

Calcul des phares sous l'action du vent

N. DOMEDE^a, L. PENA^b, N. FADY^c

a. LMDC, Université de Toulouse, UPS, INSA, Toulouse, domede@insa-toulouse.fr

b. LMDC, Université de Toulouse, UPS, INSA, Toulouse, luisa.pena@insa-toulouse.fr

c. CEREMA/DTecEMF/TI/SNP/SO - Nicolas.Fady@cerema.fr

Résumé

L'étude présentée ici s'inscrit dans le cadre d'une recherche en Génie Civil dont le but est de développer une méthode de diagnostic structurel des phares en maçonnerie construits en France au 19^e siècle et au tout début du 20^{ème} siècle. Une étude historique préliminaire à cette recherche a permis de mettre à jour les méthodes utilisées par les ingénieurs de cette époque pour concevoir et calculer les tours des phares sous l'action du vent. Le but de l'article est de comparer les résultats de ces calculs avec ceux que l'on obtient en appliquant la réglementation actuelle. Cette étude comparative est mise en œuvre dans le cas du phare de l'Ile Vierge (Bretagne) qui présente des fissures dans les maçonneries. Pour construire ce phare, les ingénieurs ont fait appel aux matériaux nouveaux de la seconde moitié du 19^e siècle (ciment, fer puddlé, béton armé) et à une pierre locale, le kersanton. L'étude montre que la tour en maçonnerie a été surdimensionnée vis-à-vis du risque de basculement et vis-à-vis de la résistante des maçonneries dans le but de limiter les risques d'oscillation du phare sous l'action vent. L'action du vent ne peut expliquer les désordres structurels observés sur le phare.

Abstract

The study presented here is part of a civil engineering research project having the goal of developing a structural diagnosis method for masonry lighthouses built in France at the end of the 19th century. Its purpose is to describe the design and calculation methods used by engineers of the time to size the structures, and to compare them with current European standards. The article presents a case study, the Ile Vierge lighthouse, 82m high, built between 1897 and 1902, with cracks in the upper part. Its engineers used the new materials of the second half of the 19th century (cement, wrought iron, reinforced concrete) and a local stone called kersanton. The stability of this tall lighthouse under wind loads led to discussion among engineers of the "Service des Phares et Balises" who worried about the risk of excessive oscillations of the tower. The standard wind action defined in Eurocode 1 is applied to the structure and detailed calculation results are given. A comparative analysis of the ancient and modern methods is presented. The wind action cannot explain the structural damage observed on the lighthouse.

Key words: Civil engineering, lighthouses, wind action, diagnosis

Mots clefs: génie civil, phares, action du vent, diagnostic

1 Introduction

La 1^{ère} réglementation française sur l'action du vent à prendre en compte sur les bâtiments et ouvrages de génie civil est la Circulaire du Ministre des Travaux Publics parue le 29 août 1891 [1]. Dans les pays européens voisins, les règles en matière de calcul au vent sont apparues à la même époque [2] c'est-à-dire à l'extrême fin du 19^e siècle. Dans leur grande majorité, les 150 grands phares encore en service en France ont donc été conçus en l'absence de règles officielles. Ils ont cependant fait leurs preuves face aux tempêtes. On peut donc se demander quelles ont été les hypothèses de calcul adoptées par les ingénieurs pour dimensionner ces structures. Pour répondre à cette question, une recherche historique a été menée à partir des documents scientifiques édités au 19^e siècle et des cours de génie civil dispensés à l'Ecole des Ponts et Chaussées sur la même période. Les résultats de cette recherche sont présentés au premier paragraphe de cet article.

Suite à cette recherche historique générale, une étude spécifique a été réalisée sur le phare de l'Île Vierge, plus haut phare en pierre d'Europe, qui présente des désordres structurels en partie haute. On observe en effet, dans le mur en maçonnerie qui supporte la lanterne, des fissures verticales qui coupent les blocs de pierre. Les calculs du phare sous l'action du vent présentés ici sont un préliminaire au diagnostic structurel de ce phare. Une étude approfondie des archives de la construction de ce phare de 82m de hauteur mettent à jour les calculs effectués juste avant sa construction. Après une description de la géométrie du phare et de ses matériaux, un calcul de l'action du vent conforme à la réglementation européenne actuelle est présenté. Une étude comparative des hypothèses et des résultats des calculs anciens et modernes conclut cette étude.

2 Dimensionnement des phares au 19^e siècle

Le Baron Quinette de Rochemont, dans son cours de travaux maritime dispensé à l'Ecole des Ponts et Chaussées en 1897 [3] enseignait que la hauteur d'une tour de phare était fixée par rapport à la portée du feu et au niveau que le phare devait atteindre au-dessus de la mer. Le diamètre supérieur de la tour était choisi en adéquation avec celui de la lanterne qui abritait le feu et dépendait donc de la taille de l'optique et de la puissance de l'éclairage. La géométrie du fût de la tour jusqu'à sa base prenait en compte deux considérations : l'exploitation du phare et la stabilité du phare sous l'action du vent. L'exploitation du phare déterminait les dimensions de l'espace intérieur, la résistance mécanique de la maçonnerie, son enveloppe extérieure.

L'espace cylindrique intérieur devait accueillir soit uniquement un escalier permettant l'ascension jusqu'à la lanterne (cas du phare de l'Île Vierge), soit cet escalier et les logements des gardiens s'ils ne pouvaient être construits à proximité du phare (cas des phares en mer, en particulier). Dans ce dernier cas, et si la topographie du lieu le permettait, Rochemont enseignait que le diamètre intérieur était notablement plus grand.

Les dimensions extérieures et l'épaisseur de la paroi de la tour étaient déterminées de façon à assurer la stabilité de l'édifice et à limiter l'amplitude des oscillations sous l'action du vent. On avait constaté en effet, dès le milieu du 19^e siècle [4], que lors des tempêtes, des oscillations trop importantes pouvaient être inconfortables pour les gardiens, et surtout empêcher le bon fonctionnement de l'appareil d'optique. La rotation de celui-ci était assurée par un système d'horlogerie avec des contrepoids qui venaient frapper et endommager les parois internes de la tour et les équipements

techniques présents. Par ailleurs, le bain de mercure dans lequel baignaient les embases des optiques pouvaient déborder.

Dans ce cours de l'Ecole des Ponts de 1897, les règles de conception d'une tour formulées par Léonor Fresnel sont expliquées :

« on doit donner à une tour de phare au moins 5 fois la stabilité qui serait rigoureusement nécessaire au maintien de l'équilibre sous l'action d'un ouragan exerçant une pression de 275kg/m^2 sur une surface plane normale à la direction du vent, et en supposant que la rupture tend à se produire suivant une section horizontale. Dans les phares établis, le rapport ci-dessus indiqué varie de 3 à 7 mais il paraît prudent de ne pas descendre au-dessous du chiffre 5, surtout depuis que les travaux de la Commission anglaise de 1881 ont établi que dans certains cas exceptionnels la pression du vent pouvait atteindre jusqu'à 440kg/m^2 ».

L'enseignant insiste pour que les conditions de la stabilité statique sous l'action du vent soient toujours « largement remplies » car « la flexibilité par l'effet du vent observée dans certaines cheminées d'usine serait incompatible avec le bon fonctionnement des mécanismes d'un phare ». Le cours retranscrit l'expérience acquise par, d'une part, les ingénieurs français lors de la construction des phares sur les bases énoncées par les frères Fresnel au début du siècle et, d'autre part, les ingénieurs anglais lors de la conception des cheminées d'usine selon les principes de Rankine. Précisons ces deux approches.

Leonor Fresnel, qui dirigea la Commission des Phares de 1838 à 1846, s'est attaché à promouvoir les travaux scientifiques de son frère aîné Augustin Fresnel, qui ne se limitaient pas au développement de lentilles optiques. En 1831, Leonor Fresnel, rédige une note sur la méthode de calcul mise au point par son frère Augustin à l'occasion de la construction du phare de Belle-île [5]. Il admettait que la poussée du vent sur une construction est horizontale, uniforme et uniquement orientée dans la direction du vent. Pour calculer cette poussée, il utilisait les résultats des expériences menées au milieu du 18^{ème} siècle par l'ingénieur John Smeaton que les britanniques considèrent aujourd'hui comme le premier ingénieur en « génie civil ». Celui-ci a établi que le rapport de la pression P du vent mesurée sur une plaque plane, au carré de la vitesse V de ce vent est constant et égal à 1.2 (avec P en N/m^2 et V en m/s) [6]. Sur cette base, les frères Fresnel ont admis que la pression du vent lors d'une tempête est égale à 275kg/m^2 (soit une vitesse de 48m/s ou 172km/h). Pour vérifier la stabilité d'un phare, Léonor Fresnel proposait de calculer le moment de renversement en pied du phare sous l'action du vent en appliquant cette pression sur la surface de la section verticale médiane du cylindre, pression qu'il pondérait par $2/3$ pour tenir compte de la forme cylindrique extérieure du fût. Pour lui, la stabilité était assurée si le rapport K de ce moment de renversement au moment stabilisant dû au poids propre du phare était au moins égal à 4 [7].

Du côté anglais, William John Macquorn Rankine édita en 1858 un Manuel de Mécanique Appliquée [8] dans lequel il affirmait que la pression maximale du vent sur une surface plane valait 55psf (pounds per square foot, soit 268kg/m^2) pour une vitesse de 47m/s . Il était donc en accord avec les travaux de Smeaton, sans les citer. Pour passer d'une tour carrée à une tour cylindrique, Rankine appliquait un coefficient réducteur de $1/2$. Le coefficient de sécurité K choisi par Rankine valait 4 pour les tours cylindriques, comme Léonor Fresnel, mais seulement 3 pour les tours carrées, et descendait à des valeurs inférieures pour les cheminées [8].

Nous voyons donc que les hypothèses de calcul en matière de vitesse et de pression du vent en amont de la structure étaient identiques pour les ingénieurs français et anglais. La valeur de pression retenue pour la vérification de la stabilité correspondait à un vent extrême. Cette valeur provenait des résultats

de mesures faites en Angleterre 60 ans plus tôt. Leur désaccord se limitait à la valeur du coefficient de pression à appliquer pour tenir compte de la forme cylindrique de la tour : $2/3$ pour les uns, $1/2$ pour les autres. La valeur du coefficient de sécurité K sur la stabilité de la tour, rapport du moment de renversement au moment stabilisant, était choisie en fonction de l'impact des oscillations sur la fonctionnalité de la construction. Dans le cas des phares, les oscillations étaient nuisibles au fonctionnement de l'éclairage ($K > 4$) alors que dans le cas des cheminées, les déformations de la tour étaient jugées sans importance sur sa capacité à évacuer des fumées ($K < 3$).

3 Etude de cas

3.1. Le phare de l'Île Vierge

Il existe deux phares sur l'Île Vierge située à proximité de la pointe nord de la Bretagne (Fig.1). Celui qui nous intéresse ici est le plus grand et le plus récent, construit entre 1897 et 1902. Depuis sa mise en service le 1^{er} mars 1902, ce phare de 80m de hauteur, avec un plan focal à 75m de hauteur, est le plus haut phare en pierre d'Europe. Il est classé au titre des monuments historiques français depuis le 23 mai 2011.

La tour est en maçonnerie de pierre de granite (parement intérieur zones en bleues sur la figure 2) et de kersanton (parement extérieur, zones en jaune sur la même figure) de section circulaire de 13.20m à la base. La cage d'escalier a un diamètre constant sur toute la hauteur (5m). Elle permet de monter en une seule volée du pied de la tour jusqu'au niveau de la chambre de service du gardien 65.80m plus haut (le gardien était logé dans l'ancien petit phare de l'Île Vierge). La paroi intérieure de la tour, au-dessous de la chambre de service, est doublée d'une cloison en briques de terre cuite revêtue de plaques d'opaline bleue (Fig.1). Le plancher de la chambre de service, niveau 65.50, construit en mars 1901, est en ciment armé conforme au procédé Hennebique, breveté 9 ans plus tôt. Ce plancher n'est plus accessible aujourd'hui depuis l'expertise effectuée par le CEREMA qui a mis en évidence un défaut de portance [19]. Au-dessus de cette salle se situe la chambre de la machinerie dont le plancher est métallique (niveau 70.00). Il devait supporter les 20 tonnes du poids de l'appareil d'optique et de sa machinerie [9]. Les poutres maitresses de ce plancher de 50 cm d'épaisseur sont encastées dans la maçonnerie « *de manière à entretoiser les parois de la tour à son sommet* » [9].

La charpente métallique de la lanterne (fer puddlé et bronze) est ancrée dans un mur cylindrique en maçonnerie entre les niveaux 70.00 et 73.42. Il est constitué d'une maçonnerie de pierres de taille en kersanton de 50cm d'épaisseur en zone courante. Ce mur périphérique délimite la chambre de l'appareil citée plus haut. Il est percé d'une porte débouchant sur un sas appelé « échauguette » formant excroissance au cylindre, donnant accès à un chemin de ronde périphérique au niveau 70.00. Cette niche a été placée volontairement dans l'angle mort du phare et donc plein Sud [9].



Figure 1 – Le phare de l’Ile Vierge. Photos de l’auteur

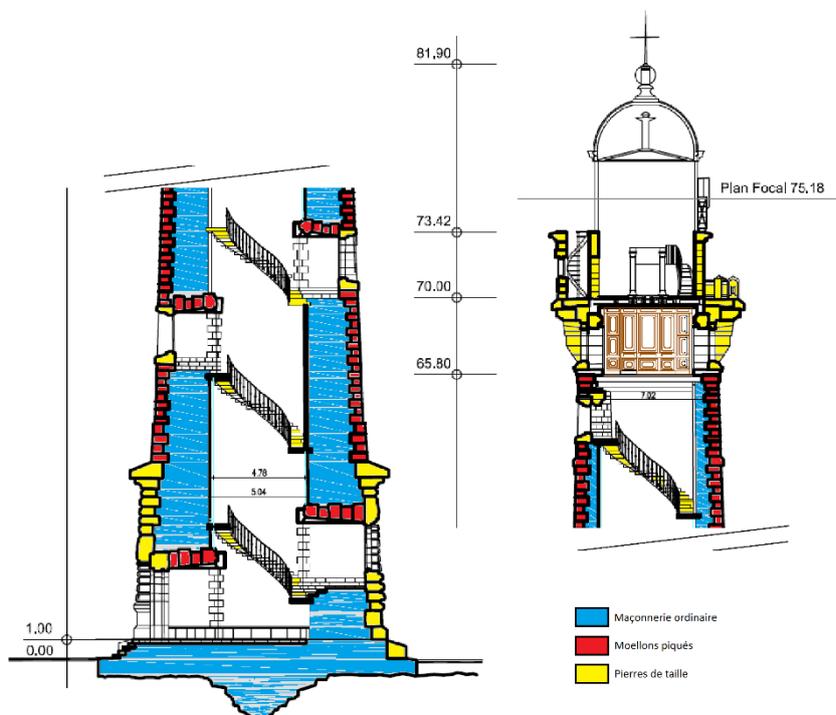


Figure 2 – Coupe du phare avec les différents types de maçonnerie [20]

Pour le choix des matériaux, les ingénieurs ont mis l’accent sur la durabilité de l’édifice, la rigidité vis-à-vis du risque d’oscillation, et la rapidité des travaux. Pour les maçonneries, deux choix s’offraient à eux dans les pierres locales : le kersanton, qui devait être amené par bateau, et le granite qui était disponible sur l’île au pied du phare. Pour augmenter la durabilité de l’ouvrage, les ingénieurs ont choisi de monter les maçonneries exposées aux intempéries en pierre de kersanton (carrières de Logona à côté de Brest [20]) parce qu’ « aucune autre pierre de la région n’est aussi apte à se tailler suivant des arêtes vives et à se conserver indéfiniment malgré les intempéries » [10]. Il a également été décidé de construire l’escalier central en pierre de kersanton parce qu’en granite « les arêtes de ces derniers s’épaufrent avec une trop grande facilité. Il n’y a qu’à voir les escaliers des phares de Créach et de Sein par exemple construit l’un en Kersanton l’autre en granite du genre Laber pour être fixé à cet égard » [10]. Toutes les maçonneries des parements intérieurs, non exposés aux intempéries, ont été montées avec des moellons du granite de l’île même et donc moins coûteux.

Pour augmenter la rigidité de la tour et permettre un chantier rapide, le ciment a été préféré à la chaux pour lier les mortiers [9] avec un dosage de 400kg/m^3 . Ce liant avait déjà été adopté pour la partie supérieure des phares d'Eckmuhl et de la Coubre pour éviter les fissures d'ovalisation de la section [9]. Bourdelles pensait en effet que l'emploi du ciment était « *le meilleur moyen de prévenir les fissures longitudinales de la tour* » [22]. Par ailleurs, l'emploi du ciment n'augmentait que très peu le prix de la maçonnerie [10]. L'épaisseur des joints projetée était de 1cm pour les pierres de taille (kersanton, parement extérieur) et 2cm pour les moellons piqués (granite, parement intérieur et blocage) [11]. Cependant, en 2011, lors des travaux de réparations des montants de la lanterne ancrés sur la hauteur du mur de soubassement, des fenêtres de reconnaissance ont été percées dans la maçonnerie [21]. Les photos prises montrent que les joints ont une épaisseur supérieure à 1cm, de l'ordre de 2cm.

Le marché de gré à gré passé pour la fourniture de ciment [12] précisait que la résistance du mortier sableux normal, mesurée sur éprouvettes en 8 avec la machine de Machaëlis (Fig.3), et donc en traction directe, devait être d'au moins 0.8MPa à 7 jours, 1.5MPa à 28 jours, et 1.8MPa à 84 jours. Ce renseignement a permis d'estimer que la résistance à la compression du mortier est de l'ordre de 7.5MPa et son module d'élasticité autour de 6GPa [20]. Ces paramètres de calcul ont été utilisés pour le calcul de la tour sous l'action du vent, comme nous le verrons ultérieurement.

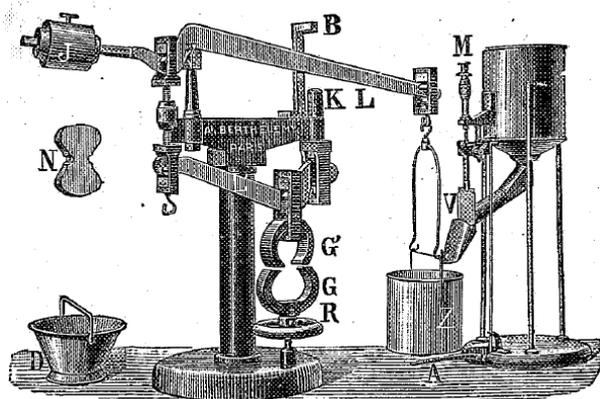


Figure 3 – Machine de Michaëlis pour essais de traction des mortiers [18]

3.2. Calcul de l'action du vent

3.2.1 Calculs de 1896

Ce phare a été calculé par l'ingénieur des Ponts et Chaussées De Joly [9] du service des Phares et Balises dirigé par Bourdelles. Les discussions entre les ingénieurs impliqués dans sa conception (dont également Considère et Pigeaud) ont duré un peu plus d'une année, du 22 avril 1896, date de la décision ministérielle de la création du phare, au 28 juillet 1897, 1^{er} jour du démarrage des travaux. La hauteur exceptionnelle du phare a suscité des débats sur les méthodes de calcul de la tour en maçonnerie.

De Joly a respecté l'approche de Leonor Fresnel et les recommandations de l'Ingénieur Bourdelles qui a approuvé les calculs en 1897 [7]. De Joly écrivit à Paris, le 29 juin 1896, qu'il est « *très tranquille sur la stabilité de la tour* » puisque

Le coefficient de stabilité de ce phare s'élève au chiffre de 10.8 qui devrait offrir toutes les garanties désirables, surtout par comparaison avec les coefficients ci-après des phares existants les plus hardis.

<i>La Coubre 1895, moellons calcaires et chaux hydraulique</i>	9.9
<i>Barfleur, 1835, moellons granitiques et chaux ordinaire</i>	8.2
<i>Planier, 1881, moellons calcaires et chaux du Theil</i>	7.1
<i>La Conche, 1852, briques et chaux hydrauliques</i>	5.4

De Joly a calculé le phare de l'Île Vierge sous l'action des pressions de vent calculées conformément à la méthode de Fresnel. Mais il ne s'est pas limité à ce calcul de stabilité. Il a de plus calculé les contraintes normales dans la maçonnerie selon la théorie de l'élasticité, comme cela se faisait depuis la construction du phare de la Coubre achevé en 1895 [5]. La méthode de calcul est rappelée par Bourdelles dans son rapport de 1897 :

On détermine la courbe de pression résultant de la composition successive des effets du poids des maçonneries et de l'action du vent obtenu avec les hypothèses de Fresnel. On déduit de la position du point de passage de cette courbe dans chacune des sections du phare les efforts de compression ou de tension qui s'exercent dans toutes les parties et on s'assure que ces efforts ne dépassent pas les limites imposées par sécurité.

De Joly a déterminé les épaisseurs de la maçonnerie de sorte que « sous l'effort des vents les plus violents, soufflant en rafales, le travail des maçonneries ne dépasse pas 12kg par cm² » et qu'il n'y ait pas de zone tendue. Sa courbe de variation des pressions (on dirait aujourd'hui « contraintes normales ») de bas en haut du phare, est à la figure 4. Les résultats des calculs menés en prenant en compte une masse volumique de 2400kg/m³ pour la maçonnerie, sont les suivants [5]:

Les calculs ainsi faits par les ingénieurs et résumés dans une épure joint à leur projet établissent que la tour de l'Île Vierge n'est exposée en aucune de ses parties à des efforts d'extension. La compression maximum due aux efforts exercés par le vent et le poids de l'ouvrage (y compris les appareils et la lanterne) se produit sur la circonférence de la base du fût et n'y excède pas le chiffre de 10.480 kg par cm². La compression maximum provenant de l'action isolée du poids de la construction atteint 8.78kg. Enfin, le maximum de l'effort de compression qui agit sur le sol de fondation descend au-dessous du chiffre de 7kg seulement.

De Joly a également calculé la flèche en tête de la tour sous l'action du vent et vérifié qu'elle était « dans les limites que M. Bourdelles a jugées sages ». Le module d'élasticité qu'il a utilisé n'est pas connu.

Les ingénieurs de l'époque n'étaient pas en mesure de fournir de calcul dynamique sous l'action du vent. Mais ce sujet préoccupait Bourdelles qui contestait « que les effets dynamiques du vent agissant par rafales puissent être calculés par les règles de la statique ». Faute d'outil de calcul dynamique approprié, il constatait à regret qu'« il ne semble pas qu'il y ait d'autre moyen que d'appliquer les méthodes de calcul de la stabilité du phare de l'Île Vierge aux phares existants les plus hardis qui ont subi l'épreuve du temps ainsi qu'aux autres constructions analogues telles que les cheminées d'usine, et de comparer entre eux les résultats ainsi obtenus ». Ce travail fût fait et il aboutit à la conclusion qu'« il n'y a pas de doute à avoir sur la résistance du phare projeté mais encore que l'on pourrait

sans imprudence, dépasser la hauteur minimum de 75m qui a été prescrite [...]. Vraisemblablement, il ne sera pas impossible de faire plus et mieux dans l'avenir », ce qui ne semble pas avoir été fait.

En 1904, l'ingénieur en chef du Service des Phares Ribière a fait construire un oscillographe pour mesurer les oscillations des phares en cas de tempête (Fig.5). La période des oscillations mesurée grâce à ce nouvel appareil fût 0.775 secondes [14].

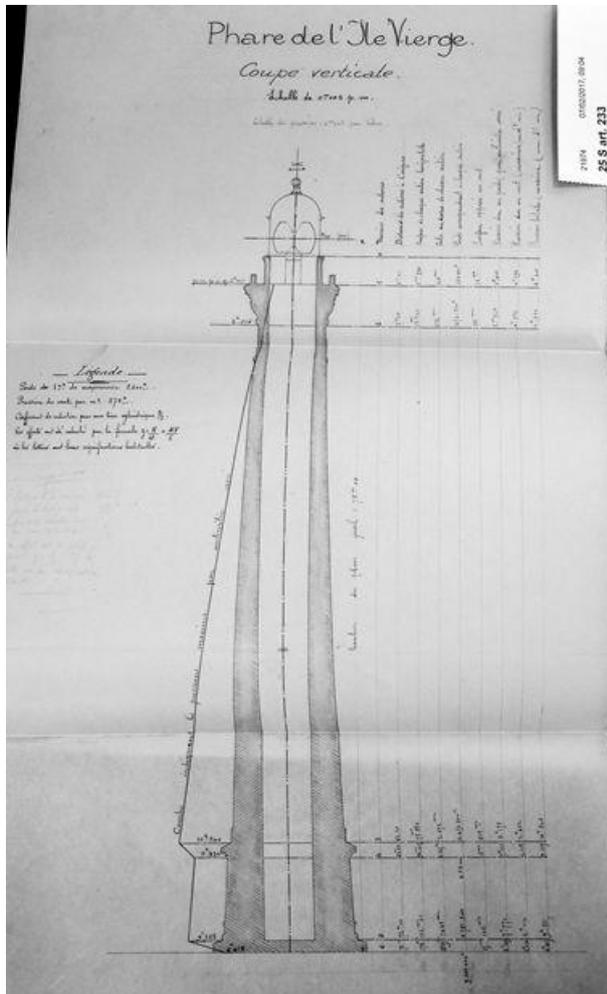


Figure 4 - Variation des contraintes normales selon de Joly [13]

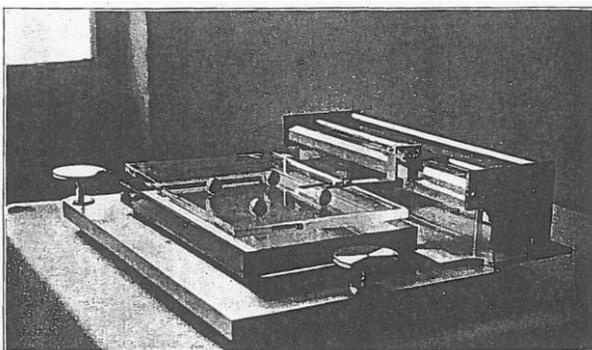


Figure 5 – L'oscillographe Richard d'après [14]

3.2.2 Application de l'Eurocode

Ce chapitre présente les vérifications liées à l'action du vent sur le phare de l'île Vierge conformément aux Eurocodes. L'Eurocode 1 [15] fournit l'action du vent et l'Eurocode 0 [16] les combinaisons du vent avec les autres actions selon les Etats Limites envisagés. Enfin, pour la détermination des caractéristiques mécaniques des maçonneries, on se réfère à l'Eurocode 6 [17].

3.3.2.1 Hypothèses

Pour le calcul de l'action du vent, des simplifications ont été adoptées dans le cadre de cette étude comparative. La géométrie de la tour a été assimilée à un cylindre de hauteur $H=80\text{m}$, de 13.20m de diamètre à la base, de 6m de diamètre au sommet, et de diamètre moyen $D=9.60\text{m}$. La présence de fenêtres et d'ouvrants a été négligée, de même que la présence de l'échauguette. Ainsi, la structure est un cône avec symétrie de révolution.

Concernant les matériaux, le calcul ci-après considère que la maçonnerie est un matériau homogène isotrope et élastique. Compte tenu des très faibles valeurs de contraintes calculées, comme nous le verrons en 3.2.2, cette dernière hypothèse est justifiée. Dans le cadre de cette étude, une estimation de la résistance en compression et du module d'Young de la maçonnerie homogénéisée à l'aide des formules de l'Eurocode 6 est suffisante.

Une campagne d'essais réalisée en 2017 [20] sur des blocs de kersanton issus de la même carrière que ceux du phare de l'île Vierge ont permis de caractériser cette roche du point de vue mécanique. Il a été établi que la résistance moyenne de la roche saine est égale à 106MPa et sa résistance à la traction (par flexion 3 points) 16.7MPa . Le module d'Young a été estimé à 48GPa . Les blocs de roches dont ont été extraits les éprouvettes présentaient cependant des zones superficielles altérées dans lesquelles une perte de 30% des capacités ci-dessus a été observée. Une estimation des caractéristiques mécaniques du mortier de ciment utilisé pour la construction est également connue (voir ci-dessus). Ces valeurs correspondent à l'état du mortier au moment de la construction et une baisse de ces caractéristiques du fait de l'altération des mortiers est possible, mais difficile à évaluer. Cependant, les investigations sur site menées en 2011 ont mis en évidence un mortier sain, en dehors des zones de fissuration, très localisées. Nous retiendrons donc pour le mortier les valeurs citées précédemment.

La méthode d'homogénéisation utilisée dans le cadre de cette étude comparative consiste à utiliser les formulations de l'Eurocode 6 pour estimer, dans un premier temps, la résistance homogénéisée de la maçonnerie, puis dans un second temps, son module d'élasticité. La résistance moyenne normalisée des blocs de pierre est ici comprise entre 75 et 106MPa selon que le bloc de kersanton est totalement altéré ou totalement sain. Cependant, comme le domaine d'application de l'EC6 est limité aux roches de résistance inférieure à 75MPa , nous retiendrons la valeur (défavorable) de la roche altérée. Pour le mortier, la valeur $f_m=7.5\text{MPa}$ est retenue [20]. La résistance caractéristique de la maçonnerie homogénéisée est donc évaluée à $f_k=0.45f_b^{0.7}f_m^{0.3}=17\text{MPa}$. On remarquera que, par cette formulation, l'Eurocode 6 ne tient pas compte de l'appareillage des blocs, c'est-à-dire ni de leur géométrie ni de la façon dont ils sont positionnés dans l'espace les uns par rapport aux autres. Cependant, cette formule a été établie sur la base d'essais réalisés sur des maçonneries montées à joints épais et pleins (aussi bien verticalement que horizontalement) ce qui correspond bien au cas des maçonneries du phare. On notera par ailleurs que, traditionnellement, les 3 dimensions des blocs de pierre sont du même ordre de grandeur. Enfin, les roches en présence (granite et kersanton) sont isotropes. Considérer la maçonnerie comme « isotrope » est une hypothèse satisfaisante pour l'étude de la stabilité globale du phare.

La résistance de calcul f_d de la maçonnerie est $f_d=f_k/\gamma_M$ où $\gamma_M=3.3$, et donc $f_d=5\text{MPa}$. Le module d'Young à court terme (celui qui doit être pris en compte pour une action telle que le vent) est $E = 1000f_k$, et donc $E=17\text{GPa}$.

A titre de comparaison, il est intéressant de rappeler ici les résultats d'une étude conduite par l'EPFL (Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne) sur le phare de l'Ile Vierge en 2014 [23] au cours de laquelle des mesures de fréquence propre ont été effectuées sur le phare puis une analyse modale à l'aide de la méthode de calcul aux éléments finis avec un modèle élastique. La fréquence propre mesurée est égale à 1.47Hz. Le module d'Young E de la maçonnerie et sa masse volumique ρ ont ensuite été déterminés par analyse inverse de façon à retrouver cette fréquence. La conclusion de l'étude fut que les deux couples suivants de valeurs semblaient optimaux : $E=16\text{GPa}$ et $\rho=2.5\text{t/m}^3$ ou $E=17\text{GPa}$ et $\rho=2.7\text{t/m}^3$. Compte tenu de la dimension des blocs lue sur les plans d'archives et de l'épaisseur des joints (2cm), la masse volumique est proche de 2.5t/m^3 . Cette analyse conclut donc que le module est de l'ordre de 16GPa. Cette valeur est du même ordre de grandeur que la valeur estimée par les formulations de l'EC6. Pour le calcul élastique de la tour sous l'action du vent, un module d'Young homogénéisé de 17GPa conforme à l'EC6 a été retenu.

3.3.2.2 Calculs

Action statique

L'Eurocode1-4 définit la pression du vent à prendre en compte sur une structure comme le produit de la pression dynamique de pointe q_p par un coefficient adimensionnel dit « de pression » noté C_p . La pression dynamique de pointe du vent q_p est donnée par (1).

$$q_p = [1 + 7I_v] \frac{1}{2} \rho V_m^2 \quad (1)$$

avec ρ la masse volumique de l'air (1.225kg/m^3), V_m la vitesse moyenne du vent au lieu considéré, et où I_v caractérise l'influence de la turbulence créée par la structure. La vitesse de référence du vent correspondant à une période moyenne de retour de 50 ans dans le Finistère est $V_b = 26\text{m/s}$ soit une pression dynamique de base, loin en amont de la construction égale à $q_b = \frac{1}{2} \rho V_b^2 = 414\text{N/m}^2$.

Le calcul de la vitesse moyenne prend en compte les conditions avoisinantes de la structure qui peuvent modifier localement la vitesse de base suivant l'expression $V_m = C_r(z) C_o V_b$ où C_r est le coefficient de rugosité et C_o le coefficient d'orographie. Dans le cas présent $C_r = 1.565$, $C_o = 1$. D'où $V_m = 40.7\text{ m/s}$ et $q_m = 1014\text{N/m}^2$.

L'intensité de la turbulence au sommet du phare est $I_v = 0.103$ avec un coefficient de turbulence $k_l = 1$ (calculé selon l'Annexe Nationale française) ce qui veut dire que l'écart-type de la vitesse du vent vaut $\sigma_v = I_v \cdot V_m(z) = 4\text{m/s}$.

Finalement, la pression dynamique de pointe est égale à $q_p = 1750\text{N/m}^2$ ce qui correspond à une vitesse de pointe V_p égale à 53.5 m/s (192km/h). La pression du vent est prise constante sur la hauteur du phare.

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la géométrie de la structure exposée au vent. Dans le cas des structures cylindriques, l'EC1 fournit la variation de C_{pe} (Fig.6) en fonction de l'angle α (égal à 0 au point d'impact du vent).

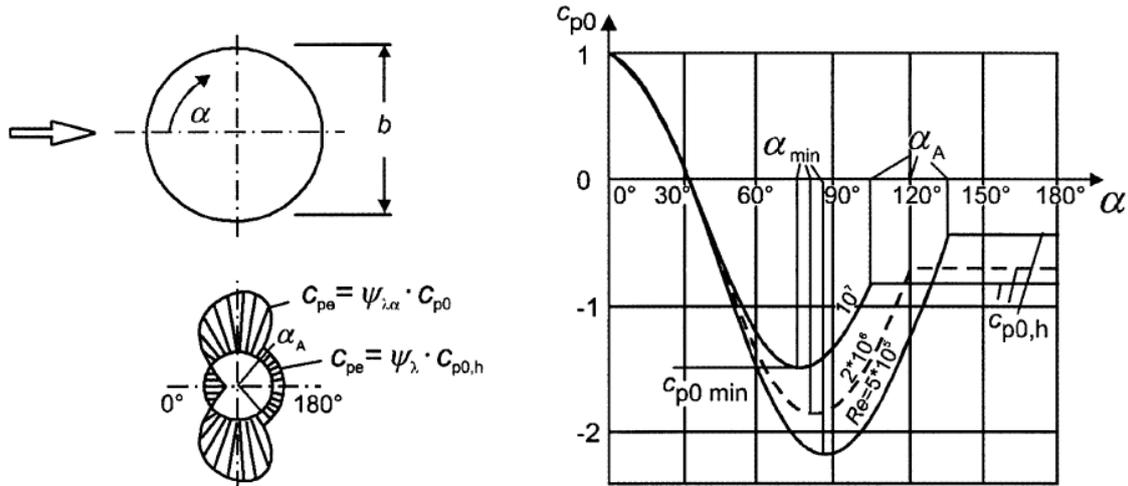


Figure 6 – Coefficient de pression extérieure autour d’une section circulaire d’après [26].

L’EC1 exprime C_{pe} sous la forme $C_{pe}(\alpha) = C_{p0}(\alpha) \cdot \psi_{\lambda\alpha}(\alpha)$ où $C_{p0}(\alpha)$ est le coefficient de pression sur les cylindres sans effet d’extrémités et $\psi_{\lambda\alpha}(\alpha)$ le facteur d’effet d’extrémités. Ils dépendent du nombre de Reynolds $Re = \frac{b \cdot V_p}{\nu} = 3 \cdot 10^7$ avec b le diamètre moyen du phare (9.60m) et ν la viscosité cinématique de l’air ($15 \cdot 10^{-6} m^2/s$). La Figure 7 décrit la variation de C_{pe} autour de la section, calculée avec les coefficients fournis par l’EC1-4 ($\alpha_{min}=75^\circ$, $C_{p0,min}=-1.5$, $\alpha_A=105^\circ$, $C_{p0,h}=-0.8$).

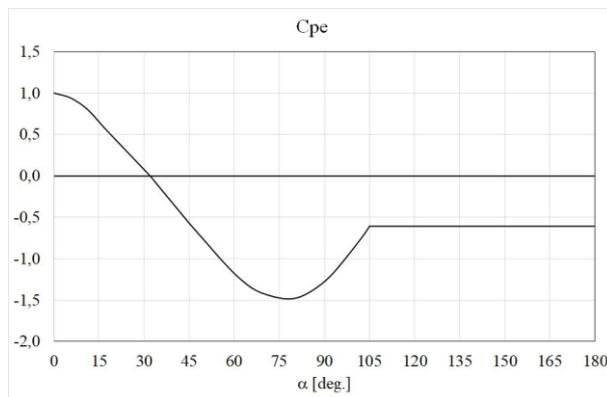


Figure 7 – Coefficient de pression extérieure C_{pe}

La force de trainée totale, c’est-à-dire la résultante de l’action extérieur du vent dans la direction du vent sur la totalité du phare, notée F , est donnée par l’équation (2).

$$F = \int_0^{2\pi} C_{pe}(\alpha) \cdot \frac{D}{2} \cdot \cos \alpha \cdot H \cdot q_p d\alpha \quad (2)$$

où q_p est la pression dynamique de pointe du vent et $C_{pe}(\alpha)$ le coefficient de pression extérieur décrit précédemment. Le calcul de cette intégrale fournit la force totale de poussée dans la direction du vent sur le phare de l’Ile Vierge. Elle est égale à 750kN.

Effet dynamique

Selon l’Eurocode 1, l’analyse du phénomène de résonance doit être réalisée lorsque le rapport de la vitesse critique du phare à la vitesse moyenne du vent est inférieur à 1.25. Les calculs de la vitesse critique ci-après suivent les recommandations de l’annexe E de l’EC1-4.

Les tourbillons se détachent de part et d'autre de la structure en produisant une force périodique et perpendiculaire à la direction du vent. Pour caractériser ce phénomène, l'Eurocode 1 définit une vitesse critique du vent notée V_{crit} . Si la vitesse moyenne du vent atteint cette valeur critique, la structure entre en résonance. La vitesse critique du vent est calculée selon l'expression $V_{crit} = \frac{b*n}{St}$ avec b le diamètre de la section, n la fréquence propre et St le nombre de Strouhal. Le nombre de Strouhal caractérise la sensibilité de la structure au détachement tourbillonnaire. Le tableau E.1 de l'EC1-4 fixe le nombre de Strouhal à 0,18 pour les cylindres.

La période mesurée sur le phare en 1904 valait 0.775s. La fréquence mesurée récemment par l'étude de l'EPFL est 1.47Hz ce qui correspond à une période de 0.68s. Par ailleurs, dans le cadre de l'étude présentée ici, le phare a été recalculé par la méthode des éléments finis avec un modèle élastique. Ce calcul numérique (décrit ci-après) a permis d'estimer la fréquence propre à 1.301Hz, soit une période de 0.768s. Ces trois valeurs sont très proches. Nous retenons cette dernière valeur, soit $n=1.3\text{Hz}$.

$$V_{crit} = \frac{b * n}{St} = \frac{9,6 * 1.3}{0.18} = 69 \frac{m}{s} = 248 \frac{km}{h}$$

La vitesse critique du phare est 1.7 fois plus grande que la vitesse moyenne du vent. Il n'y a donc pas à craindre de phénomène vibratoire.

Vérification de l'équilibre

Le moment de renversement dû au vent est $M_w=60\text{MN.m}$. Le poids du phare est 47.75MN . Le moment stabilisant calculé par rapport au bord extérieur de la section en pied est $M_G=315\text{MN.m}$. La combinaison d'action à considérer est $0.9G + 1.5W$. Hors $0.9M_G-1.5M_w$ est positif. Donc l'équilibre est vérifié. Le coefficient de sécurité calculé dans l'esprit de Fresnel est le rapport $0.9G / 1.5W$ qui est de l'ordre de 3.

Calcul manuel des contraintes normales sur la fondation

Les contraintes à l'ELS sont à calculer sous la combinaison d'action $G + W$, avec un effort normal $N=47.75\text{MN}$ et un moment dû au vent $M_w=60\text{MN.m}$. La section en pied de la tour a un diamètre extérieur de 13.20m et un diamètre intérieur de 5m, soit une aire de 117.2m^2 et une inertie de 1459.6m^4 . Les contraintes normales en pied varient de 0.14 à 0.68MPa. Il n'y a pas de zone tendue à la base de la tour. Les contraintes à l'ELU sont à calculer sous les combinaisons $G + 1.5W$ et $1.35G + 1.5W$. Un calcul élastique des contraintes sous ces combinaisons montre qu'aucune traction n'apparaît à l'ELU et que la contrainte de compression maximale vaut 0.96MPa, soit 20% de la contrainte de calcul f_d . Un calcul élastique peut donc être admis. Aucune rupture n'est possible.

Calcul par la Méthode des Eléments Finis (MEF)

Un calcul par la MEF (code CASTEM) a été effectué de façon à connaître l'état de contrainte et de déformation en tout point de la maçonnerie sous l'action du vent et étudier le phénomène d'ovalisation évoqué par Bourdelles en 1897. Le calcul a été mené dans le domaine élastique avec un module de 17GPa et une masse volumique de 2550kg/m^3 . Seule la tour en maçonnerie a été modélisée. La descente de charge de la lanterne a été estimée par ailleurs dans un calcul qui n'est pas détaillé ici. Pour alléger le calcul, une moitié de la tour a été modélisée du fait de sa symétrie axiale. Les déplacements verticaux et horizontaux en pied ont été bloqués en tous points. L'action du vent de pointe ($q_p=1750\text{N/m}^2$) a été appliquée sur la surface extérieure de la tour, sur toute sa hauteur, en respectant la figure 7. L'intérieur de la tour est mis en surpression ($C_{pi}=+0.20$) ou en dépression ($C_{pi}=-0.60$). Le déplacement vertical maximal en tête du phare, dû principalement au poids propre est de 2.4mm (Fig.8). Le déplacement horizontal en tête sous l'action du vent de pointe vaut 1.8mm.

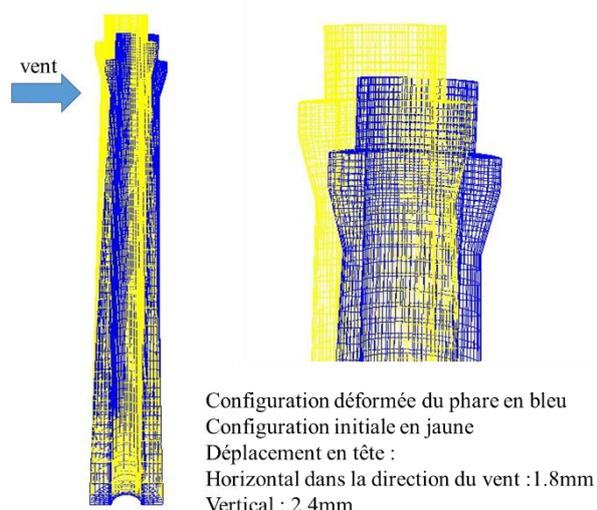


Figure 8 – Déformation de la tour sous l'action du vent

Le phare subit donc des déformations extrêmement faibles sous l'action du vent. Ceci justifie le fait qu'une étude plus approfondie de type « interaction fluide –structure » visant à déterminer l'action du vent en tenant compte de la souplesse de la tour n'est pas utile.

Pour visualiser le phénomène d'ovalisation de la section circulaire qui se transforme en ellipse sous l'action du vent, une vue de dessus du mur de soubassement de la lanterne en configuration initiale (jaune) et en configuration déformée (bleue) ont été superposées (Fig.9). La ligne rouge, qui est le contour initial du mur, met en évidence l'ovalisation du mur en partie haute. L'amplitude du phénomène est extrêmement faible. Il génère des contraintes σ_θ sur les sections verticales du mur comprises entre -0.3MPa et 0.07MPa (Fig.10. Contraintes >0 en traction). Ces contraintes de traction sont susceptibles de créer des fissures verticales à l'interface pierre-mortier (surtout au jeune âge des mortiers, comme le disaient les ingénieurs de l'époque de la construction qui ont de ce fait préféré le ciment à la chaux), mais pas dans les blocs de pierre. Hors, les fissures observées en tête du phare traversent les blocs. Elles ne peuvent pas donc pas trouver leur origine dans l'action du vent.

Les contraintes principales, sur l'ensemble du phare restent comprises entre -1.1MPa et +0.07MPa. Ce calcul 3D confirme qu'il n'y a pas de contraintes normales de traction sur les sections horizontales de la tour. Les contraintes de compression restent inférieures à 1.1MPa. Majorées par 1.5 (ELU), cette contrainte est de l'ordre de $f_d/3$. Il n'y a aucun risque d'éclatement de la pierre en compression sous l'action du vent.

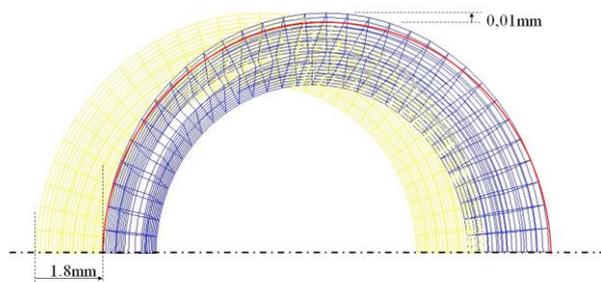


Figure 9 – Déformation de la section supérieure de la tour

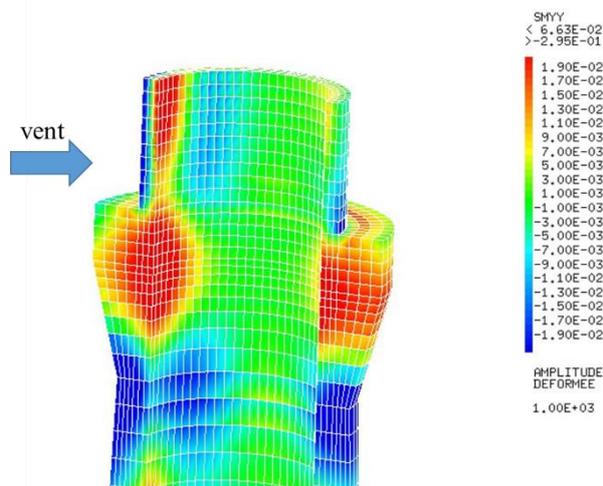


Figure 10 – Contrainte σ_{θ} en tête du phare (en MPa) sous l'action du vent (> en traction)

4 Comparaison et conclusion

La recherche historique sur la construction du phare de l'île Vierge a montré que, dans la 1^{ère} moitié du 19^e siècle, les ingénieurs français, formés à l'École des Ponts et Chaussées sur les principes établis par Augustin et Léonor Fresnel, considéraient deux « états limites » distincts. Un calcul à l'« état limite d'équilibre » consistait à vérifier le « non renversement » de la tour sous l'action d'un vent de 275kg/m² appliqué sur la section verticale médiane de la tour, minoré de 2/3. Un « état limite de déformation » consistait à limiter les déplacements en tête du phare en surdimensionnement le phare pour que le moment stabilisant dû au poids propre soit au moins 4 fois supérieur au moment de renversement. Dans la seconde moitié du 19^e siècle, les ingénieurs ajoutaient à ces vérifications un calcul des contraintes normales dans la maçonnerie sur les sections horizontales du cylindre, en suivant la théorie de l'élasticité de Navier. Les frères Fresnel calculaient l'action du vent sur la base des résultats expérimentaux de Smeaton, tout comme Rankine en Grande Bretagne. Ce n'est que sur le coefficient « de forme » à appliquer pour tenir compte de la forme cylindrique de la structure qu'ils n'étaient pas d'accord (2/3 côté français, 1/2 côté anglais). Les méthodes de Fresnel et de Rankine ont été appliquées au cas du phare de l'île Vierge, de 80m de hauteur. La force totale de vent obtenue est égale à 1408kN avec la méthode de Fresnel et 1029kN avec celle de Rankine, pour une vitesse du vent similaire de l'ordre de 48m/s.

Selon l'EC1, la vitesse de pointe du vent à prendre en compte sur le phare est 53.5m/s compte tenu de sa situation géographique et topographique. La force totale du vent vaut 750kN et est donc plus faible que celle estimée au 19^e siècle. Mais les vérifications à l'ELU demandées par les Eurocodes se font en majorant de 50% l'action du vent, ce qui fait passer ici de 750kN à 1125kN. Fresnel surestimait l'action du vent de 25%. Rankine la sous évaluait de 9%. Dans les deux cas, on peut dire que leur intuition était bonne et que Rankine était plus proche de la réalité. Il s'agit bien d'une « intuition » car ils n'ont jamais apporté d'élément pour justifier le choix de leur coefficient de forme.

Par ailleurs, la vitesse critique du vent calculée avec l'Eurocode montre que le phare de l'île Vierge ne présente pas de risque de phénomène vibratoire, ce que les mesures effectuées sur le phare en 1904 avaient démontré. En fait, les dimensions du phare ont été choisies par les ingénieurs dans ce but : empêcher toute oscillation du phare qui conduirait à son arrêt. Leur priorité était que le phare reste en service même en cas de tempête.

Le calcul 3D élastique a confirmé les résultats du calcul de De Joly effectués en 1896 : il n'y a pas de traction sur les sections horizontales de la tour. La contrainte de compression maximale est 1.1MPa. On notera que les ingénieurs avaient limité la contrainte normale en service à 1.2MPa. L'EC6 limite aujourd'hui la contrainte à l'ELU à 5MPa (mais pour une action du vent pondérée par 1.5). Dans les deux cas, la contrainte admise est inférieure à 5% de la résistance de la pierre saine (106MPa). Il n'y a aucun risque de soulèvement du phare, ni de fissuration horizontale de la tour, ni d'éclatement du matériau comprimé.

Les concepteurs des phares observaient le phénomène d'ovalisation des sections circulaires des tours sous l'action du vent, notamment pendant les travaux lorsque le mortier était frais, mais ne faisaient pas de calcul des contraintes en jeu. Le calcul 3D autorisé par la MEF montre que l'ovalisation de la section sous l'action du vent génère des déformations imperceptibles et des contraintes de traction inférieures à 0.1MPa. L'interface pierre/mortier, connue pour être le point le plus fragile de la maçonnerie, pourrait se détacher sous ces contraintes notamment dans les zones déjà altérées ou soumises à d'autres sollicitations. Mais ces tractions dans la paroi ne peuvent en aucun cas expliquer les fissures verticales observées dans les blocs de pierre. La prise en compte d'autres actions que le vent, une modélisation adaptée au comportement non linéaire des maçonneries, et de plus amples investigations sur site sont nécessaires pour expliquer les phénomènes mécaniques localisés en tête du phare.

Références

- [1] Circulaire du Ministre des Travaux Publics aux préfets, 29 août 1891. Révision de la circulaire ministérielle du 9 juillet 1877. Nouveau règlement relatif aux épreuves des ponts métalliques.
- [2] L. Schueremans, H. Porcher, B. Rossi, I. Wouters, On the evolution in design and calculation of steel structures over the 19th century in Belgium, France and England, *International Journal of Architectural Heritage*, 12 (2018) 320-333.
- [3] E.T. Quinette de Rochemont, H. Desprez, Cours de travaux maritimes, 1891. Bibliothèque numérique patrimoniale des ponts et chaussées, accessed 2018/12/19. https://patrimoine.enpc.fr/document/ENPC02_COU_4_20654_1896_1
- [4] L. Reynaud, Mémoire sur l'éclairage et le balisage des côtes de France, Paris : imp. impériale, 1864.
- [5] L. Fresnel, Mémoire sur la stabilité du phare de Belle-île en mer, *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, Carilian-Goeury Ed. 1831, 2^{ème} semestre. Pp. 385-420.
- [6] J. Smeaton, Experimental enquiry concerning the natural powers of wind and water to turn mills and other machines, London, I. & J. Taylor, 1796, 2nd Edition.
- [7] Archives départementales du Finistère. 25S art. 233. Extrait du rapport de l'inspecteur général, directeur du service des phares et balises en date du 13 février 1897. Stabilité de la tour.
- [8] W.J. Macquorn Rankine, A manual of applied mechanics, London and Glasgow: Richard Griffin and Co. 1858.
- [9] Archives départementales du Finistère. 25S art. 233. Courrier « Transformation du phare de l'île vierge. Exécution de la décision ministérielle du 22 avril 1896 », signé de l'ingénieur ordinaire, G. de Joly, Paris, le 13 juin 1896.
- [10] Archives départementales du Finistère. 25S art. 233. Projet C.3. Phare de l'île vierge. Modification de l'éclairage. Reconstruction de la tour. Rapport de l'ingénieur ordinaire. Signé Pigeaud le 8 janvier 1897.
- [11] Archives départementales du Finistère. Note de l'ingénieur en chef de Brest du 29 janvier 1897 signé Pigeaud.

- [12] Archives départementales du Finistère. 25S art. 237. Département du Finistère, arrondissement de l'ouest, Ponts et chaussées, Phare de l'île vierge, modification de l'éclairage, reconstruction de la tour. Fourniture de 350 tonnes de ciment de Portland. Soumission. Dressée par l'ingénieur ordinaire Pigeaud, à Brest le 26 novembre 1898.
- [13] Archives départementales du Finistère. 25S art.233. Phare de l'Île Vierge, coupe verticale. Courbe de pression. Sans date.
- [14] Ribière, Oscillations des tours des phares, Annales des Ponts et Chaussée, 10 septembre 1904.
- [15] NF EN 1991-1-4 et NA. Eurocode 1. Actions générales. Actions du Vent. mars 2008.
- [16] NF EN 1990 Eurocode 0. Bases de calcul des structures. Mars 2003.
- [17] NF EN 1996. Eurocode 6 : calcul des ouvrages en maçonnerie. Partie 1-1 : règles générales, règles pour maçonnerie armée et non armée. Mars 2006.
- [18] E. Leduc. Chaux et ciments, Paris : J.-B. Baillièrre et fils, 1902.
- [19] CETMEF, DIRM / Nord Atlantique-Manche, Finistère. Phare de l'Île Vierge à Plouguerneau. Etude de portance. Plancher de la chambre de service. 12/09/2011.
- [20] T. Druot, Diagnostic du phare de l'Île Vierge. Rapport de stage de master IDRIMS, sous la direction de N. Domède, INSA Toulouse, 07/2017.
- [21] CETE de l'Ouest, LRPC de Saint Briec. Phare de l'Île Vierge à Plouguerneau. Diagnostic des structures métalliques et de la maçonnerie en partie haute du phare. 04/2011.
- [22] Archives départementales du Finistère. Réf. 25S art. 233. Courrier de l'inspecteur général directeur du service des phares et balises à M. Considère, ingénieur en chef à Quimper. Signé Bourdelles, le 06.11.1896.
- [23] G. Mari. Comportement structural des phares en mer. Etude historique et analyse du comportement dynamique du phare de l'île Vierge. Stage de Master sous la direction de E. Denarié. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 5 juin 2014.