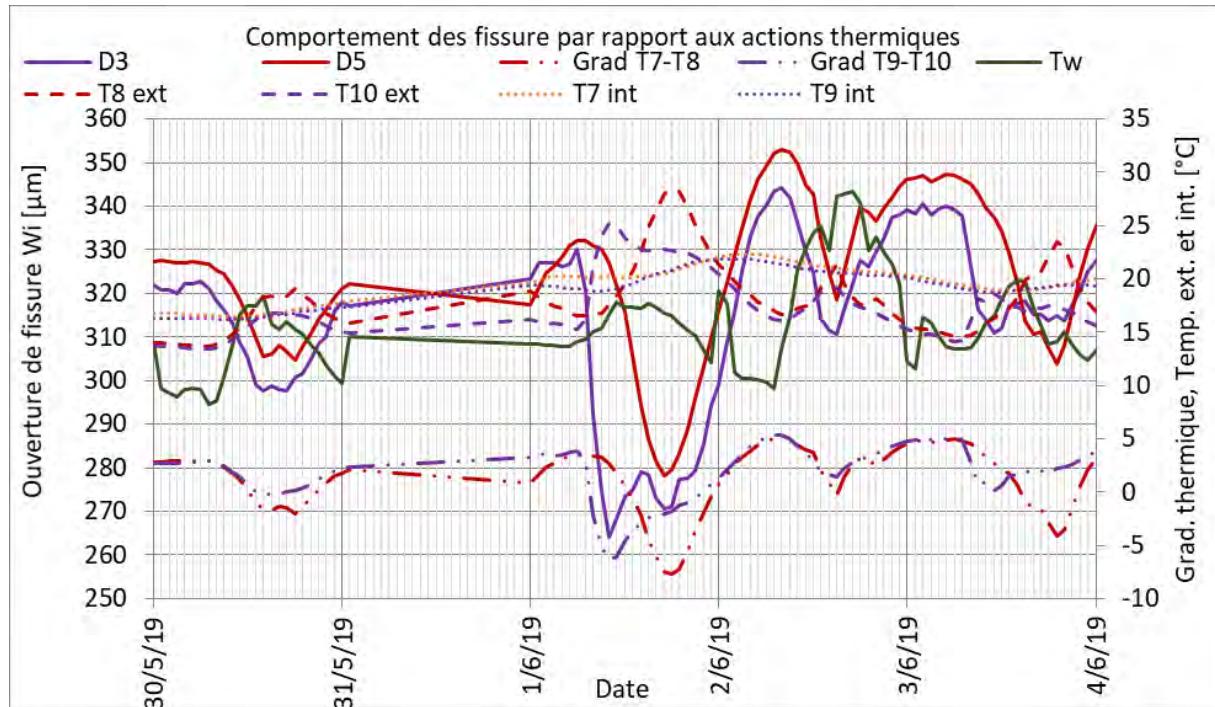


Figure 117 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques

Effet de la température extérieure sur l'ouverture de fissure

La coïncidence du pic de fermeture avec le pic de la température est évidente sur toutes les fissures entre la Figure 118 et la Figure 126, T8 (SO) et T10 (NE) sont les capteurs les plus proches de D5, D6 et D3 un de l'Est et l'autre au Ouest, les autres ne sont pas montrés pour faciliter la lecture et ne pas saturer les figures. Mais la correspondance parfaite est toujours visible sur le capteur de température extérieure plus proche de la fissure.

Une autre coïncidence est aussi observable entre D4 et D2. A court terme, D2 et D4 ont exactement le même comportement sous l'action de la température mesurée au point le plus proche.

Pour le côté Ouest, la température maximale est atteinte vers 19h. Du côté Est, l'heure de la température maximale dépend de l'ensoleillement. Sur les journées non ensoleillées, la température reste quasi constante et le pic sera aussi vers 19h. Mais sur les journées chaudes et ensoleillées, ce pic sera vers midi. Pour cette raison, il y a un décalage des pics de fermeture entre les fissures du côté Est (D1 et D3) et Ouest (D2, D4 et D5).

7. Les fissures

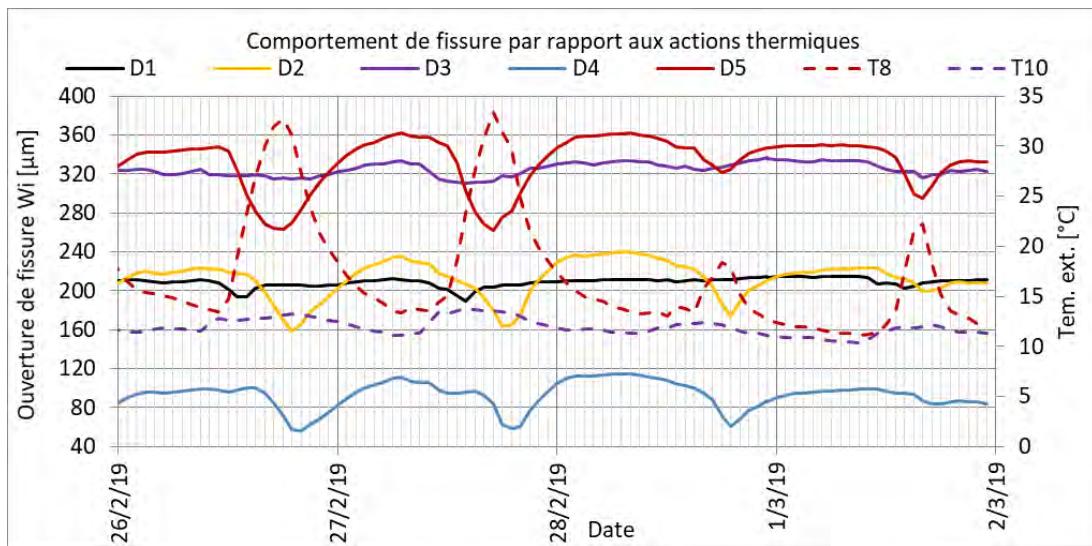


Figure 118 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques 27/02/2019

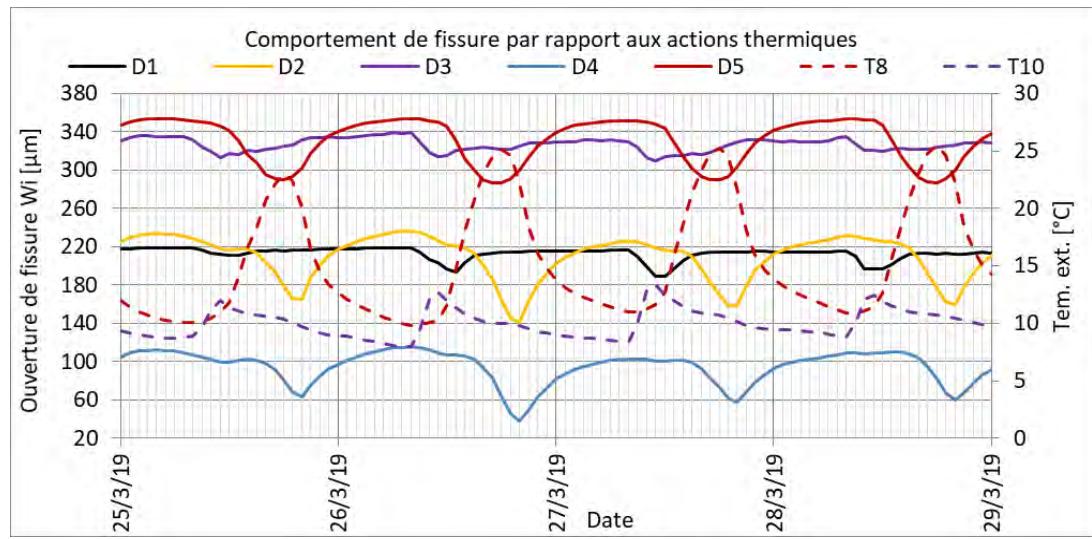


Figure 119 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 27/03/2019

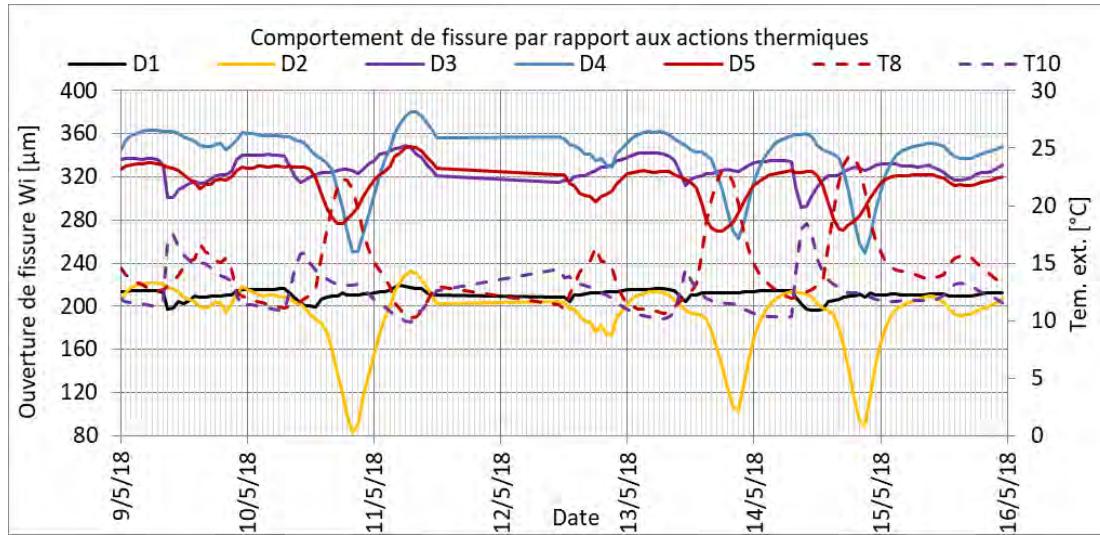


Figure 120 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 14/05/2018

7. Les fissures

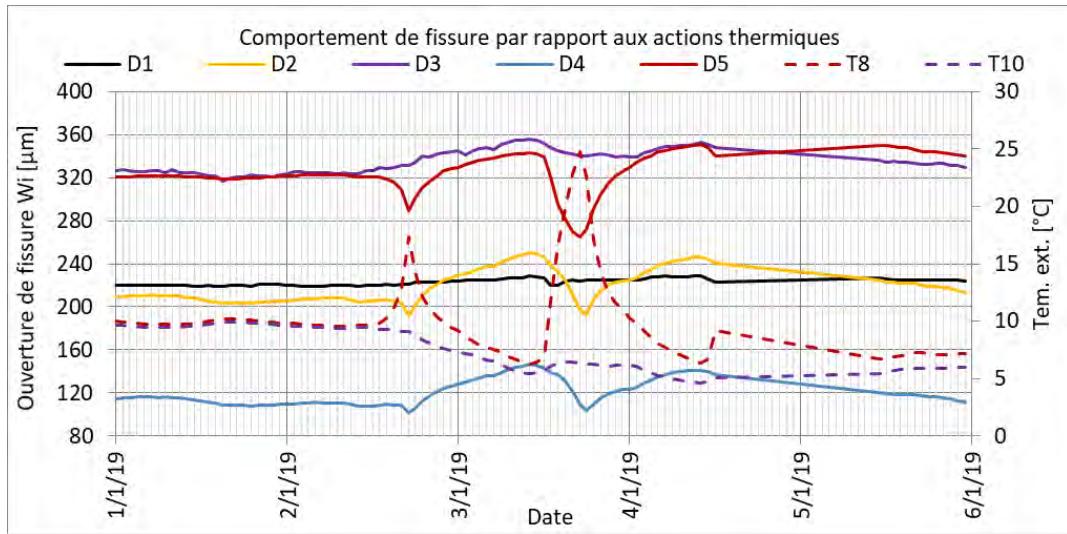


Figure 121 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 03/01/2019

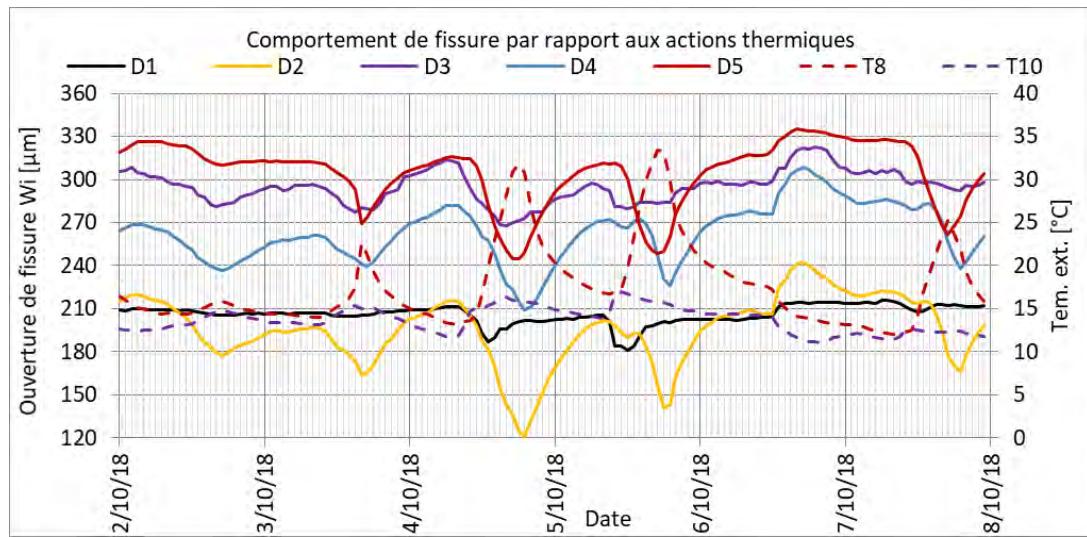


Figure 122 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 04/10/2018

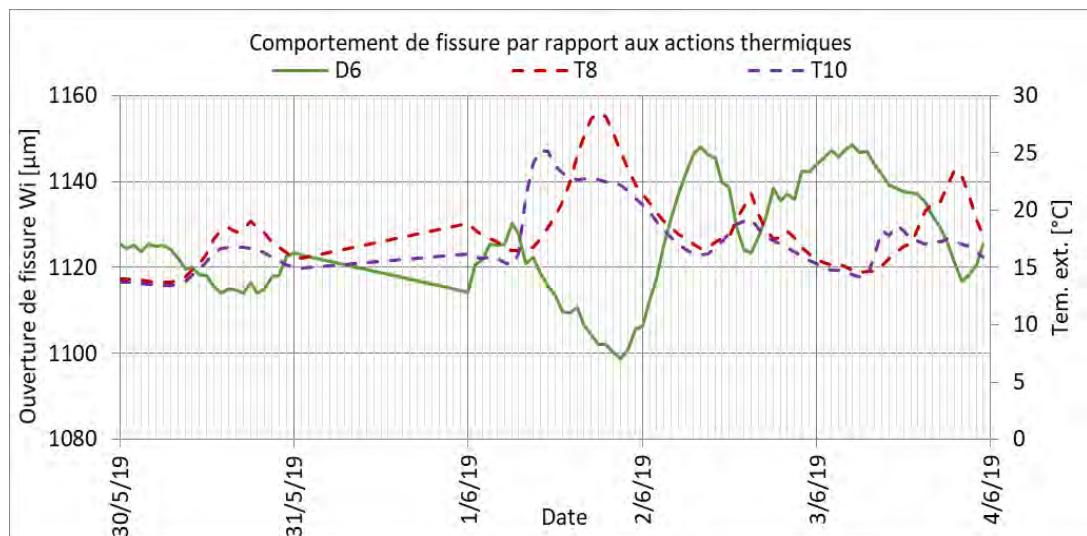


Figure 123 Comportement de la fissure D6 par rapport aux actions thermiques - 01/06/2019

7. Les fissures

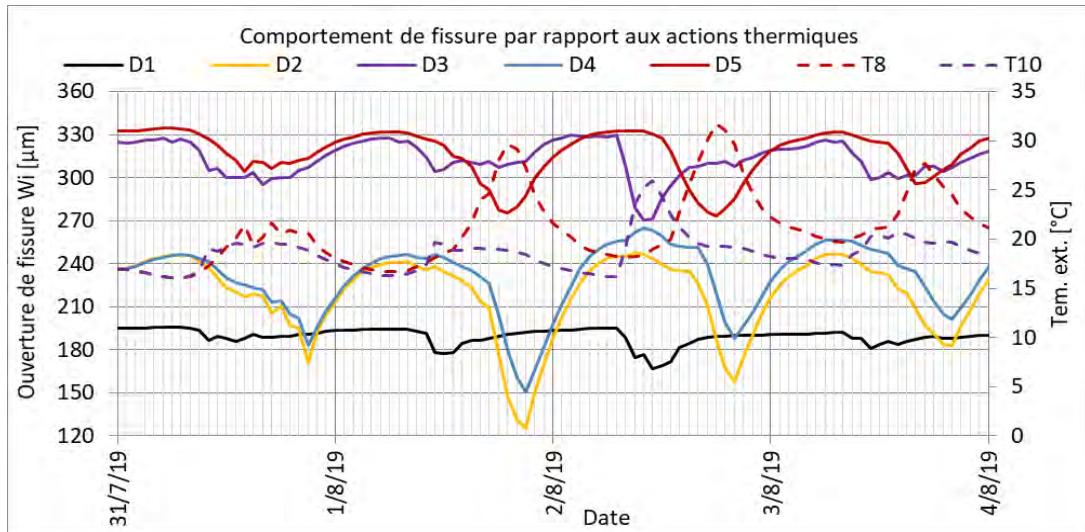


Figure 124 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 01/08/2019

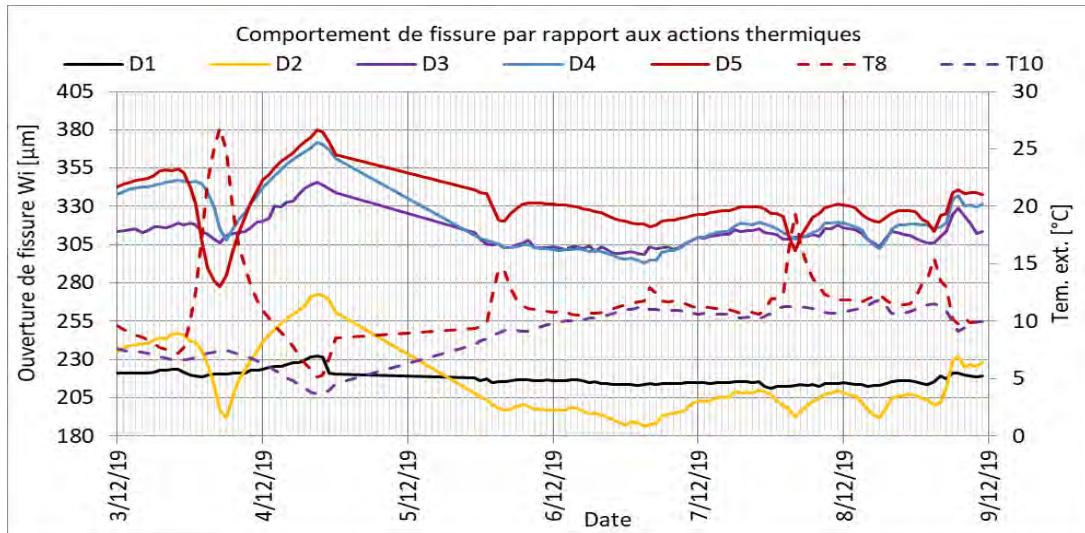


Figure 125 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 03/12/2019

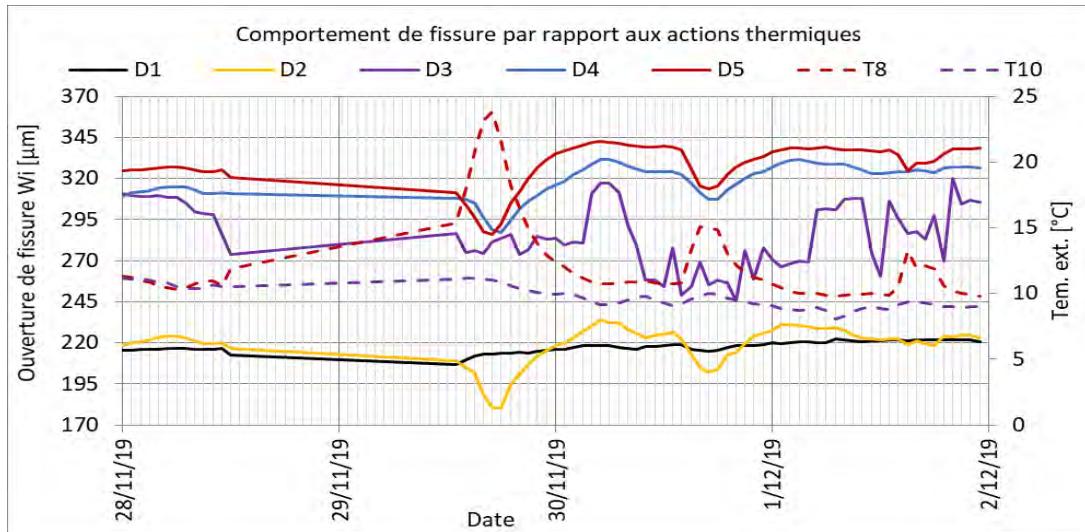


Figure 126 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 30/11/2019

7.2.3.2. Effet du vent

Pour évaluer l'effet du vent sur le comportement des fissures, la Figure 127 présente le comportement de tous les capteurs installés sur les fissures par rapport à la vitesse du vent enregistrée à Plouguerneau Vw pendant une journée où la vitesse du vent était proche de la vitesse du vent moyenne sur les 2 ans.

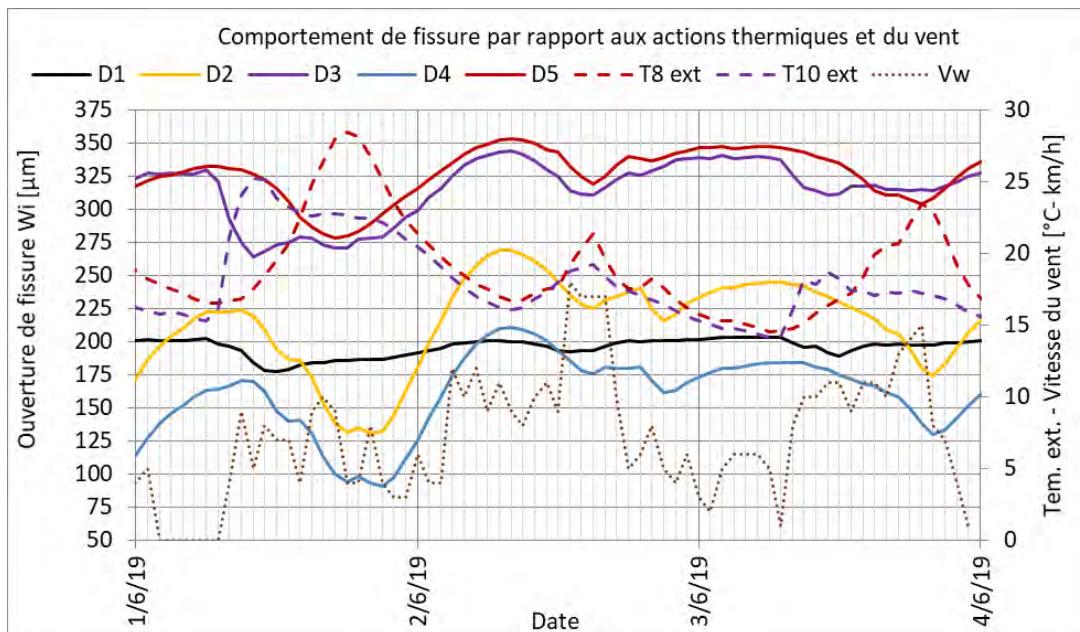


Figure 127 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques et du vent en juin 2019

La Figure 128 montre le cas des journées avec du vent fort (vitesse maximale enregistrée de 32 km/h). Pendant la journée du 10 mars 2019 il y a un grand mouvement de la vitesse du vent et des fissures. Cependant, l'influence de la température extérieure T8 explique toujours les pics de l'ouverture de fissure, les autres températures extérieures ne se montrent pas dans la figure pour ne pas la saturer. A partir de la journée du 14 mars les vitesses du vent sont au-dessus de 20 km/h mais le comportement des fissures ne bouge pas autant que les jours d'avant, alors que la température extérieure reste aussi sans variations remarquables.

Dans les deux figures, la température du soubassement côté extérieur continue à être le facteur le plus influent sur le comportement des fissures. Par contre, la variation de la vitesse du vent n'a pas une influence visible sur le comportement des fissures, l'analyse a été faite pour des journées avec un vent de vitesse moyenne et un vent fort.

7. Les fissures

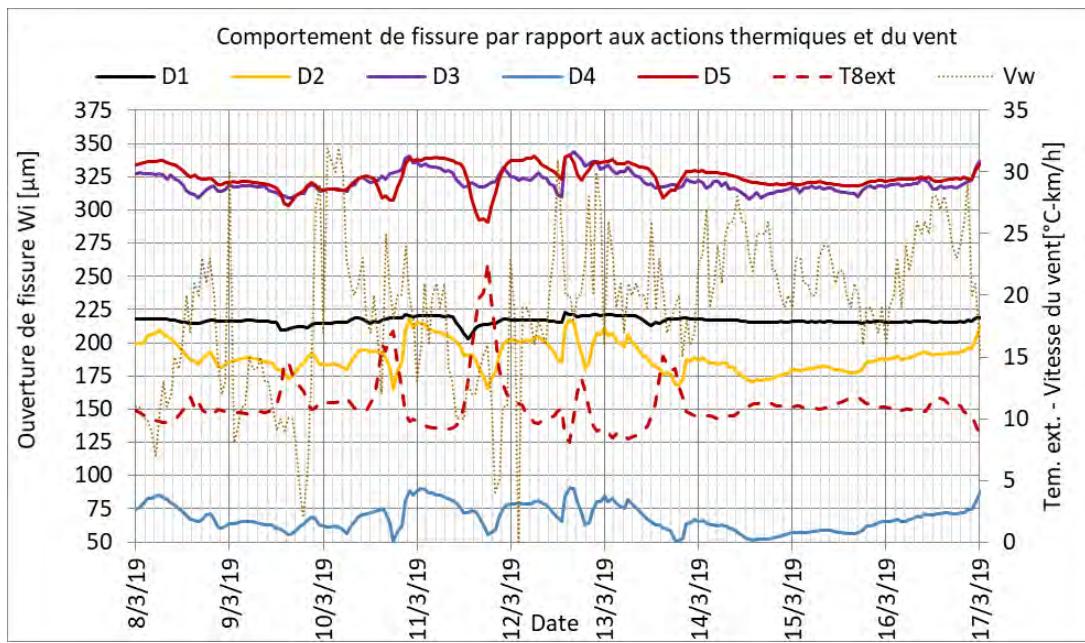


Figure 128 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques et du vent en mars 2019

7.3. Conclusions

A toutes les échelles d'analyse, les variations de température ont expliqué une partie de la variation de l'ouverture des fissures. Dès le début des analyses, la fissure instrumentée par le capteur D1 a montré un comportement fortement lié avec la variation de la température. Plus l'échelle de temps d'analyse se raccourcit, plus la corrélation est évidente.

A l'échelle annuelle comme à l'échelle saisonnière, le comportement des fissures est expliqué par les variations de la température enregistrée par la station météo implantée à Plouguerneau. Cependant, à l'échelle journalière, c'est la température relevée sur le parement extérieur du mur de soubassement qui explique, à l'heure près, le comportement horaire des fissures.

La fissure du montant n° 11, instrumentée par D2 et D4, est la fissure qui présente les plus grandes amplitudes de variation parmi les fissures instrumentées. Le fait d'avoir placé le capteur D2 sur un joint peut expliquer les amplitudes plus élevées. A court terme, c'est-à-dire à l'échelle de la journée, le comportement de la fissure est expliqué par l'amplitude de la température extérieure du soubassement. Pour des grandes amplitudes de température côté extérieur au soubassement, l'amplitude des fissures augmente. Cependant, le comportement de D4 à long terme reste inexpliqué.

7. Les fissures

A grande échelle, et sur les deux années et six mois d'enregistrement, les fissures du côté Est (D1 et D3) suivent en moyenne un comportement général de fermeture. Par contre, et sur la même durée, les fissures du côté Ouest s'ouvrent (D2 et D5), et au Nord D6 s'ouvre.

Toutes les fissures ont un comportement saisonnier lié avec la température météorologique pour les grandes échelles de temps. Les fissures du côté Est, instrumentées par D1 et D3, s'ouvrent quand la température diminue, alors qu'elles se ferment quand la température augmente. La fissure du côté Nord instrumentée par D6 a présenté un comportement d'ouverture quand la température augmente, et quand la température diminue le taux d'ouverture décroît en conservant toujours une tendance générale d'ouverture. La fissure instrumentée par le capteur D2 a des périodes de fermeture pendant les mois d'abaissement des températures, alors que les périodes d'ouverture correspondent à l'augmentation des températures. Finalement, le comportement du capteur D5 est à la fermeture entre mars et septembre (avec les températures moyennes et les plus hautes) et les périodes d'ouverture sont entre octobre et mars (avec les températures les plus basses).

L'amplitude journalière des fissures n'a pas augmenté sur les deux ans et demi. Même si l'influence saisonnière est remarquable, la valeur maximale annuelle n'augmente pas progressivement. Généralement, la période estivale présente la valeur maximale de l'amplitude journalière.

A long terme, les fissures n'ont pas un comportement de fermeture ou ouverture au même moment. Les points morts des fissures sont communs en octobre 2017 et avril 2018 pour toutes les fissures, mais après il y eu un décalage des comportements qui ne permet pas d'établir des points morts communs.

Par rapport au comportement journalier des fissures, le facteur déterminant est la température extérieure du mur en maçonnerie. La coïncidence du pic de fermeture avec le maximum de la température est évidente sur toutes les fissures.

Un décalage des pics de fermeture entre les fissures du côté Est (D1 et D3) et Ouest (D2, D4 et D5) est observé. Le pic de température dans le côté Est dépend de l'ensoleillement : pour les jours non ensoleillés le pic sera vers 19h comme du côté Ouest, mais pour les journées chaudes et ensoleillées le pic est vers midi.

8. ANALYSE MULTIVARIABLE

Les analyses de la base de données issues du plan de surveillance décrit au chapitre 7.2. ont mis en évidence une forte influence des effets thermiques sur le comportement à court et à long terme des fissures. Des conclusions ont été formulées à l'échelle de l'année et à l'échelle de la journée. Cependant, les corrélations entre le mouvement des fissures et les facteurs météorologiques ne sont pas quantifiées.

Par ailleurs, le paragraphe 7.2.3.2 ne confirme pas l'influence de l'action du vent sur le comportement des fissures à l'échelle journalière. Cette action n'est pas facile à reconnaître par simple lecture et comparaison des données enregistrées à grandes et courtes échelles.

Le but principal de l'analyse multivariable présentée dans ce chapitre, est de développer une méthode de recherche rigoureuse pour quantifier les corrélations, si elles existent, entre les paramètres (vent, températures et ouvertures de fissures) surveillés et relevés depuis plus de 2 ans sur le phare de l'Île Vierge.

8.1. Analyse en composantes principales ACP

Le but principal de cette analyse est de déterminer les corrélations entre les paramètres enregistrés par l'instrumentation installée en tête du phare. Avec le cercle des corrélations, il est possible de déterminer les paramètres qui présentent des corrélations positives (ils augmentent simultanément), négatives (certains augmentent lorsque d'autres diminuent, simultanément) ou qui ne sont pas corrélés entre eux. Par ailleurs, la matrice de corrélation de Pearson fournit le coefficient de corrélation entre les paramètres étudiés et permet ainsi de quantifier les corrélations.

Chaque ligne des cercles de corrélations (Figure 129 à Figure 131) représente les données enregistrées par un capteur. Si deux lignes forment entre elles un angle obtus (supérieur à 90°), alors les données de deux capteurs correspondants ont une corrélation négative. Si l'angle est aigu (inférieur à 90°), la corrélation est positive. Enfin, pour un angle droit, il n'y a pas de corrélation entre les paramètres. Le fait que la longueur du trait dans le cercle se montre proche de la périphérie et de la valeur 1 signifie que les données de ce capteur contiennent plus d'informations à extraire que celles qui sont proches du centre.

8.1.1. La température

La Figure 129 montre le résultat de l'ACP réalisée sur les températures recueillies pendant toute la période d'enregistrement sur le phare (T1 à T12) et les données météo (Tw), ainsi que les gradients thermiques (T3-T4, T5-T6, T7-T8, T9-T10) :

- Les températures dans la maçonnerie face intérieure en pointillés (T3, T5, T7, T9) ;
- Les températures dans la maçonnerie face extérieure en tirets (T4, T6, T8, T10) ;
- Les températures de surface extérieure (T2) et intérieure (T1) en gris ;
- Les gradients thermiques en ligne tirets / 2 points. ;
- La température relevée à la station météo de Plouguerneau (Tw) en ligne tirets rose ;
- La température à l'intérieur de la lanterne (T12) ;
- Les couleurs sont dépendantes de la proximité aux capteurs LVDT (non présents dans cette figure)

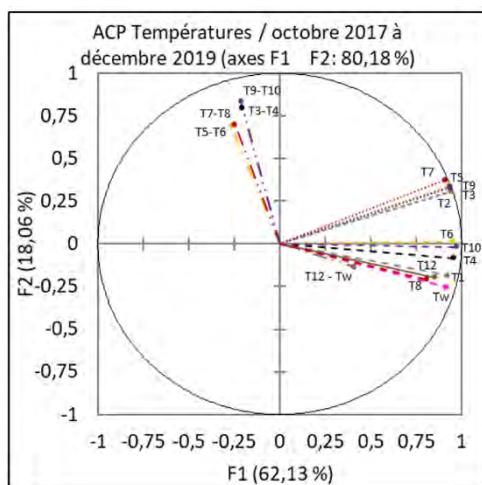


Figure 129 Cercle d'ACP des températures

La Figure 129 confirme que les températures extérieures ont une très forte corrélation positive avec la température météorologique, ainsi que la température dans la lanterne T12. Les températures intérieures sont toutes groupées entre elles mais séparées de la température météorologique, cela confirme les observations du chapitre 6. Même s'il existe une corrélation positive entre les températures du soubassement côté intérieur et la température météo, les températures à l'extérieur sont mieux corrélées avec la température météo. Les températures intérieures du soubassement font un angle droit avec les gradients thermiques, ce qui confirme une absence de corrélation entre ces facteurs. Les gradients thermiques montrent aussi une corrélation négative avec la température météorologique et les températures à l'extérieur du soubassement. Cette valeur négative résulte de la convention de signe adoptée pour le calcul

8. Analyse multivariable

du gradient thermique, ce qui est conforme aux figures présentées au chapitre 7.2.3.1 sur l'analyse journalière.

8.1.2. Le vent

Au chapitre 5.4.3, deux méthodes d'analyse des données du vent ont été présentées. Elles ont permis de sélectionner les plages d'enregistrement où les anémomètres mesurent une direction fixe. L'ACP va permettre d'évaluer la corrélation existante entre ces données sélectionnées et les données du vent de la station météo de Plouguerneau. Si aucune corrélation n'est trouvée, alors que de toute évidence il en existe une, on pourra identifier un dysfonctionnement des appareils de mesure.

La Figure 130 a) montre les données enregistrées par les anémomètres sans traitement et sans avoir enlevé les données enregistrées quand l'anémomètre lie une direction non fixe. Alors que la Figure 130 b) présente les données de l'anémomètre A1 retenues par la méthode 1 de l'anémomètre A1. Selon la figure les données traitées (qui ne sont pas en girouette) de l'anémomètre A1 ont des corrélations avec les données météorologiques. Cependant, les données traitées de direction mesurées par l'anémomètre A2 n'ont pas une forte corrélation avec les données météorologiques. L'analyse ACP confirme que les données issues des anémomètres sont en accord avec les données météorologiques ce qui valide à la fois les informations des anémomètres et les méthodes de sélection des données développées lors de cette recherche (sauf sur les directions de A2).

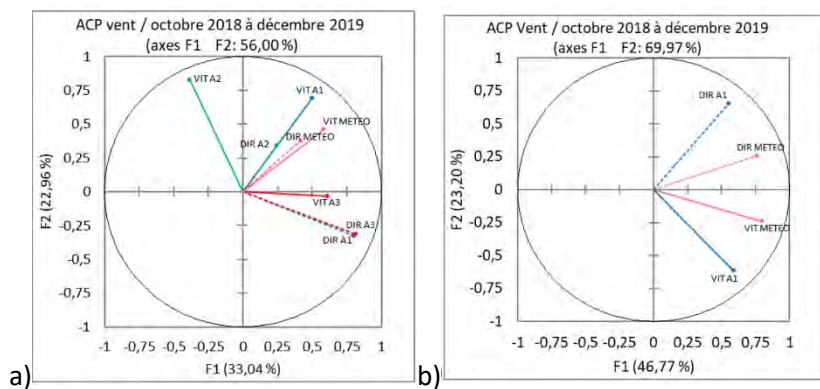


Figure 130 Circle ACP des données du vent météorologique et des enregistrements a) sans traitement b) avec traitement par la méthode 1

8.2. Méthode d'analyse ACP + Régression multivariable

Dans le but d'identifier et de quantifier les corrélations entre les actions environnementales et le comportement des fissures, une méthodologie qui combine l'ACP et la régression linéaire

8. Analyse multivariable

multivariable a été conçue et mise en œuvre pour l'analyse des données aux différentes échelles de temps.

La méthode est décomposée en deux étapes principales, l'une pour identifier les corrélations à l'aide de l'ACP, l'autre pour quantifier cette corrélation. L'ACP est utilisée pour identifier les paramètres corrélés entre eux et donc éliminer les paramètres qui ne sont pas liés avec le mouvement des fissures. Plus précisément, les données des capteurs qui ont un coefficient de corrélation inférieure à 0,7 et supérieure à -0,7 ne sont pas gardées pour l'étape suivante. De cette façon, les données des capteurs qui n'interviennent pas dans le mouvement des fissures ne sont pas prises en compte dans le modèle prédictif du comportement des fissures. Cette partie est importante car elle permet d'abord d'identifier les paramètres thermiques les plus influents afin de réduire le cout du calcul du modèle et de ne pas fausser celui-ci avec des paramètres non influents.

Etant donné qu'un des objectifs principaux de l'instrumentation in situ est de déterminer le rôle du vent dans le comportement des fissures, les données de vitesse et direction du vent ne sont pas pris en compte dans la première phase de la méthode. Le comportement du vent est cependant pris en compte dans la création du modèle afin de quantifier son apport dans la variation de l'ouverture des fissures.

La méthodologie suit la procédure suivante :

1. D'abord, les corrélations des paramètres thermiques sont identifiées par le cercle résultat de l'ACP. Les mesures des capteurs ayant un R (Pearson) supérieur à 0,7 sur la matrice de corrélations de Pearson sont identifiées. Il est important de préciser que la valeur de $R_{Pearson}^2$ correspond à la corrélation linéaire présenté entre chaque valeur thermique mesurée et la valeur d'ouverture de fissure de chaque LVDT.
2. Un modèle qui relie les paramètres est obtenu par régression linéaire, avec 80 % des paramètres identifiés dans le point 1, plus la vitesse et la direction du vent en relation avec chaque capteur LVDT. D'après le modèle généré, la valeur de R^2 (Régression) permet de quantifier la corrélation linéaire entre les ouvertures de fissure mesurées et celles calculées par le modèle. Pour cette raison, R^2 (Régression) est une valeur qui montre l'efficacité du modèle mais ne quantifie pas les corrélations des paramètres en étude (température, vent et ouverture de fissure).
3. D'après l'expression mathématique calculée au point 2, la variation de l'ouverture des fissures est recalculée ainsi que l'erreur générée par ce calcul. Cette phase de validation inclut les 15 % restants de la base des données. De cette façon il est possible de quantifier

8. Analyse multivariable

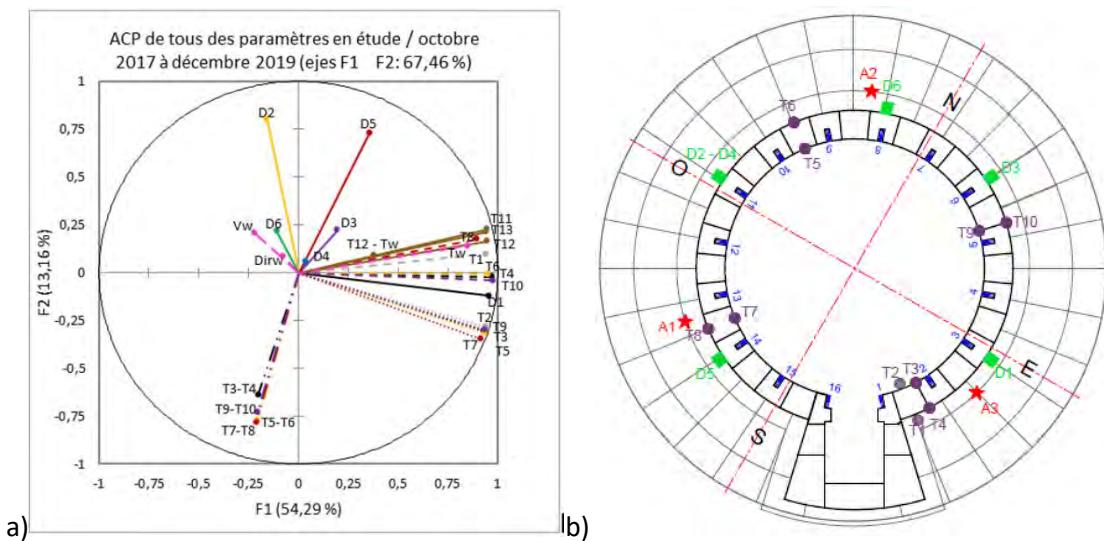
l'erreur et le pourcentage de données validées pour les paramètres étudiés. Les données validées sont celles dont la valeur de validation présente une erreur inférieure au 20 %.

4. La part de variation de l'ouverture des fissures qui correspond d'une part aux actions thermiques et d'autre part à l'action du vent est calculée.
5. La phase de test est faite avec les 5 % de la base de données restants.

Finalement, à la fin de cette analyse, les informations disponibles sont le pourcentage des données en lien avec un jeu de paramètres avec une erreur inférieure au 20 %, ainsi que les pourcentages qui correspondent à l'action thermique et à l'action du vent. Les analyses à long et court terme sont présentées ci-après en suivant cette méthode.

8.2.1. Analyse de toute la période d'enregistrement

Une analyse de l'ensemble des paramètres mesurés a été effectuée. Le résultat est présenté à la Figure 131 avec un rappel des notations et de la position des instruments de mesure. Le cercle ACP permet de visualiser les résultats pour F1 et F2 cette relation montre l'analyse du 67 % des données analysées. En cas de voir le cercle ACP pour F3 et F4 il donnera les résultats pour le 15 % des données, cela représente une quantité très faible qui ne mérite pas d'être analyser.



ce qui indique que les données de D3 ne sont pas exploitables au regard des paramètres instrumentés.

- Fissure du montant n°8, capteur D6 : Finalement, la ligne de D6 présente une倾inación très proche de la direction du vent. Selon la Figure 131, si la direction du vent a une influence sur le comportement des fissures instrumentées, cette influence sera plus visible sur D6 que sur les autres capteurs LVDTs.
- Fissure du montant n°11, capteur D2 : Le fait que D2 soit dans une position presque à 90° des températures de la lanterne et des températures du soubassement, indique que la température n'a pas une influence majeure sur le comportement de cette fissure. D'autre part, les gradients thermiques forment un angle obtus proche de 180°. Donc, les gradients thermiques ont une forte influence sur les mesures du capteur D2 localisé à 2,0 m d'hauteur dans la fissure du montant n°11. Cependant, cette fissure est également instrumentée par le capteur D4 au niveau 2,4 m dont la longueur de trait est très courte et ses données ne sont pas exploitables.
- Fissure du montant n°14, capteur D5 : Le capteur D5 est lié avec les températures extérieures du soubassement et les gradients thermiques, mais très peu avec les températures intérieures (angle quasi droit avec D5).

Le Tableau 57 montre la matrice de corrélation de Pearson avec les valeurs de facteur de corrélation entre les paramètres des températures et gradients thermiques vs les ouvertures de fissure. Les valeurs de R supérieures à 0,7 et inférieures à -0,7 sont prises comme les plus influentes en gras rouge.

Le résultat de F3 et F4 ne sont pas présentés parce qu'ils ne représentent pas que le 15 % des données. Ce pourcentage est très faible pour en déduire des conclusions représentatives sur le comportement des données.

8. Analyse multivariable

Tableau 57 Matrice de corrélations de Pearson de toute la période d'enregistrement (Etape 2 de la méthode)

Paramètre		D1	D2	D3	D4	D5	D6
Températures intérieures du mur	T1	0,91	-0,11	0,22	-0,02	0,35	-0,10
	T3	0,91	-0,31	0,07	-0,01	0,16	-0,21
	T5	0,90	-0,33	0,08	-0,03	0,16	-0,22
	T7	0,90	-0,35	0,06	-0,02	0,12	-0,23
	T9	0,91	-0,31	0,08	-0,03	0,17	-0,21
Températures extérieures du mur	T2	0,92	-0,30	0,09	-0,03	0,18	-0,23
	T4	0,95	-0,21	0,17	0,01	0,28	-0,11
	T6	0,88	-0,04	0,15	0,03	0,37	-0,10
	T8	0,79	0,04	0,13	0,05	0,56	-0,11
	T10	0,94	-0,18	0,19	0,00	0,30	-0,12
Températures de la lanterne	T11	0,88	-0,02	0,19	0,05	0,47	-0,05
	T12	0,89	-0,07	0,17	0,06	0,40	-0,03
	T13	0,87	-0,03	0,17	0,04	0,47	-0,06
Gradients thermiques	T3-T4	-0,22	-0,22	-0,24	-0,05	-0,30	-0,21
	T5-T6	-0,09	-0,72	-0,19	-0,15	-0,59	-0,29
	T7-T8	-0,07	-0,56	-0,13	-0,11	-0,78	-0,15
	T9-T10	-0,18	-0,37	-0,31	-0,07	-0,38	-0,26
	T12 - Tw	0,39	-0,06	-0,01	0,23	0,05	0,14
Température météo	Tw	0,78	-0,04	0,21	-0,08	0,43	-0,13
Vent météo	Vw	-0,24	0,10	-0,06	-0,06	0,05	0,10
	Dirw	-0,07	0,08	-0,02	0,00	0,02	0,01

D'après cette matrice, la fissure instrumentée avec D1 est fortement influencée par toutes les données de température (R moyenne de 0,89) sauf par les gradients thermiques. D2 se montre influencé par le gradient thermique T5-T6 du côté Nord-Ouest (le plus proche de D2) avec R de 0,72. D5 a une influence importante par T7-T8 du côté Sud-Ouest (le plus proche à D5) avec R de 0,78. Par rapport à D3, il y a une influence de la température enregistrée dans la lanterne et les valeurs des températures à l'extérieur, ainsi que les gradients thermiques du côté Est (tous les R inférieurs à 0,32). D4 ne montre de relation avec aucun des paramètres analysés. D6 montre une valeur de R maximale de 0,29 avec le gradient thermique T5-T6 du côté Nord-Ouest (le plus proche à D6).

Il apparaît que le vent (vitesse Vw et direction Dw) présente des valeurs de corrélation inférieures à 0.10 sauf sur D1, mais avec une valeur qui reste très faible de 0,24.

L'étape 2 est poursuivie pour établir un modèle linéaire qui relie

- le comportement de D1 avec les températures ainsi que la vitesse et la direction du vent,
- le comportement de D2 avec le gradient thermique T5-T6 et le comportement du vent,

8. Analyse multivariable

- le comportement de D5 avec le gradient thermique T7-T8 et le comportement du vent.

Les fissures instrumentées par D3, D4 et D6 n'ont pas de R supérieur à 0,7 ou inférieur à -0,7. Il n'est pas possible d'établir un modèle capable de prédire le comportement de ces fissures et d'extraire des conclusions dans cette échelle du temps par cette méthode (à long terme).

Le Tableau 58 montre le bilan de la phase de validation des modèles générés pour le comportement des fissures instrumentées par D1, D2 et D5. Le 71 % des données de D1 ont été validées, le 54 % des données de D2 et 54 % des données de D5. Le facteur d'influence du vent se situe entre 1% (D5) et 8% (D2).

Tableau 58 Bilan de validation des modèles de toute la période d'enregistrement

Capteur	% d'influence		% de validation	R ² de la régression
	Températures	Vent		
D1	98	2	71	0,96
D2	92	8	54	0,51
D5	99	1	54	0,62

Les résultats de cette analyse confirment que, sur le long terme, les fissures instrumentées sont fortement influencées par les paramètres thermiques et très peu par le vent. Cependant, il existe d'autres facteurs qui influencent l'ouverture des fissures, facteurs non instrumentés et non introduits dans cette analyse, et dont l'absence dans les modèles est mise en relief par un pourcentage de validation faible ou un R² faible.

8.2.2. Analyse saisonnière

Le comportement des fissures a été analysé à l'échelle saisonnière dans le chapitre 7.2.2. La recherche de corrélation multivariable a été effectuée pour chacune des périodes de fermeture et d'ouverture des fissures.

Le Tableau 59 montre que pour toutes les périodes d'ouverture et de fermeture de la fissure du montant n°3 instrumentée par le capteur D1 les paramètres influents sont les températures du soubassement, dans la lanterne et la température météorologique. En accord avec les résultats du chapitre 7, les données du capteur D1 montrent la meilleure corrélation avec les effets thermiques. Les résultats du Tableau 59 démontrent que le pourcentage d'influence des capteurs thermiques est en moyenne de 93 % en période d'ouverture et de 97 % en période de fermeture, alors que le pourcentage d'influence de l'action du vent météorologique à Plouguerneau est de 7 % et de 2 % respectivement. La première période de fermeture entre mars 2018 et juillet 2018 présente le pourcentage de validation le plus faible. Cette information

8. Analyse multivariable

est vérifiable dans la Figure 109, selon laquelle, entre mai 2018 et juin 2018, on observe un plateau inexpliqué par les variations thermiques. La moyenne de validation de cette fissure est de 73 %.

Tableau 59 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D1

Période		Processus	Paramètres de température influents	% d'influence		% de val	R ²
Dès	à			Températures	Vent		
oct-17	févr-18	ouverture	Températures intérieures et extérieures de la paroi, températures dans la lanterne, température météorologique	89	11	85	0,92
mars-18	juil-18			94	6	43	0,96
juil-18	janv-19			92	8	70	0,97
janv-19	août-19			100	0	89	0,96
sept-19	déc-19			98	2	77	0,97

Le Tableau 60 présente l'analyse multivariable de la fissure du montant 6 instrumentée par le capteur D3. Les paramètres influents diffèrent selon les saisons. Les gradients thermiques du Nord-Ouest (T5-T6) et du Nord-Est (T9-T10, le plus proche de la fissure) sont influents dans les périodes d'ouverture entre octobre 2017 et février 2018 ainsi qu'entre septembre et décembre 2019. Cependant, ils ne sont pas influents dans le période d'ouverture intermédiaire. Le gradient thermique du Nord-Est est aussi influent pendant la période de fermeture entre mai et août 2019. Dans la période chaude de fermeture de 2018, les températures extérieures du côté Est (T4 et T10) deviennent influentes, ainsi que la température météorologique, la température de surface extérieure du Sud de la paroi et la température dans la lanterne. Pour la saison d'ouverture suivante, les températures extérieures du côté Nord deviennent influentes (T10 et T6). Dans la période chaude de fermeture de 2019, la température de surface extérieure redevient influente avec les gradients thermiques du Sud (T3-T4) et du Sud-Est.

8. Analyse multivariable

Tableau 60 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D3

Période		Processus	Paramètres influents	% d'influence		% de validation	R ²
Dès	à			Températures	Vent		
oct-17	févr-18	ouverture	Gradients thermiques T5 - T6 et T9 - T10, température météorologique Tw	93	7	87	0,94
févr-18	oct-18	fermeture	Température extérieures T1, T4, T10, température de la lanterne T12, température météorologique Tw	99	1	23	0,57
nov-18	avr-19	ouverture	Température extérieures T6, T10,	89	11	32	0,56
mai-19	août-19	fermeture	Température extérieure de surface T1, gradients thermiques T3 - T4 et T9 - T10	98	2	70	0,86
sept-19	déc-19	ouverture	Gradients thermiques T5 - T6 et T9 - T10 avec 0,6	73	27	55	0,41

Bien que les paramètres thermiques influents sur la fissure du montant n° 6 (D3) soient très dynamiques, le pourcentage moyen d'influence des capteurs de températures est de 93 % et celui du vent est de 7 %. Les pourcentages de validation des modèles faits pendant la saison de fermeture de 2018 et post ouverture de 2019 sont faibles (23 % et 32 % respectivement). Cela montre que dans ces périodes le comportement de la fissure n'est pas expliqué par les paramètres instrumentés, comme il a été déjà identifié dans le chapitre 7.

Le fait que les gradients thermiques ne soient pas influents sur ces deux périodes, alors qu'ils le sont sur toutes les autres, indique que la méthode a essayé de trouver d'autres paramètres influents. Les températures extérieures du soubassement étaient les derniers recours, mais la réponse ne se trouve pas dans les paramètres disponibles. En fait, pour la fermeture, la méthode a trouvé les températures extérieures côté Est et pour la période d'ouverture les températures extérieures côté Ouest. Toutefois le pourcentage de validation est toujours faible.

Le Tableau 61 montre les résultats de l'analyse faite sur la fissure du montant n° 8. Deux périodes sont observables dans l'évolution de cette fissure. Dans la première période, d'ouverture de la fissure, aucun paramètre thermique ne présente une valeur de R supérieure à 0,7 ou inférieure -0,7 dans la matrice de corrélation. Néanmoins, un modèle a été calculé pour évaluer la valeur de la variation de l'ouverture de la fissure par rapport aux caractéristiques du vent, uniquement le 7 % des données ont été validées sous l'action du vent. Dans la deuxième période de ralentissement de l'ouverture (appelé fermeture dans le tableau), les gradients thermiques Nord

8. Analyse multivariable

sont les paramètres thermiques influents (Nord-Ouest (T5-T6) et du Nord-Est (T9-T10)). Le modèle linéaire a validé 100 % des données avec une influence des paramètres thermiques de 97 % et 3 % du vent.

Tableau 61 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D6

Période		Processus	Paramètres influents	% d'influence		% validé
Dès	à			Températures	Vent	
sept-18	juil-19	ouverture	-	-	7	7
août-19	déc-19	fermeture	Gradients thermiques T5-T6 et T9-T10	97	3	100

Le Tableau 62 présente l'analyse multivariable de la fissure du montant n°11. Le gradient thermique de la face Nord-Ouest est un paramètre influent pendant toute la période d'enregistrement. Pour les périodes de fermeture de 2017 et 2019, le gradient thermique du côté Nord-Est a été aussi influent (T9-T10), alors qu'il n'a pas été influent dans la période de fermeture de 2018. Pour la première période de fermeture enregistrée, de deux mois, le pourcentage de validation est très bas, mais les mêmes paramètres influents ont été résultants de l'analyse pour la dernière période de fermeture. Probablement, les données disponibles pour une construction correcte du modèle ne sont pas suffisantes. Les périodes d'ouverture de 2018 et 2019 ont aussi des valeurs basses de validation. En mars 2018, il y a eu un pic de fermeture alors que c'était une période d'ouverture, situation qui explique le bas pourcentage de validation de la saison d'ouverture entre décembre 2017 et juin 2018.

Cela représente un avantage sur la

Tableau 62 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D2

Période		Processus	Paramètres influents	% d'influence		% de validation	R ²
Dès	A			Températures	Vent		
oct-17	déc-17	fermeture	T5 - T6 gradient thermique NO, T9 - T10 gradient thermique NE	77	23	28	0,71
déc-17	juin-18	ouverture	T5 - T6 gradient thermique NO	71	29	41	0,73
juil-18	janv-19	fermeture		98	2	66	0,84
fév-19	juillet-19	ouverture		89	11	54	0,69
août-19	déc-19	fermeture	T5 - T6 gradient thermique NO, T9 - T10 gradient thermique NE	92	8	95	0,86

Par ailleurs, pour les pourcentages de validation les plus bas (fermeture de 2017 et consécutives ouverture 2018) sont les seules où le pourcentage d'influence du vent est supérieur à 20 % (moyenne de 26 %), alors qu'il est de 7% dans les périodes de validation au-dessus de 50 %.

8. Analyse multivariable

Le Tableau 63 présente les résultats de l'analyse pour la partie haute de la fissure du montant n°11 instrumentée par D4, trois zones (non liées avec les saisons) ont été choisies pour cette analyse, une première zone de fermeture avec un taux bas montre la température extérieure T6 comme paramètre thermique influent, le modèle calculé pour cette partie valide le 26 % des données et donne une influence du vent de 0 %. Pour la deuxième période de fermeture, où le taux de fermeture est plus important, les paramètres thermiques sont les températures intérieures du soubassement, y compris la température de surface. Le 64 % des données ont été validées dans cette période, avec une influence du vent de 2 %. Finalement, dans la dernière période la fissure a changé son comportement vers la fermeture, dans cette période aucun paramètre thermique est influent, le 24 % des données ont été validée avec l'action du vent.

Tableau 63 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D4

Période		Processus	Paramètres influents	% d'influence		% de validation	R ²
Dès	à			Températures	Vent		
oct-17	sept-18	fermeture	Température extérieure T6	100	0	26	0,60
oct-18	févr-19	fermeture	Température surface intérieure T2, Températures intérieures T3,T5,T7,T9	98	2	64	0,84
févr-19	déc-19	ouverture	-		24	24	0,00

Le Tableau 64 montre les résultats de l'analyse multiparamétrique de la fissure du montant 14 (capteur D5), selon lequel, la température extérieure du côté Sud-Ouest (T8) et son gradient thermique sont toujours des paramètres influents. Les deux gradients thermiques du côté Nord (T5-T6 et T9-T10) deviennent influents dans le premier processus d'ouverture en 2018 et le dernier de fermeture en 2019, qui ont les pourcentages de validation les plus importants avec 95 %. Le pourcentage de validation le plus faible a eu lieu pendant l'ouverture de l'hiver 2018, avec 67 %, pendant laquelle un pic d'ouverture s'est présenté en janvier 2019.

L'influence moyenne des paramètres thermiques sur le comportement des variations de la fissure est de 96 %, et celle du vent est de 4 %. Le pourcentage moyen de validation des modèles des paramètres thermiques et du vent est de 83 %. Le comportement de cette fissure enregistre le pourcentage de validation moyen et d'influence de la température les plus importants. Cela montre que la fissure du LVDT D5 présente le comportement statistique le plus corrélé avec les paramètres thermiques surveillés par l'instrumentation.

8. Analyse multivariable

Tableau 64 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D5

Période		Processus	Paramètres influents	% d'influence		% de validation	R ²
Dès	à			Températures	Vent		
oct-17	févr-18	ouverture	Température extérieure T8, gradient thermique T5-T6, T7-T8 SO (le plus proche), T9-T10	94	6	95	0,88
févr-18	sept-18	fermeture	Température extérieure T8, gradient thermique T7-T8 SO (le plus proche)	98	2	77	0,89
	sept-18	ouverture		93	7	67	0,66
mai-19	août-19	fermeture	Température extérieure T8, gradient thermique T7-T8 SO (le plus proche) et T5-T6 NO	99	1	94	0,91

8.2.3. Analyse mensuelle

Le Tableau 65 présente le bilan des résultats des moyennes des analyses mensuelles réalisées dans toute la période d'enregistrement. Les données du capteur D3 présentent les pourcentages de validation les plus défavorables avec une moyenne de 61 %. La fissure avec la validation la plus importante est D6, avec une période d'analyse plus courte que les autres fissures (1 année et 2 mois). Le capteur D5 de la fissure du montant n° 14 a le deuxième pourcentage moyen de validation plus haut avec 91 %.

Le capteur avec l'influence des paramètres de températures la plus importante est D6 situé du côté Nord, suivi par les deux capteurs du côté Sud (D1 et D5) avec une influence moyenne de 96 % de paramètres thermiques et 4 % du vent. Les capteurs avec l'influence la plus importante de l'action du vent est celui du Nord-Ouest sur la fissure du montant n° 11 (D2), avec une influence moyenne du vent de 10 % et 90 % des facteurs thermiques.

Tableau 65 Bilan des résultats d'analyse mensuelle

Capteur	% d'influence		% de validation
	Températures	Vent	
D1	95	5	79
D2	90	10	71
D3	94	6	61
D4	94	6	78
D5	96	4	91
D6	98	2	93

8.2.4. Analyse journalière

L'analyse journalière a été menée sur les journées exceptionnelles au regard de la variation de l'ouverture des fissures. Deux dates correspondant à la vitesse maximale relevée pour le vent ont également été ajoutées.

Le Tableau 66 montre le bilan de l'analyse multivariable fait sur les journées où les capteurs des fissures ont enregistré des valeurs extrêmes. L'influence moyenne de l'action thermique sur le comportement des fissures est de 98 %, alors que celle du vent est de 2 %, l'influence maximale de l'action du vent est sur le capteur D3 à 9%. La fissure D4 est dans le groupe des fissures qui à long terme n'ont pas été analysées par manque de corrélation avec les paramètres mesurés. Cependant, dans cette analyse journalière la validation de son comportement est 100 % avec les paramètres thermiques.

Tableau 66 Résultats d'analyse de corrélation pour les jours des valeurs exceptionnelles des LVDTs

Capteur	% d'influence		% de validation	R^2 de la régression
	Température	Vent		
D1	99	1	100	0,98
D2	100	0	100	0,99
D3	91	9	100	0,71
D4	100	0	100	1,00
D5	99	1	86	1,00
D6	100	0	100	0,99

L'analyse réalisée sur une journée où le vent atteint une vitesse moyenne maximale de 32 km/h, orienté au Sud-Ouest, est présentée dans la première partie du Tableau 67. L'influence moyenne des paramètres thermiques sur les fissures instrumentées par les capteurs D1, D4, D5 et D6 est de 89 % et celle de l'action du vent est de 11 %. Cependant, dans les capteurs D2 et D3 l'influence de l'action du vent est de 80 % et 94 % respectivement en phase de validation. La valeur Δw en ouverture que D2 a enregistrée au moment de la vitesse maximale est de 30,1 μm et l'amplitude de la journée est de 53 μm . Cependant l'ouverture maximale de la journée de 64 μm s'est présenté 20 heures après que la vitesse du vent ait été maximale, la vitesse à ce moment est seulement de 20 km/h. Par rapport à D3, la valeur de Δw au moment de la vitesse maximale est de 16 μm avec une amplitude journalière de 27 μm . La valeur minimale de Δw s'est présentée 3 heures après avec un vent de 23 km/h.

8. Analyse multivariable

Tableau 67 Bilan de résultats d'analyse de corrélations pour une journée de vent exceptionnel et une journée de vent moyenne

Capteur	Vitesse du vent 30 km/h SO				Vitesse du vent 7 km/h N			
	% d'influence		% de validation	R2 de la régression	% d'influence		% de validation	R2 de la régression
	Température	Vent			Température	Vent		
D1	84	16	100	0,95	94	6	100	0,98
D2	20	80	80	0,91	99	1	60	0,99
D3	6	94	100	0,99	88	12	100	0,99
D4	98	2	100	0,82	99	1	100	0,99
D5	90	10	100	1,00	97	3	100	1,00
D6	85	15	100	0,95	97	3	100	0,97

La deuxième partie du Tableau 67 présente les résultats pour une journée de vent normal de vitesse moyenne de 7 km/h de Sud-Ouest ; Dans ce cas, l'influence du vent maximale est sur le capteur D3 de 12 %.

Selon cette analyse, l'influence du comportement du vent peut devenir importante (supérieure au 50 %) sur le comportement des fissures pendant les journées des vents exceptionnels. Pendant toute la période d'enregistrement, les vents de plus de 30 km/h se sont présentés dans le 0,8 % des heures enregistrées.

Les résultats des analyses journalière et saisonnière ne sont pas en totale concordance avec les observations réalisées sur le cercle de l'ACP à long terme, particulièrement pour D6, qui s'est présenté avec un angle aigu très proche de la direction du vent météorologique. Cependant, sur l'analyse journalière et mensuelle, les capteurs D2 et D3 sont les plus influencés par le vent, ainsi que D6. Par ailleurs, la corrélation entre les températures intérieures et les données de D2 apparaît dans l'analyse à long terme, mais pas à court terme. Cette situation démontre qu'il existe des paramètres non surveillés dans cette recherche qui sont identifiables dans les analyses à long terme mais non dans les dates choisies pour les analyses journalières.

8.3. Réseaux de neurones

La méthode utilisée dans le paragraphe 8.2.1 à long terme n'a pas permis d'établir les corrélations entre les paramètres prises en compte et le comportement des fissures instrumentées par D3, D4 et D6. Dans le but de finir cette analyse à long terme, les réseaux de neurones sont utilisés uniquement à long terme. Cette méthode peut compléter ce résultat et apporter d'autres éléments d'analyse. Par ailleurs, le fait de tester des modèles non linéaires permet de visualiser d'autres possibilités de corrélation qui n'ont pas été prises en compte dans la méthode proposée.

8. Analyse multivariable

Dans le but de déterminer l'influence des paramètres thermiques sur la valeur d'ouverture de fissure séparément de l'influence des paramètres du vent, une première analyse par la méthode des réseaux de neurones a été faite. La base de données utilisée par l'analyse par réseaux neuronaux contient les données déduites de l'instrumentation in situ (données de température et d'ouverture des fissures) pour l'estimation de l'influence de la température sur les fissures. Pour le calcul de l'influence du vent sur les fissures, la base de données est composée par les données des LVDTs de l'instrumentation in situ et le comportement du vent météorologique. La quantité des neurones utilisés varie entre 20 et 23 selon le LVDT étudié. En effet certaines LVDTs ont besoin de 20 neurones pour avoir les erreurs quadratiques minimales, tel que D1, alors que d'autres ont besoin de plus de neurones comme D4 qui a besoin de 23.

L'architecture sélectionnée pour le calcul est une couche d'entrée, une couche cachée et une couche de sortie. La fonction d'activation prise en compte est la sigmoïde bipolaire et la fonction de sortie est linéaire. Le 80 % des données sont utilisées pour la phase d'apprentissage, 15 % pour la validation et 5 % pour le test. L'environnement de travail est celui de Matlab et sa boite à outils. La base de données constituée des paramètres thermiques et du vent météorologique représente les données d'entrée (sans traitement préalable) et les données enregistrées par chaque LVDT correspondent à la cible.

La valeur de R extraites des analyses par réseaux de neurones montre l'influence de la température et du vent sur les mesures d'ouverture de fissure des LVDTs. Une corrélation parfaite donnera une valeur de R de 1. Cette valeur peut être traduite en pourcentage et être associée avec le pourcentage d'influence de la température et du vent vu dans le chapitre précédent.

Les figures entre la Figure 133 et la Figure 138 en lien avec le Tableau 68 démontrent que l'influence maximale des paramètres de vent sur le comportement des fissures de 41% se présente dans la fissure D6(R de 0,41).

Le pourcentage moyen de corrélation entre les paramètres du vent et le comportement des fissures est de 29 %, alors que celle des paramètres thermiques est de 84 %. Les figures a) montrent que le comportement d'aucune des fissures n'est parfaitement lié avec les paramètres thermiques parce que la ligne verte ne correspond pas parfaitement à la ligne de 45 ° (R=1). Les figures b) démontrent que la méthode n'a pas trouvé de modèles pour bien représenter le comportement des fissures par rapport aux caractéristiques du vent.

8. Analyse multivariable

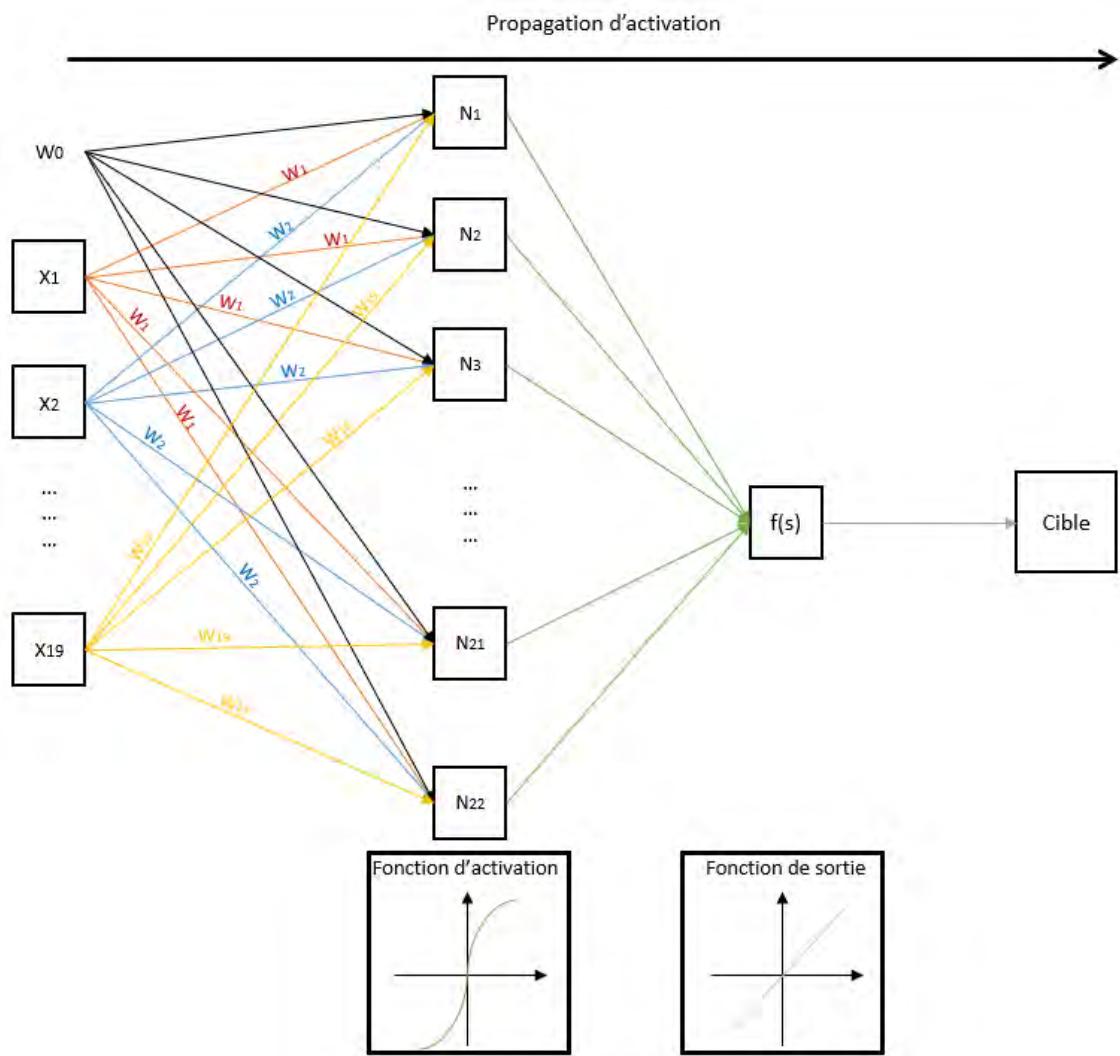


Figure 132 Réseaux de neurones

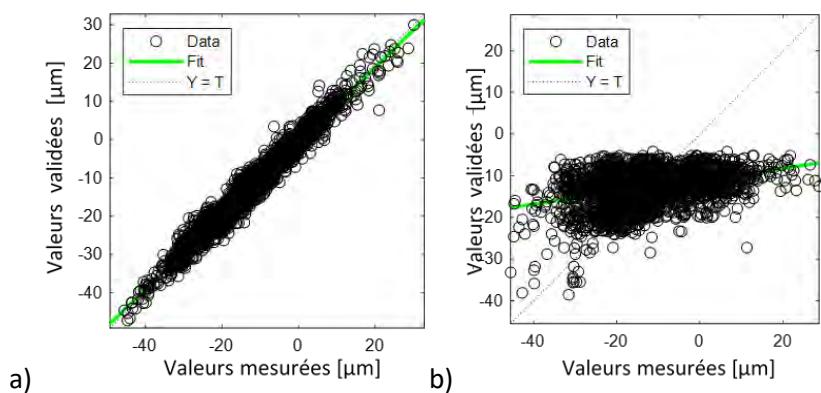


Figure 133 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D1 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique

8. Analyse multivariable

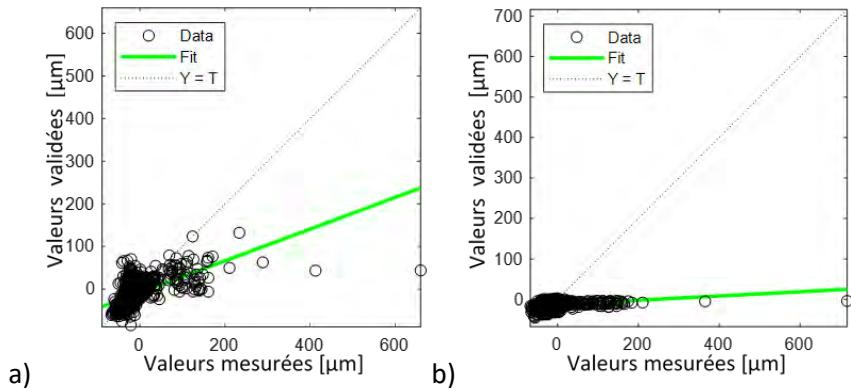


Figure 134 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D3 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique

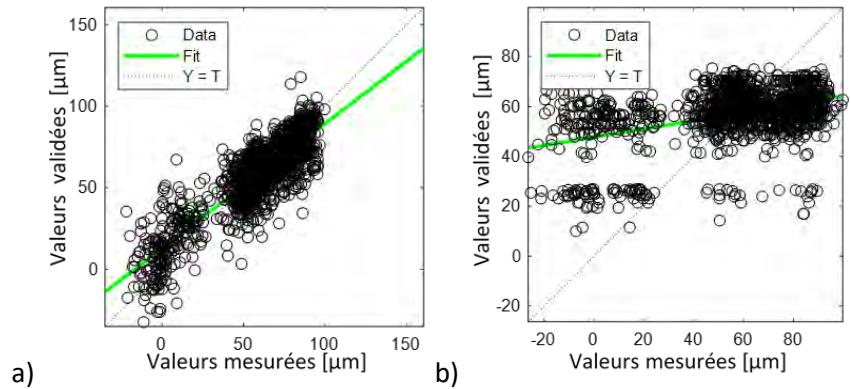


Figure 135 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D6 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique

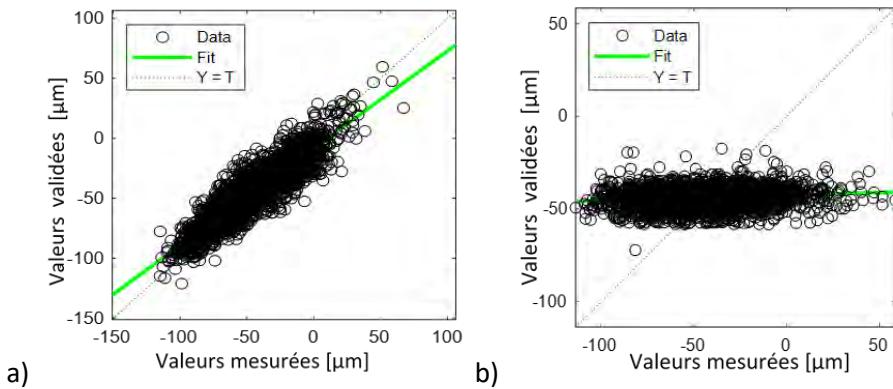


Figure 136 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D2 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique

8. Analyse multivariable

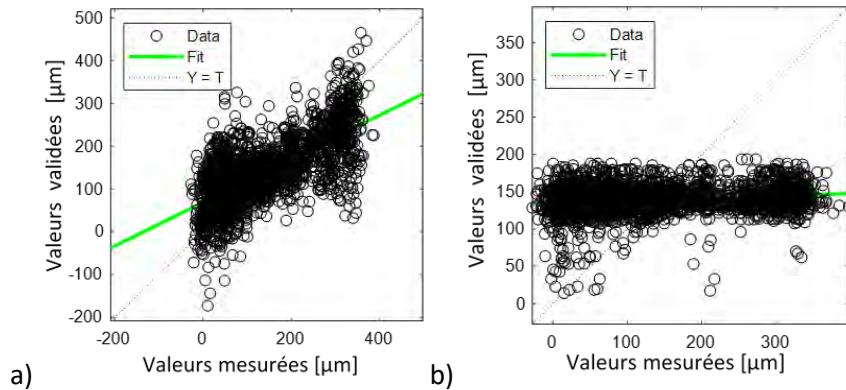


Figure 137 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D4 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique

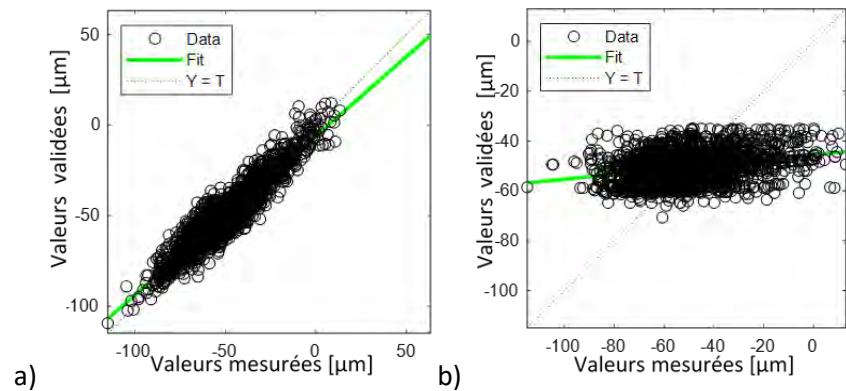


Figure 138 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D5 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique

Tableau 68 Bilan des résultats des analyses par réseaux neuronaux des données des LDVTs de toute la période d'enregistrement

Capteur	Paramètres thermiques		Paramètres du vent	
	% d'influence apprentissage	% d'influence validation	% d'influence apprentissage	% d'influence validation
D1	98	98	40	37
D2	90	90	20	23
D3	58	60	21	23
D4	75	73	19	17
D5	94	94	32	31
D6	89	87	41	41
Moyenne	84	84	29	29

Lorsque l'on fait l'analyse de corrélation entre les paramètres thermiques et l'ouverture de fissure séparément du vent, il n'est pas possible de quantifier la part qui n'est pas expliquée par les paramètres mesurés lors de l'instrumentation in situ. Pour cette raison, une deuxième analyse de corrélation est faite avec l'ensemble des données mesurés pour pouvoir ainsi

8. Analyse multivariable

quantifier la partie non expliquée par l'instrumentation. Selon les résultats présentés dans le Tableau 69, la valeur de R des fissures n'est pas 1 sauf pour D1 et D5. Cela confirme que des paramètres non surveillés par l'instrumentation in situ ont une influence maximale de 20 % sur le comportement de la fissure D3 et 13 % sur D4 et D6. Les résultats montrent aussi que les fissures D1 et D5 sont très bien expliquées par la température et le vent combinés.

Tableau 69 Bilan des résultats des analyses par réseaux neuronaux des données des LDVTs de toute la période d'enregistrement

Capteur	% expliqué en apprentissage	% expliqué en validation
D1	99	99
D2	97	96
D3	79	80
D4	87	86
D5	100	100
D6	87	82
Moyenne	92	91

8.4. Conclusions

L'ACP confirme que les températures extérieures ont une très forte corrélation positive avec la température météorologique, ainsi que la température dans la lanterne. La corrélation entre la température intérieure et la température météorologique est moins forte mais toujours visible. Les données de vent enregistrées sur la partie haute du phare et analysées dans le chapitre 5, gardent aussi une certaine corrélation avec les données caractéristiques du vent météorologique à Plouguerneau, avec spécial attention sur les données de direction de A2.

Les analyses des corrélations multivariable ont démontré que l'influence des actions thermiques est plus importante que celle du vent, cette observation est visible dans tous les échelles de temps, l'influence des paramètres thermiques sur le mouvement des fissures minimale trouvée est le 71 %. Cependant, l'analyse journalier a démontré que sur des conditions des vents exceptionnels, l'influence des actions de vent peut devenir importante (supérieur à 80 % dans une journée spécifique).

Bien que les analyses du chapitre 7 aient montré que la fissure D3 a un comportement très lié avec la température, les pourcentages de validation des analyses à long et moyenne durée (analyses annuelle, saisonnière et mensuelle) avec des paramètres thermiques et du vent montrent que le comportement de cette fissure est fortement influencé par un autre paramètre qui n'est pas surveillé dans cette recherche.

8. Analyse multivariable

L'analyse à long terme de l'influence des données thermiques n'a pas été possible par la méthode proposée pour les fissures instrumentées par les capteurs D3, D4 et D6, parce qu'ils n'ont pas montré des facteurs thermiques influents.

Les données du capteur D2 sur la fissure du montant n° 11 montrent une forte corrélation avec les gradients thermiques (R de 0,72 dans l'analyse de toute la période) et très faible avec températures de la lanterne et celles du soubassement (R maximale de 0,35 dans l'analyse de toute la période). L'autre capteur qui surveille la partie haute de cette fissure ne présente pas des paramètres influents dans l'analyse à long terme.

Le comportement de la fissure enregistrée par le capteur D5 donne le pourcentage de validation moyenne et l'influence de température la plus importante. La fissure du LVDT D5 présente le comportement statistique le plus corrélé avec les paramètres thermiques surveillés par l'instrumentation. Situation non identifiable dans le chapitre 7.

L'analyse par les réseaux neuronaux sur le long terme a permis de confirmer que l'influence de l'action du vent est moins importante que celle de l'action thermique, même pour les fissures où l'analyse linéaire pour les deux ans n'a pas été possible. Par ailleurs, l'analyse par réseaux neuronaux a montré que les paramètres thermiques ont une forte influence (R minimal en validation de 0,60 moyenne de 0,84) mais il existe d'autres paramètres non reconnus qui font dévier les données de validation, baisser la valeur de R et augmenter l'erreur quadratique. Cette situation est spécialement présente sur les fissures des montants n°6 (D3) et n°11 (capteurs D2 et D4). La deuxième analyse réalisée par les réseaux de neurones a permis d'établir que la valeur minimale R de corrélation entre les paramètres surveillés et les ouvertures de fissures est de 0,8, le fait que cette valeur ne soit pas 1 dans toutes les fissures confirme la présence de ces paramètres non reconnus sur toutes les fissures sauf sur D1 et D5 qui ont un R de 1.

Il existe des paramètres non surveillés dans cette recherche qui sont visibles dans les analyses à long terme mais non identifiables dans les dates choisies pour les analyses journalières. Cela démontre la nécessité de réaliser les analyses statistiques de données à différentes échelles pour faire apparaître des informations non évidentes.

Au moment de prédire l'ouverture de fissure, il sera plus judicieux de faire l'apprentissage avec les données à long terme avec les 2 ans de données. De cette manière, la tendance générale d'ouverture ou fermeture de fissure sera prise en compte. Cependant, si la prédiction demande une précision dans la valeur de l'ouverture de fissure à l'heure près, il sera nécessaire de réaliser un apprentissage composé, d'abord à long terme et après à court terme avec des données

8. Analyse multivariable

journalières. Avec cette procédure composée, la tendance à long terme de la fissure sera prise en compte ainsi que l'amplitude journalière, laquelle est supérieure à l'amplitude saisonnière.

9. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Les conclusions de la présente thèse portent tout d'abord sur le diagnostic du phare de l'Île Vierge. Puis, les apports scientifiques de cette recherche sont mis en relief. Ils touchent à la caractérisation des matériaux en présence, à la valeur des actions environnementales, aux limites et aux apports du plan de surveillance et finalement à la stratégie utilisée. Des conseils sont proposés pour effectuer des recherches du même type, ainsi que des perspectives de recherche.

Les travaux de cette thèse ont permis de conclure que la tour ne présente pas de problèmes structurels de type dynamique du fait de l'action du vent. En effet, la vitesse critique de mise en résonnance ne peut être atteinte même en cas de tempête. De plus, l'analyse des corrélations entre le vent et le comportement des fissures effectuée pendant les 2 années d'observations a démontré que l'influence maximale de l'action du vent sur les fissures est de 29 %. L'étude effectuée par l'EPFL concluait que l'effet du vent générait des vibrations de la lanterne entraînant des contraintes cycliques en tête du soubassement, et que les fissures se propageaient ensuite vers le bas sur toute la hauteur du mur. Si cette hypothèse était juste, le mouvement de toutes les fissures serait corrélé avec les fluctuations du vent. Hors, le chapitre 8 de ce document a démontré que l'action du vent n'influence que les fissures instrumentées par D2 et D3 sous certaines journées très spécifiques, et ne provoque pas de déformation générale du mur de soubassement. Par conséquent, cette hypothèse en lien avec le vent n'est pas vérifiée.

Par contre, l'action thermique s'avère déterminant pour deux raisons. La première raison est que les relevés de températures ont montré que le gradient thermique entre l'intérieur et l'extérieur de la paroi, au cours des 2 ans et 2 mois, a atteint 17 °C. Sur la base du calcul élastique de la tour effectué, on peut déduire que ce gradient entraîne une contrainte de traction horizontale d'environ 3 MPa, ce qui est capable de générer des fissures, comme le prouve la campagne expérimentale effectuée sur la pierre de kersanton évoquée ultérieurement. La deuxième raison est que ce gradient thermique change de signe deux fois par jour, tous les jours, même en hiver. Cette action cyclique peut induire un état de fatigue de la pierre qui affecte sa résistance et facilite sa rupture.

L'instrumentation installée en partie haute du phare de l'Île Vierge est une instrumentation statique qui a apporté de nombreuses informations intéressantes sur les phénomènes thermiques présents dans le soubassement et inconnues jusqu'à ce jour. La température est variable en tout point de la paroi, face intérieure et surtout face extérieure, en fonction du

9. Conclusions et perspectives

temps et des conditions météorologiques. Le côté le plus chaud du soubassement est le côté Sud-Ouest qui subit également la plus grande amplitude de variation de température (34,4°C). Là, le gradient thermique ΔT_M moyen est de 2,7°C et a atteint 17°C. Le gradient thermique ΔT_M est aussi variable au tour du soubassement, sur toute la période d'enregistrement, la différence maximale du gradient thermique entre deux points vaut 19 °C. Le gradient thermique maximal de la structure ΔT_P entre les phases opposées Nord-Est et Sud-Ouest est de 20°C, soit une variation de température de 1,2°C par mètre de circonférence. 19°C est le gradient thermique ΔT_P maximal entre deux points non opposés du parement externe, soit une variation de température de 4,3°C par mètre de circonférence. Ces données constituent un ensemble d'hypothèses nécessaires au calcul futur de la tour du phare. Plus généralement, il est important de noter que ces valeurs sont supérieures aux valeurs normatives imposées par l'EC 1-5. Cette recherche apporte donc une meilleure connaissance de la valeur des actions environnementales qui s'appliquent à tous les ouvrages construits en Finistère Nord.

La pierre du kersanton est un matériau fortement utilisé et réputé dans la région Bretagne. Cependant, aucune information sur son comportement mécanique n'était disponible au démarrage des recherches sur le phare de l'Île Vierge en 2017. La campagne expérimentale développée au LMDC constitue donc un apport à la connaissance de la roche qui sera utile dans le cadre du diagnostic d'autres structures construites dans ce matériau qui font partie du patrimoine technique et constructif breton. Les comportements thermique et mécanique du kersanton en compression, flexion et traction, sans et avec entaille, avec ou sans humidité, ont été identifiés. La résistance en compression du kersanton est de 112 MPa, en traction directe est de 9 MPa et en flexion est de 15 MPa. La présence d'une entaille circulaire de 3 mm de diamètre représente une diminution dans la résistance de 31 %, ce pourcentage est corrélé à la dimension de l'entaille. Pour des entailles de dimensions proportionnelles à celles présentes sur le phare, la diminution dans la force de rupture est de 66 %. L'effet de l'humidité affaiblit la résistance de 16 % supplémentaires. Par ailleurs, si le kersanton est soumis à un chargement cyclique en flexion, il présente une diminution de module d'Young de 32 %, ainsi qu'une réduction de la force de rupture de 15 %. Dû à la forte dispersion du nombre de cycles nécessaires pour la rupture, les essais de fatigue en flexion n'ont pas permis d'extraire des conclusions. Pour cette raison, nous suggérons de réaliser, à l'avenir, une campagne expérimentale complémentaire sur le comportement à la fatigue du kersanton en compression et en flexion qui va permettre de décrire en totalité le comportement en fatigue de cette roche.

Cependant, au vu des résultats déjà disponibles sur la résistance en traction de la roche, des différents facteurs d'affaiblissement évoqués ci-dessus, et compte-tenu de l'altération observée

9. Conclusions et perspectives

en surface des pierres, il apparaît que l'action thermique est susceptible d'avoir déclenché l'ouverture des fissures en face extérieure du mur, au niveau des entailles. Un calcul non linéaire de la tour permettrait de valider cette affirmation ou, au moins, d'affiner le rôle de la température dans le déclenchement de l'ouverture des fissures verticales sur le soubassement du phare de l'Île Vierge. Le modèle géométrique du mur devra intégrer la présence des entailles en U réservées dans la pierre pour loger les 16 montants de la lanterne. Les paramètres d'un modèle non linéaire sont déjà définis (chapitre 4) et le chargement thermique est résumé dans le Tableau 70. Les températures extraites des journées extrêmes sont conseillées comme action thermique.

Tableau 70 Températures pour cas de chargement du modèle non linéaire

Cas de charge	Temp. Sud-Est		Temp. Nord-Est		Temp. Nord-Ouest		Temp. Sud-Ouest	
	T3 [°C]	T4 [°C]	T9 [°C]	T10 [°C]	T5 [°C]	T6 [°C]	T7 [°C]	T8 [°C]
1 - ΔT_p	16,7	16,9	15,5	13,6	15,4	14,6	18,0	33,3
2 - ΔT_p	10,3	9,1	10,3	7,5	10,2	8,1	11,3	26,8
3 - ΔT_m	14,2	14,8	13,5	12,2	13,3	30,6	14,0	11,4

La stratégie d'analyse développée lors de cette thèse tant à confirmer que la température est l'action à l'origine des fissures observées. Cette stratégie comprend deux types de méthodes pour l'identification des corrélations entre les paramètres : la méthode graphique et les méthodes statistiques.

La méthode graphique consiste à visualiser les données soit dans des graphiques avec deux axes orthogonaux (i.e. Evolution de la température / évolution de l'ouverture de fissure dans le temps), soit dans des schémas (i.e. Déplacement de la structure / représentation des zones avec différentes températures). Le principal atout de cette méthode est la simplicité logique qui permet à la personne qui fait l'analyse de s'imprégner des données, d'établir des corrélations intuitives et de maîtriser la base des données. C'est cette méthode qui a été mise en œuvre en premier pour analyser le comportement des fissures, en considérant 3 échelles de temps : la journée, la saison et la durée totale d'enregistrement (2 ans et 2 mois).

A l'échelle annuelle comme à l'échelle saisonnière, le comportement des fissures est expliqué par les variations de la température enregistrée par la station météorologique implantée à Plouguerneau. Cependant, à l'échelle journalière, c'est la température relevée sur le parement extérieur du mur de soubassement qui explique, à l'heure près, le comportement des fissures. Cependant, l'analyse de la fissure du montant 11 instrumentée par les capteurs D2 et D4 reste

9. Conclusions et perspectives

incomplète, sur le long terme. La lente et longue variation de l'ouverture de cette fissure sur le long terme, d'abord à la fermeture puis à l'ouverture, en partie haute du mur (capteur D4), n'a pas pu être expliquée. Cependant, la fissure du montant 11 est la seule à avoir été instrumentée en deux points, l'un à cheval sur un joint de mortier (D2), l'un sur une pierre (D4). L'amplitude journalière de D2 est l'amplitude maximale des fissures instrumentées ce qui est à mettre en lien avec le fait que c'est le seul capteur positionné à cheval sur un joint. A l'avenir, instrumenter la fissure sur toute sa hauteur pourra être une source d'information complémentaires qui permettra d'approfondir l'analyse et de trouver l'explication de son comportement. Cependant, rappelons que cela n'a pas été fait jusqu'à maintenant en raison de l'accès des touristes au balcon de circulation autour du mur. Le seul capteur qui avait été positionné à 50 cm du sol de ce balcon avait montré des dysfonctionnements et a dû être déplacé à 2 m de hauteur.

Il est important de souligner que l'amplitude journalière des fissures n'a pas augmenté sur les deux ans et demi de surveillance. Même si l'influence saisonnière est remarquable, la valeur maximale journalière ne varie pas au cours de l'année. Par ailleurs, le taux annuel d'ouverture de fissure maximale est de 38 $\mu\text{m}/\text{an}$ sur la fissure du montant n°8 (D6 placé sur une pierre). Le taux d'ouverture sur le seul joint instrumenté est de 24 $\mu\text{m}/\text{an}$ sur la fissure du montant n° 11. Ces valeurs ne représentent pas un danger d'effondrement de la structure.

Quelques conseils peuvent être formulés pour un éventuel plan de surveillance installé à l'avenir sur un autre phare, ou pour la prolongation de celui-ci. Tout d'abord, regardons la position des LVDTs. Etant donné que les fissures se trouvent derrière les montants, les capteurs LVDTs sont tous localisés du côté extérieur. Il serait intéressant de mesurer les déplacements relatifs de part et d'autre des montants, face intérieure du mur, en plaçant des LVDTs à cheval sur les montants. De cette façon, la comparaison du mouvement des fissures serait possible entre l'intérieur et l'extérieur, et on pourrait avoir la certitude que les fissures sont traversantes, ce dont on n'a pas la preuve. Par ailleurs, des améliorations seraient possibles sur la fréquence des enregistrements. A l'issue de cette recherche, il est conseillé de modifier la fréquence simultanée de tous les capteurs à 1 enregistrement toutes les 15 minutes, et pour les anémomètres, à 1Hz pendant 20 secondes tous les 15 minutes. De cette façon le CEREMA aurait l'information continue dans l'heure, la simultanéité assurée et les mesures de vitesse et de direction du vent permettraient de déterminer si un anémomètre se trouve dans une zone de turbulence.

L'instrumentation du vent sur le phare de l'Île Vierge est la première expérience du CEREMA en ce domaine. Les données extraites de cette instrumentation du vent n'ont pas apporté des informations additionnelles par rapport aux données météorologiques. Cependant, cette

9. Conclusions et perspectives

l'expérience a permis de développer 2 méthodes de traitement des données issues d'anémomètres installés sur un phare. Le choix de la méthode doit être en concordance avec l'information souhaitée. La méthode 1 est conçue pour décrire le flux du vent qui contourne la structure. Elle est capable d'identifier les périodes où les anémomètres ne lisent pas une direction fixe et d'extraire les plages de lecture exploitables des anémomètres qui caractérisent le flux d'air. Pour décrire ce flux, cette méthode montre qu'au moins 5 anémomètres seraient souhaitables sur une structure cylindrique de ce type, répartis sur la circonférence. La méthode 2 établit les caractéristiques du vent qui frappe la structure. Elle aboutit à une seule vitesse et direction du vent résultante. Pour obtenir cette information, il serait préférable, si possible, de :

- Placer 1 anémomètre à 10 m du sol éloigné de 10 hauteurs du phare ;
- Ou bien, placer 1 anémomètre à une hauteur égale à 5 fois le diamètre de la structure sur le point le plus haut du phare ;
- Ou placer au moins 4 anémomètres à 10 m du sol éloignés de 2 hauteurs du phare.

En résumé, la position des anémomètres dépend de l'information que l'on veut en obtenir. S'il s'agit de décrire le contournement de l'air autour du soubassement, 2 anémomètres supplémentaires devraient être placés pour en avoir 5 au total, espacés tous les 72°. En revanche, s'il s'agit de connaître les vitesses et direction du vent non perturbés par la présence de la structure, il est conseillé de localiser 5 anémomètres à 10m du sol autour de phare à plus de 2 fois la hauteur du phare espacés 72°. Dans tous les cas, la configuration choisie doit être compatible avec les spécifications de fonctionnement des instruments.

Suite à la méthode graphique, les méthodes statistiques ont été mises en œuvre. Elles apportent des précisions numériques aux analyses déjà faites par la méthode graphique et valident les déductions intuitives. Grâce à sa précision, l'ACP (Figure 139) permet de quantifier les corrélations entre les paramètres étudiés. L'ACP associée à la régression multivariable est utile pour prédire le comportement d'un paramètre en étude en lien avec les paramètres explicatifs (températures, gradients thermiques et comportement du vent) en connaissant la fonction utilisée par le modèle. Le principal inconvénient de la régression multivariable est qu'elle est de type linéaire. Pour cette raison, la méthode ignore une grande quantité de modèles possibles pour relier les paramètres.

9. Conclusions et perspectives

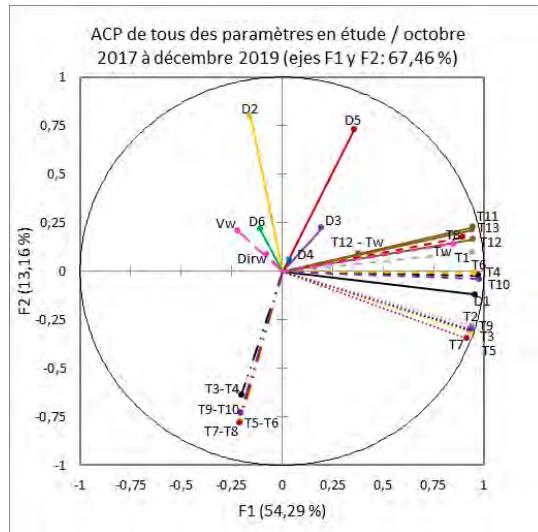


Figure 139 Résultat de l'ACP dans toute la période d'enregistrement

La méthode des réseaux de neurones (Figure 140) permet d'élargir la recherche des modèles puisqu'elle cherche un modèle qui relie les paramètres surveillés et les cibles. Par exemple, cette méthode a établi que le seul group des données des fissures qui est expliquée à 100 % par les paramètres surveillés est D5. Le principal inconvénient de cette méthode est le fait de ne pas connaître la fonction qui modélise les paramètres. L'information additionnelle apportée par les réseaux de neurones est de type numérique (R augmente par rapport à une modélisation non linéaire). Si la valeur de R augmente jusqu'au 1, l'information additionnelle est de grande importance puisqu'elle confirme une corrélation parfaite entre les paramètres surveillés.

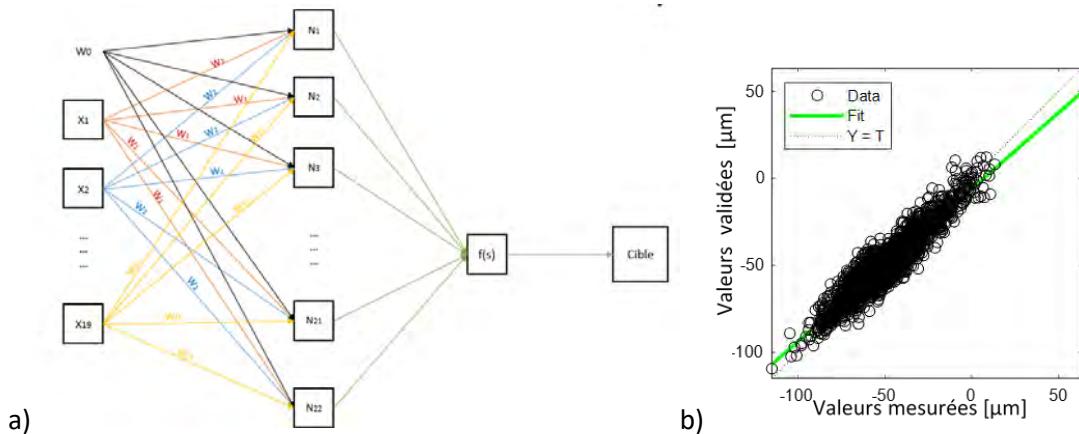


Figure 140 a) Schéma de réseaux de neurones et b) Résultat sur les données de la fissure D5 et les paramètres thermiques

Ainsi, les méthodes utilisées, graphique et statistiques, sont complémentaires. L'ordre choisi dans cette thèse, à savoir commencer par la méthode graphique, puis aborder l'ACP, continuer avec la régression linéaire multivariable et finir avec les réseaux de neurones, semble être le meilleur. En effet, dans cet ordre, la personne qui analyse le problème commence à se

9. Conclusions et perspectives

familiariser visuellement et intuitivement avec les données, et finalisera l'analyse par la méthode la moins graphique.

Un autre aspect important à retenir de la stratégie adoptée est l'analyse des données à différentes échelles de temps. Des informations complémentaires sont extraites de chacune de ces échelles. Le long terme fait référence aux données de toute la période d'enregistrement. Etant donné la grande quantité de données enregistrées, pour cette échelle, il est conseillé de faire un traitement statistique simple par la méthode d'analyse graphique. Prendre des moyennes de données mensuelles ou hebdomadières est une bonne stratégie. Pour une analyse détaillée, l'échelle à court terme fait un zoom sur les données enregistrées au court d'une journée ou de quelques heures.

Finalement, cette recherche montre l'intérêt d'associer plusieurs méthodes pour parvenir au diagnostic d'un édifice ancien faisant partie du patrimoine classé. Elles se complètent et permettent de valider l'analyse. Une méthodologie de diagnostic a été mise en œuvre pour les structures de type phare. Cette méthodologie suit la procédure suivante :

- Constater les pathologies sur site ;
- Rechercher les informations historiques en archives ;
- Proposer des hypothèses sur l'origine des pathologies ;
- Caractériser les matériaux en présence ;
- Confirmer les hypothèses par le calcul de la structure ;
- Confirmer la valeur des actions grâce à l'instrumentation *in situ* ;
- Eventuellement, recalculer la structure avec les actions mesurées sur site ;
- Déterminer les corrélations entre les facteurs influents sur les pathologies et les pathologies elles-mêmes. Ces corrélations expliquent le comportement actuel de la structure et peuvent permettre de remonter à l'origine des désordres observés ;
- Poursuivre et améliorer le plan de surveillance selon les résultats obtenus ;
- Regrouper tous les résultats dans une analyse globale.

9. Conclusions et perspectives

BIBLIOGRAPHIE

- [1] X. MEVEL and J. FICHOU, *Guides phares des côtes de France*, vol. 1. Douarnenez: Chasse-Maree-Glenat, 2004.
- [2] J. FICHOU and E. DREYER, *L'histoire de tous les phares de France*, vol. 1. Rennes: Ouest-France, 2015.
- [3] J. FICHOU, N. LE HENAFF, and X. MEVEL, *Phares : histoire du balisage et de l'éclairage des côtes de France*, vol. 1. Douarnenez: Chasse-Maree-Glenat, 2006.
- [4] J. BILLON, "Réparation des structures métalliques, en béton et de la maçonnerie en partie haute du phare," CETMEF Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement de l'Ouest, France, 2011.
- [5] Archives départementales du Finistère, "Ref. 25 S art 235 - 238, 1896 - 1902."
- [6] B. BERENGER and J. F. CLEMENT, "Phare de l'Île Vierge, Diagnostic de la coupole," DLRCA - Département laboratoire et CECP d'Angers, Angers, 2013.
- [7] J. N. LASBLEIZ, "Diagnostic des structures métalliques et de la maçonnerie en partie haute du phare," CETMEF Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement de l'Ouest, Saint-Brieuc, 2011.
- [8] J. B. HUMEAU, "Etude de portance - Plancher de la chambre de service," CETMEF Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement de l'Ouest, France, 2011.
- [9] G. MARI, "Comportement structural des phares en mer," Génie Civil, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 2014.
- [10] N. DOMEDE, L. PENA, and N. FADY, "Historical review of lighthouse design under wind load: the Île Vierge lighthouse," *Philosophical transactions of the Royal society A*, p. 16, 2019.
- [11] F. GOVEN and V. GUIGUENO, *Phares - Monuments historiques des côtes de France*. France: Editions du Patrimoine, 2013.
- [12] BRU, CHUBILEAU, JEZEQUEL, LA PRAIRIE, and LEVILLAIN, "Auscultation, surveillance et entretien des ouvrages maritimes - Fascicule 1 : Les ouvrage en maçonnerie," CETMEF Centre des Etudes Techniques Maritimes et Fluviales, France, 2012.
- [13] S. HIOUCHE, V. MANICACCI, and N. AUGER, "Humidité dans les phares," CETMEF - Centre des Etudes Techniques Maritimes et Fluviales, France, 2013.
- [14] J. F. CLEMENT, "Phare de pertusato - Expertise de la structure," CEREMA Direction territorial Ouest, DLRC Angers, Angers, 2016.
- [15] J. BILLON, "Phare du petit minou à Plouzané- Diagnostic de la lanterne, de son soubassement et du chemin de ronde," CETMEF Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement de l'Ouest, France, 2010.
- [16] "Désordres mécaniques de la coupole du phare de la Giraglia," Direction inter-régionale de la mer Méditerranée Phares et balises, Biguglia, 2B0028, 2011.
- [17] N. BOURNETON, "Etude de faisabilité pour le changement de montants dans la salle des lanternes," CETE Centre d'Etudes Techniques de l'Ouest, France, 2012.
- [18] T. DRUOT, "Rapport de stage de master - Diagnostic du phare de l'Île Vierge," Génie Civil, Université Paul Sabatier III - LMDC - CEREMA, Toulouse, 2017.
- [19] J. DUMOULIN, "Rapport du phare de l'Île Vierge - Instrumentation," CEREMA, Bordeaux, C16FT0026, 2017.
- [20] N. FADY, "Compte-rendu de la maintenance de l'instrumentation du phare de l'île Vierge du 04 juin 2018." CEREMA, Plouzané, 2018.
- [21] ICOMOS, "Recommendations for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage," ICOMOS International Council on Monuments and Sites, Zimbabwe, 2013.
- [22] J. BROWNJOHN, A. RABY, J. BASSITT, E. HUDSON, and A. ANTONINI, "Modal testing of offshore rock lighthouses around the British Isles," *Procedia Engineering*, pp. 3326–3331, 2017.

- [23] Q. TRINH *et al.*, "Modelling the Eddystone Lighthouse response to wave loading," *Engineering Structures*, pp. 566–578, 2016.
- [24] E. DENARIE and N. FADY, "Structural response of French offshore heritage lighthouses," *Philosophical transactions of the Royal society A*, p. 25, 2019.
- [25] E. DENARIE, "UHPFRC for the cast-in place reinforcement of offshore maritime signalization structures," in *V Congreso Iberoamericano de Hormigón Autocompactante y Hormigones Especiales HAC 2018*, Valencia, 2018, p. 14.
- [26] G. LOPEZ-PATINO, J. ADAM, P. VERDEJO, and G. MILANI, "Causes of damage to industrial brick masonry chimneys," *Engineering Failure Analysis*, pp. 188–201, 2017.
- [27] S. IVORRA, J. BAEZA, D. BRU, and F. BORJA, "Seismic behavior of a masonry chimney with severe cracking condition: Preliminary study," *Trans Tech Publications*, pp. 117–122, 2015.
- [28] PALLARES, F., IVORRA, S., PALLARES, L., and ADAM, J., "State of the art of industrial masonry chimneys: A review from construction to strengthening," *Construction and Building Materials*, pp. 4351–4361, 2011.
- [29] AFNOR, "Eurocode 1 : Actions sur les structures - partie 1-4 : Actions générales - Actions du vent," AFNOR, La Plaine Saint Denis, NF EN 1991-1-4/2005, 2005.
- [30] AFNOR, "Eurocode 1 : Actions sur les structures - Actions thermiques," AFNOR, Saint-Denis La Plaine, NF-EN 1991 1-5, 2004.
- [31] LESIUK, G., CORREIA, J. A.F.O., DE JESUS, A.M.P., and KUCHARSKI, P., "Fatigue crack propagation behavior of old puddle iron including crack closure effects," *Structural Integrity Procedia*, pp. 3218–3225, 2016.
- [32] GALLEGOS, L., SIRE, S., CALLOCH, S., YANG, S., DIELEMAN, L., and MARTIN, J-L., "Fast characterization of fatigue properties of an anisotropic metallic material: application to a puddled iron from a nineteenth century French railway bridge," *Procedia Engineering*, pp. 689–696, 2013.
- [33] M. CARSANA, E. MARRA, and L. BERTOLINI, "Corrosion behaviour of metal inserts in simulated ancient masonry mortars," *Construction and Building Materials*, pp. 457–466, 2015.
- [34] T. PARENT, "Méthodologie de diagnostic de structures maçonées anciennes," Génie Civil, Université Paul Sabatier III, Toulouse, 2015.
- [35] DOMÈDE, N., PARENT, T., and SELLIER, A., "Mechanical behaviour of granite. A compilation, analysis and correlation of data from around the world," *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, pp. 1–19, 2017.
- [36] B. CABANIS, *Découverte géologique de la Bretagne*, vol. 1. Orléans: Editions du Bureau de recherches géologiques et minières, 1987.
- [37] YILMAZ, N.G., KARACA, Z., GOKTAN, R.M., and AKAL, C., "Relative brittleness characterization of some selected granitic building stones: Influence of mineral grain size," *Construction and Building Materials*, pp. 370–375, 2009.
- [38] A. TUGRUL and I. H. ZARIF, "Correlation of mineralogical and textural characteristics with engineering properties of selected granitic rocks from Turkey," *Engineering Geology*, pp. 303–317, 1999.
- [39] PRIKRYL, R., "Some microstructural aspects of strength variation in rocks," *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, pp. 671–682, 2001.
- [40] N. G. YILMAZ, Z. KARACA, R. M. GOKTAN, and C. AKAL, "Relative brittleness characterization of some selected granitic building stones: Influence of mineral grain size," *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, pp. 506–513, 2011.
- [41] E. EBERHARDT, B. STIMPSON, and D. STEAD, "Effects of grain size on the initiation and propagation thresholds of stress-induced brittle fractures." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, pp. 81–99, 1999.
- [42] G. VASCONCELOS and P. B. LOURENÇO, "Experimental characterization of the compressive behaviour of granites," *Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões Mecânica Experimental*, pp. 61–71, vol. 16.

- [43] L. CHAURIS, *Le kersanton une pierre bretonne*, vol. 1. Rennes: Société archéologique du Finistère, Presses universitaires de Rennes, 2010.
- [44] L. EMMANUEL, M. DE RAFELIS, and A. PASCO, *Géologie*, vol. 1. France: DUNOD, 2014.
- [45] L. TURPIN, D. VELDE, and G. PINTE, "Geochemical comparison between minettes and kersantites from the Western European Hercynian orogen: trace element and Pb-Sr-Nd isotope constraints on their origin," *Earth and Planetary Science Letters*, pp. 73–86, 1988.
- [46] N. M. S. ROCK, "Nature and origin of calc-alkaline lamprophyres : minettes, vorgesites, kersantites and spessartites," *Transactions of the Royal Society of Edinburgh : Earth Sciences*, pp. 193–227, 1983.
- [47] C. MATHIEU and J. LOZET, *Dictionnaire encyclopédique de science du sol*, vol. 1. Paris: Editions TEC & DOC, 2011.
- [48] H. HILSDORF, "Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression," in *JOHNSON, F.B.*, Austin, 1967, pp. 34–41.
- [49] A. DROUGKAS, P. ROCA, and P. MOLINS, "Micro-modeling of stack bond masonry in compression using a plasticity law," in *ONATE, E., OWEN, D.R.J., PERIC, D., SUAREZ, B.*, 2013, p. 10.
- [50] A. DROUGKAS, "Derivation of the properties of masonry through micro-modeling techniques," Polytechnical University of Catalunya, Barcelona, 2015.
- [51] P. B. LOURENÇO, "Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behaviour of masonry," in *ROCA, P., GONZALEZ, J.L., ONATE, E., LOURENÇO, P.B.*, Barcelona, 1998, p. 36.
- [52] ROCA, P. and ARAIZA, G., "Shear response of brick masonry small assemblages strengthened with bonded FRP laminates for in-plane reinforcement," *Construction and Building Materials*, pp. 1372–1384, 2010.
- [53] D. OLIVEIRA, "Mechanical Characterization of Stone and Brick Masonry." Minho University, Guimaraes, 00-DEC/E-4., 2000.
- [54] M. COMO, *Statics of Historic Masonry Constructions*, vol. 1, 2013 vols. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2013.
- [55] DROUGKAS, A., ROCA, P., and MOLINS, C., "Experimental analysis and detailed micro-modeling of masonry walls subjected to in-plane shear," *Engineering Failure Analysis*, pp. 82–95, 2019.
- [56] A. A. AKBARZADEH and A. A. TASNIMI, "Nonlinear Analysis and Modeling of Unreinforced Masonry Shear Walls Based on Plastic Damage Model," *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, p. 15, 2010.
- [57] G. MILANI and A. TRALLI, "A simple meso-macro model based on SQP for the non-linear analysis of masonry double curvature structures," *International Journal of Solids and Structures*, pp. 808–834, 2012.
- [58] A. ZUCCHINI and P. B. LOURENÇO, "Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenisation approach," *Computers and Structures*, pp. 193–204, 2007.
- [59] AFNOR, "Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : règles communes pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée," Saint-Denis La Plaine, NF EN 1996-1-1, 2006.
- [60] N. DOMEDE, "Méthode de requalification des ponts en maçonnerie," INSA Toulouse, Toulouse, 2006.
- [61] A. CECCHI and K. SAB, "A multi-parameter homogenization study for modeling elastic masonry," *European Journal of Mechanics*, pp. 249–268, 2002.
- [62] T. ERBER, S. A. GURALNICK, and S. C. MICHELS, "Hysteresis and Fatigue," *Annals of Physics*, pp. 157–192, 1993.
- [63] D. A. HORDIJK, "Local approach to fatigue of concrete," Delft University of Technology, 1991.
- [64] J. O. HOLMEN, "Fatigue of Concrete by Constant and Variable Amplitude loading," *Special Publication*, pp. 71–110, 1982.

- [65] B. REDJEL, "Etude expérimentale de la fatigue du béton en flexion 3 points," *Cement and concrete research*, pp. 1655–1666, 1995.
- [66] S. ARORA and S. P. SINGH, "Analysis of flexural fatigue failure of concrete made with 100% Coarse Recycled Concrete Aggregates," *Construction and Building Materials*, pp. 782–791, 2016.
- [67] C. KESSLER-KRAMER, V. MECHTCHERINE, and H. S. MIILLER, "Fatigue Behaviour of Concrete in Tension," *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, p. 6, 2001.
- [68] T. BACKERS, "Fracture Toughness Determination and Micromechanics of Rock Under Mode I and Mode II Loading," University of Potsdam, Potsdam, 2004.
- [69] S. CICERO, T. GARCIA, J. CASTRO, V. MADRAZO, and V. ANDRES, "Analysis of notch effect on the fracture behaviour of granite and limestone: An approach from the Theory of Critical Distances," *Engineering Geology*, p. 9, 2014.
- [70] M. YU, C. WEI, L. NIU, S. LI, and Y. YU, "Calculation for tensile strength and fracture toughness of granite with three kinds of grain sizes using three-point-bending test," p. 20, 2018.
- [71] B. GLISIAE, D. INAUDI, and S. VURPILLOT, "Structural Monitoring of Concrete Structures," *Como*, vol. 10.
- [72] M. G. MASCIOTTA, L. F. RAMOS, and P. B. LOURENÇO, "The importance of structural monitoring as a diagnosis and control tool in the restoration process of heritage structures: A case study in Portugal," *Journal of Cultural Heritage*, pp. 36–47, 2017.
- [73] T. ROJE-BONACCI, P. MISCEVIC, and D. SALVEZANI, "Non-destructive monitoring methods as indicators of damage cause on Cathedral of St. Lawrence in Trogir, Croatia," *Journal of Cultural Heritage*, pp. 424–431, 2014.
- [74] T. ROJE-BONACCI, G. NIKSIAE, D. ALMESBERGER, and P. MISCEVIC, "Monitoring of Fissures on Construction of Saint Duje Cathedral in Split, Croatia," in *NARDONI*, G., Roma, 2000, p. 8.
- [75] I. T. JOLLIFFE, *Principal Component Analysis*, 2nd ed., vol. 1. United States: Springer, 2002.
- [76] A. BEHNIA, H. K. CHAI, M. GHASEMIGOL, and A. SEPEHRINEZHAD, "Advanced damage detection technique by integration of unsupervised clustering into acoustic emission," *Engineering Fracture Mechanics*, pp. 212–227, 2019.
- [77] A. MOJTAHEDI, M. A. LOTFOLLAHI, M. M. ETTEFAGH, Y. HASSANZADEH, and M. FUJIKUBO, "Detection of nonlinearity effects in structural integrity monitoring methods for offshore jacket-type structures based on principal component analysis," *Marine Structures*, pp. 100–119, 2013.
- [78] A. M. YAN, G. KERSCHEN, P. DE BOE, and J. C. GOLINVAL, "Structural damage diagnosis under varying environmental conditions—Part I: A linear analysis," *Mechanical Systems and Signal Processing*, pp. 847–864, 2005.
- [79] L. E. MUJICA, M. RUIZ, F. POZO, J. RODELLAR, and A. GUEMES, "A structural damage detection indicator based on principal component analysis and statistical hypothesis testing," *Smart Materials and Structures*, p. 13, 2014.
- [80] K. SAEED, "Contribution à la surveillance de l'intégrité des structures," Génie Civil, Arts et Métiers ParisTech, Paris, 2010.
- [81] C. GOMEZ-CARDENAS, "Development of new tools for optimizing non-destructive inspection campaigns on reinforced concrete structures," Paul Sabatier, Toulouse III, Toulouse, 2016.
- [82] Z. M. SBARTAI, "Radar et Réseaux de Neurones Artificiels appliqués à l'évaluation non destructive des teneurs en eau et en chlorures des bétons," in *XXIVèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil 2006*, 2006, *La Grande Motte*, 2006, p. 8.
- [83] Z. M. SBARTAI, S. LAURENS, S. M. ELACHACHI, and C. PAYAN, "Concrete properties evaluation by statistical fusion of NDT techniques," *Construction and Building Materials*, pp. 943–950, 2012.

- [84] N. WANG, X. ZHAO, Y. ZHAO, Z. ZOU, and J. OU, "Automatic damage detection of historic masonry buildings based on mobile deep learning," *Automation in Construction*, pp. 53–66, 2019.
- [85] AFNOR, "Méthodes d'essai des éléments de maçonnerie — Partie 1 : Détermination de la résistance à la compression." AFNOR, NF EN 772-1+A1, 2015.
- [86] AFNOR, "Méthodes d'essai des pierres naturelles - Détermination du module d'élasticité statique," AFNOR, NF EN 14580, 2005.
- [87] P. M. AMARAL, J. CRUZ, and L. GUERRA, "Weibull statistical analysis of granite bending strength," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, pp. 917–928, 2008.
- [88] Z. P. BAZANT and P. A. PFEIFFER, "Determination of Fracture Energy from Size Effect and Brittleness Number," *ACI Materials Journal*, 1987.
- [89] AFNOR, "Méthodes d'essai pour pierres naturelles Détermination du coefficient linéaire de dilatation thermique," AFNOR, NF EN 14581, 2005.
- [90] A. SELLIER, "Anisotropic Damage and Visco-Elasto-Plasticity Applied to Multiphasic Materials," LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse ; Université de Toulouse III - Paul Sabatier, Toulouse, 2018.
- [91] M. VAZQUEZ, S. RAMIREZ, D. MORATA, M. REICH, J. J. BRAUN, and S. CARRETIER, "Regolith production and chemical weathering of granitic rocks in central Chile," *Chemical Geology*, pp. 87–98, 2016.
- [92] A. BASU, T. B. CELESTINO, and A. A. BORTULOCCI, "Evaluation of rock mechanical behaviors under uniaxial compression with reference to assessed weathering grades," *Rock Mechanics and Rock Engineering*, pp. 73–93, 2009.
- [93] AFNOR, "Détermination de la résistance à la flexion sous charge centrée," AFNOR, NF EN 12372, 2007.
- [94] CSTB, "NV65 Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes." CSTB, France, NV-65, 2009.
- [95] E. ITAM, "Simulation numérique d'écoulements autour de corps non profilés par des modèles de turbulence hybrides et un schéma multirate," Université de Montpellier, Montpellier, 2018.
- [96] AFNOR, "Eurocode 1 : Actions sur les structures —Partie 1-4 : Actions générales — Actions du vent Annexe nationale," AFNOR, La Plaine Saint-Denis, NF EN 1991-1-4/NA, 2005.
- [97] Y. ZHOU, T. KIJEWSKI, S. M. ASCE, and A. KARREM, "Along-Wind Load Effects on Tall Buildings: Comparative Study of Major International Codes and Standards," *Journal of Structural Engineering*, pp. 788–796, 2002.
- [98] CETMEF, "Recommandations pour le Calcul aux états-limites des ouvrages en site aquatique - Annexe complément sur les vitesses du vent," CETMEF.
- [99] F. BAGUELIN *et al.* "ROSA 2000. Recommandations pour le calcul aux états-limites des Ouvrages en Site Aquatique," CEREMA / CETMEF, NR 49, 2001.
- [100] INFOCLIMAT, "Données climatologiques du jour," *Infoclimat*, 2011. .
- [101] D. PERRIN, N. MCMAHON, M. CRANE, H. J. RUSKIN, L. CRANE, and B. HURLEY, "The effect of a meteorological tower on its top-mounted anemometer," *Applied Energy*, pp. 413–424, 2007.
- [102] M. VILLARRUBIA, *Ingeniería de la Energía Eólica*, vol. 1. Barcelona: Marcombo, S.A., 2012.
- [103] AFNOR, "Eurocode 1 : Actions sur les structures - Actions thermiques Annexe nationale," AFNOR, NF-EN 1991 1-5/NA, 2008.

TABLE DES ILLUSTRATIONS : FIGURES

Figure 1 Localisation de l'Île Vierge - Image Google Maps.....	1
Figure 2 Les deux phares de l'Île Vierge.....	1
Figure 3 La carrière du granite sur l'Île Vierge	2
Figure 4 L'escalier du phare de l'Île Vierge.....	3
Figure 5 Marche n° 300 de l'escalier du phare.....	3
Figure 6 Zones du phare.....	4
Figure 7 Schéma de la partie supérieure et lanterne du phare de l'Île Vierge[4]	5
Figure 8 Appareil d'optique. Photo CEREMA 8 avril 2010.	6
Figure 9 Moellons de bossage sur l'entrée principale du phare.....	7
Figure 10 Les différentes parties de la coupole de la lanterne [7].....	8
Figure 11 Chéneau et gargouilles de la lanterne. Vue extérieure [6].	8
Figure 12 Salle de la machinerie avant travaux.Photos CEREMA 8 avril 2010.....	9
Figure 13 Fissure du montant n° 3 au soubassement de la lanterne a) Partie supérieure – juin 2011 b) Rejointoiement en mauvais état - juin 2011 – Photos CEREMA. c) Rejointoiement en silicone – juin 2017 – Photo N. Domède	9
Figure 14 Relevé des fissures en a) plan et b) vertical	10
Figure 15 Plan de repérage du plancher métallique de la chambre de service niveau 70,0 m ..	12
Figure 16 Vis de fixation. a) Rapport 2013 [6]. b) Photo L. PENA octobre 2017.....	14
Figure 17 Réparation des montants de la lanterne au niveau de soubassement. Les quatre phases de chantier : sciage, mise à nu des montants, peinture, pose de nouveau mortier de rebouchage – Photos CEREMA.....	14
Figure 18 Poutres métalliques du plancher de la chambre de service. Encastrement après décapage - Photo CEREMA.....	15
Figure 19 Poutres métalliques du plancher de la chambre de lanterne. Encastrement avant, durant et après réparation – Photo CEREMA	15
Figure 20 - Localisation de l'instrumentation sur le mur de soubassement de la lanterne	22
Figure 21 Anémomètre A2 et LVDT D6 sur la fissure du montant 8 – Photo CEREMA 13 septembre 2018.....	23
Figure 22 - LVDT D3, sondes T9 T10, vue du balcon périphérique - Photo CEREMA 11 avril 2017	23
Figure 23 Capteur T11 en partie haute de la lanterne [20]	24
Figure 24 Anémomètre A3 Photo CEREMA 13 septembre 2018	24
Figure 25 Contrainte - déformation avec changement volumétrique [34].....	32

Tableaux

Figure 26 Diagramme de gisement de roches magmatiques [44]	35
Figure 27 Blocs de kersanton – détail zone altérée périphérique – photos N. Domède	36
Figure 28 Courbe contrainte - déformation de la maçonnerie en traction parallèle aux joints [51]	39
Figure 29 Relation entre l'effort vertical et l'effort de cisaillement [53]	40
Figure 30 Comportement de la maçonnerie en traction horizontale et compression verticale [54]	40
Figure 31 Types de modélisation de la maçonnerie. D'abord la micro-modélisation détaillée, puis la micro-modélisation simplifié et finalement la maso-modélisation [51]	41
Figure 32 Unité de maçonnerie pour la méthodologie d'homogénéisation [58]	43
Figure 33 VER en losange de Cecchi et al [61]	43
Figure 34 Diminution du module d'élasticité sécant du béton au cours des chargement cycliques [63]	44
Figure 35 Ouverture des fissures P1, P11 et température à l'air pendant la période d'instrumentation[74].....	48
Figure 36 Ouverture moyenne des fissures selon les saisons pendant la période d'instrumentation[74].....	48
Figure 37 Méthode de réseaux neurones [82].....	52
Figure 38 Diffraction des rayons X du Kersanton- cœur	56
Figure 39 Courbe caractéristique du kersanton.....	61
Figure 40 Disposition de l'essai en flexion des échantillons avec petite entaille.....	62
Figure 41 Forme de l'entaille des barrettes de kersanton.....	62
Figure 42 Entaille sur des échantillons en flexion.....	64
Figure 43 Essai de compression	65
Figure 44 a) Essai de traction directe b) Disposition des entailles dans les échantillons de traction directe	66
Figure 45 Localisation des essais in-situ.....	67
Figure 46 Rugosité des pierres de taille	68
Figure 47 Jauge de mesure sur les échantillons de kersanton et échantillon de référence	68
Figure 48 Changement thermique	69
Figure 49 sens de l'essai de dilatation thermique.....	69
Figure 50 Courbe moyenne du comportement en compression du kersanton.....	71
Figure 51 Courbe moyenne du comportement en flexion du kersanton	72
Figure 52 Préparation des éprouvettes pour essais chimiques	73
Figure 53 Diffraction des rayons X du granite G2	74

Tableaux

Figure 54 Diffraction de rayons X du granite G3	74
Figure 55 Cubes extraits des blocs de granite, dans l'ordre G1, G2 et G3.....	75
Figure 56 Préparation des éprouvettes cylindriques, carottage et rectification	76
Figure 57 Cube du granite dans la presse d'essai en compression.....	76
Figure 58 Eprouvettes cylindriques du granite, jauge verticale et horizontale et capteurs LVDT pour contrôle de l'essai	77
Figure 59 Courbe caractéristique du granite sain de l'Ile Vierge	80
Figure 60 Courbe caractéristique du granite altéré de l'Ile vierge	80
Figure 61 Variation de la déformation volumétrique du granite non altéré	81
Figure 62 Variation de la déformation volumétrique du granite altéré	81
Figure 63 Disposition de l'essai en flexion	81
Figure 64 Corrélation entre la vitesse d'onde ultrasonore et la résistance en compression	82
Figure 65 distribution des pressions dues au vent sur un cylindre[29]	88
Figure 66 Valeurs de a) C_{p0} et b) C_{pe}	90
Figure 67 Coefficient de rugosité et d'exposition au vent dans les trois normes.....	92
Figure 68 Intensité de la turbulence dans les deux normes	93
Figure 69 zones du phare pour calcul en 1D	94
Figure 70 Géométrie du phare de l'Ile Vierge et du modèle.....	97
Figure 71 Schéma du repère des contraintes utilisé	99
Figure 72 Localisation des anémomètres.....	100
Figure 73 rose de vent des données météorologiques à Plouguerneau en a) % d'occurrence et b) vitesse moyenne du vent	101
Figure 74 Données de direction du vent enregistrées par les trois anémomètres - 10 mars 2019	103
Figure 75 Données de vitesse du vent enregistrées par les trois anémomètres - 10 mars 2019	104
Figure 76 Coefficient de variation des données de mesure de direction du vent	104
Figure 77 Pourcentage d'occurrence pour le vent météorologique de 247 °N	107
Figure 78 Organigramme de la méthode 1	108
Figure 79 Organigramme de la méthode 2	111
Figure 80 Action thermique sur les cheminées d'après l'EC1-5 section 7 a) gradient thermique linéaire b) distribution en escalier[30]	116
Figure 81 Contraintes résultats de chargement thermique ΔT_p a) σ_θ b) σ_z	118
Figure 82Contraintes résultats de chargement thermique ΔT_M a) σ_θ b) σ_z	118

Figure 83 Contraintes résultats de chargement thermique ΔT_M 27°C a) $\sigma\theta$ b) σz c) Allure des contraintes	119
Figure 84 Position des sondes de température installées sur le mur de soubassement.....	120
Figure 85 Différence de températures sur la surface extérieure du soubassement pendant une journée froide	123
Figure 86 Différence de températures sur la surface extérieure du soubassement pendant une journée chaude	123
Figure 87 Différence de températures extrêmes.....	127
Figure 88 Températures extérieures et météorologiques dans une journée chaude	128
Figure 89 Températures intérieures et dans un élément métallique de la lanterne dans une journée chaude	128
Figure 90 Températures extérieures dans une journée froide	129
Figure 91 Températures intérieures et dans un élément métallique de la lanterne dans une journée froide	130
Figure 92 Comportement de la température dans le soubassement côté Nord-Est pendant une journée chaude	131
Figure 93 Comportement de la température dans le soubassement pendant une journée froide	131
Figure 94 Différence de gradients thermiques extrêmes	134
Figure 95 Eprouvettes pour essais de fatigue	135
Figure 96 Essai de fatigue en flexion.....	136
Figure 97 ΔW pendant le temps d'enregistrement	142
Figure 98 Température météorologique à Plouguerneau	142
Figure 99 Blocs de kersanton sur la vue en plan du soubassement	143
Figure 100 Ouverture de fissure pendant le temps d'enregistrement	145
Figure 101 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T4 sur l'ouverture de fissure D1.....	146
Figure 102 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T10 sur l'ouverture de fissure D3	146
Figure 103 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T6-10 sur l'ouverture de fissure D6.....	147
Figure 104Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T6-T8 sur l'ouverture de fissure D2	147
Figure 105 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T6-8 sur l'ouverture de fissure D4.....	148

Tableaux

Figure 106 Influence de la température moyenne mensuelle intérieure du soubassement T8 sur l'ouverture de fissure D5.....	148
Figure 107 Amplitude journalière moyenne mensuelle des fissures dans la période d'enregistrement.....	149
Figure 108 Amplitude journalière moyenne mensuelle des fissures par rapport au gradient thermique correspondant.....	150
Figure 109 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D1 par rapport à la ligne de tendance.....	151
Figure 110 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D3 par rapport à la ligne de tendance.....	152
Figure 111 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D6 par rapport à la ligne de tendance.....	153
Figure 112 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D2 par rapport à la ligne de tendance.....	154
Figure 113 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D4 par rapport à la ligne de tendance.....	155
Figure 114 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle de D5 par rapport à la ligne de tendance.....	155
Figure 115 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle des fissures par rapport à ses lignes de tendance.....	156
Figure 116 Ecart d'ouverture de fissure moyenne mensuelle des fissures et de la température météorologique par rapport à la ligne de tendance.....	157
Figure 117 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques.....	160
Figure 118 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques 27/02/2019.....	161
Figure 119 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 27/03/2019....	161
Figure 120 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 14/05/2018....	161
Figure 121 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 03/01/2019....	162
Figure 122 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 04/10/2018....	162
Figure 123 Comportement de la fissure D6 par rapport aux actions thermiques - 01/06/2019.....	162
Figure 124 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 01/08/2019....	163
Figure 125 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 03/12/2019....	163
Figure 126 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques - 30/11/2019....	163
Figure 127 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques et du vent en juin 2019.....	164

Tableaux

Figure 128 Comportement des fissures par rapport aux actions thermiques et du vent en mars 2019.....	165
Figure 129 Cercle d'ACP des températures.....	168
Figure 130 Circle ACP des données du vent météorologique et des enregistrements a) sans traitement b) avec traitement par la méthode 1.....	169
Figure 131 a) ACP de toute la période d'enregistrement (étape 1 de la méthode) b) position de capteurs.....	171
Figure 132 Réseaux de neurones	183
Figure 133 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D1 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique.....	183
Figure 134 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D3 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique.....	184
Figure 135 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D6 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique.....	184
Figure 136 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D2 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique.....	184
Figure 137 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D4 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique.....	185
Figure 138 Diagramme de corrélation entre les données mesurées et validées du capteur D5 par les réseaux neuronaux dans la phase de validation a) Paramètres thermiques b) Vent météorologique.....	185
Figure 139 Résultat de l'ACP dans toute la période d'enregistrement.....	194
Figure 140 a) Schéma de réseaux de neurones et b) Résultat sur les données de la fissure D5 et les paramètres thermiques	194

TABLE DES ILLUSTRATIONS : TABLEAUX

Tableau 1 Caractéristiques élastiques du fer puddlé [31]	31
Tableau 2 Bilan des propriétés mécaniques du granite cités dans cette bibliographie	34
Tableau 3 Composition en % de masse du Kersanton [18].....	37
Tableau 4 Bilan des résultats des essais mécaniques sur la pierre de kersanton [18]	37
Tableau 5 Résistance en compression des cubes de 100 x 100 mm ² de kersanton	57
Tableau 6 Résistance en compression des cylindres de 70 x 70 mm ² de kersanton	57
Tableau 7 Résistance en compression des cylindres de Φ 70 mm x h 140 mm de kersanton ...	57
Tableau 8 Transformation des résultats au cylindres de 100 x 100 x 100 mm ³	59
Tableau 9 Module de Young et coefficient de Poisson du kersanton.....	59
Tableau 10 Caractéristiques mécaniques du kersanton sain.....	60
Tableau 11 Module en flexion du kersanton	61
Tableau 12 Résultats de l'essai de flexion en force de rupture	64
Tableau 13 Résistance en compression du kersanton.....	65
Tableau 14 Résistance en traction directe du kersanton.....	66
Tableau 15 Vitesse de propagation du son	67
Tableau 16 coefficient de dilatation thermique du kersanton entre 20 et 80 °C	69
Tableau 17 coefficient de dilatation thermique du kersanton entre 0 et 40 °C	70
Tableau 18 Valeurs de paramètres de fluendo3D de la pierre de kersanton	71
Tableau 19 Composition en % de masse des blocs de granite.....	73
Tableau 20 Résistance en compression en cubes de 70x70x70mm de granite.....	76
Tableau 21 Résistance en compression en cylindre de Φ 70 mm x h140 mm de granite	77
Tableau 22 Module de Young et Coefficient de Poisson du granite	78
Tableau 23 Caractéristiques mécaniques du granite sain et altéré	79
Tableau 24 Résistance en flexion du granite.....	82
Tableau 25 Caractéristiques d'homogénéisation de la maçonnerie du phare de l'Île Vierge – méthode Cecchi <i>et al.</i>	84
Tableau 26 Calcul de la pression statique du vent selon l'EC 1-4[29], [96]	88
Tableau 27 Calcul du comportement dynamique du vent selon l'EC 1-4	90
Tableau 28 Calcul de la pression statique du vent selon NV-65	91
Tableau 29 Calcul du comportement dynamique du vent selon la norme NV-65.....	91
Tableau 30 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Données géométriques.....	95
Tableau 31 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Poids propre.....	95
Tableau 32 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Efforts dus au vent.....	95

Tableaux

Tableau 33 Calcul des contraintes du Phare de l'Île Vierge – Contraintes.....	95
Tableau 34 Diamètre de la tour modélisée à chaque hauteur	96
Tableau 35 Propriétés élastiques des matériaux utilisés dans le modèle	97
Tableau 36 Résultats des contraintes maximales sur le phare de l'Île Vierge sous l'action du vent	99
Tableau 37 Bilan de différences entre l'information météorologique du vent et les données enregistrées par les anémomètres et sélectionnées par la méthode 1	107
Tableau 38 Chargements thermiques selon l'EC 1-5 [30], [103].....	116
Les résultats du calcul des contraintes sous l'action thermique de la section 5 de l'EC1-5 (bâtiments) sont fournis dans le Tableau 39, la Figure 81 et la Figure 82.	
Tableau 39 Résultats du modèle élastique selon le chargement du titre 6 de l'EC 1-5	117
Tableau 40 Résultats du modèle élastique selon le chargement de gradient thermique maximal de l'EC1-5 section 5	118
Tableau 41 Différence entre les températures de surface extérieures du soubassement et la température météorologique	122
Tableau 42 Bilan des températures du soubassement à 5 mm de profondeur dans la maçonnerie, enregistrées entre Juillet/Octobre 2017 et Décembre 2019	125
Tableau 43 Journées avec écarts extrêmes entre les capteurs de température	126
Tableau 44 Bilan des gradients thermiques dans le soubassement pendant toute la durée d'enregistrement.....	132
Tableau 45 Gradients thermiques extrêmes en chaque section instrumentée.....	133
Tableau 46 Gradients thermiques sur le soubassement au moment des écarts extrêmes.....	133
Tableau 47 Dimensions des échantillons	135
Tableau 48 Résultats des essais de fatigue en flexion	136
Tableau 49 Taux de charge vs flèche de l'essai de fatigue en flexion du kersanton.....	137
Tableau 50 Calcul de ΔL durant le temps d'enregistrement.....	143
Tableau 51 Vérification des données enregistrées par rapport aux relevés de 2017 et 2018 .	144
Tableau 52 Bilan des amplitudes totales annuelles des ouvertures de fissure	144
Tableau 53 Calcul de ΔL saisonnier durant le temps d'enregistrement	150
Tableau 54 Ecart d'ouverture de fissure par rapport à la ligne de tendance du comportement	151
Tableau 55 Calcul de ΔL journalier	158
Tableau 56 Bilan de l'amplitude journalière	158
Tableau 57 Matrice de corrélations de Pearson de toute la période d'enregistrement (Etape 2 de la méthode)	173

Tableaux

Tableau 58 Bilan de validation des modèles de toute la période d'enregistrement.....	174
Tableau 59 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D1	175
Tableau 60 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D3	176
Tableau 61 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D6	177
Tableau 62 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D2	177
Tableau 63 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D4	178
Tableau 64 Bilan des résultats d'analyse saisonnière sur la fissure du capteur D5	179
Tableau 65 Bilan des résultats d'analyse mensuelle.....	179
Tableau 66 Résultats d'analyse de corrélation pour les jours des valeurs exceptionnelles des LVDTs.....	180
Tableau 67 Bilan de résultats d'analyse de corrélations pour une journée de vent exceptionnel et une journée de vent moyenne.....	181
Tableau 68 Bilan des résultats des analyses par réseaux neuronaux des données des LDVTs de toute la période d'enregistrement.....	185
Tableau 69 Bilan des résultats des analyses par réseaux neuronaux des données des LDVTs de toute la période d'enregistrement.....	186
Tableau 70 Températures pour cas de chargement du modèle non linéaire.....	191

TABLE DES ILLUSTRATIONS : EQUATIONS

Équation 1	33
Équation 2	33
Équation 3	33
Équation 4	34
Équation 5	42
Équation 6	42
Équation 7	42
Équation 8 Fonction sigmoïde binaire [75]	51
Équation 9 Fonction sigmoïde bipolaire [75]	51
Équation 10 [82]	52
Équation 11 [82]	52