

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

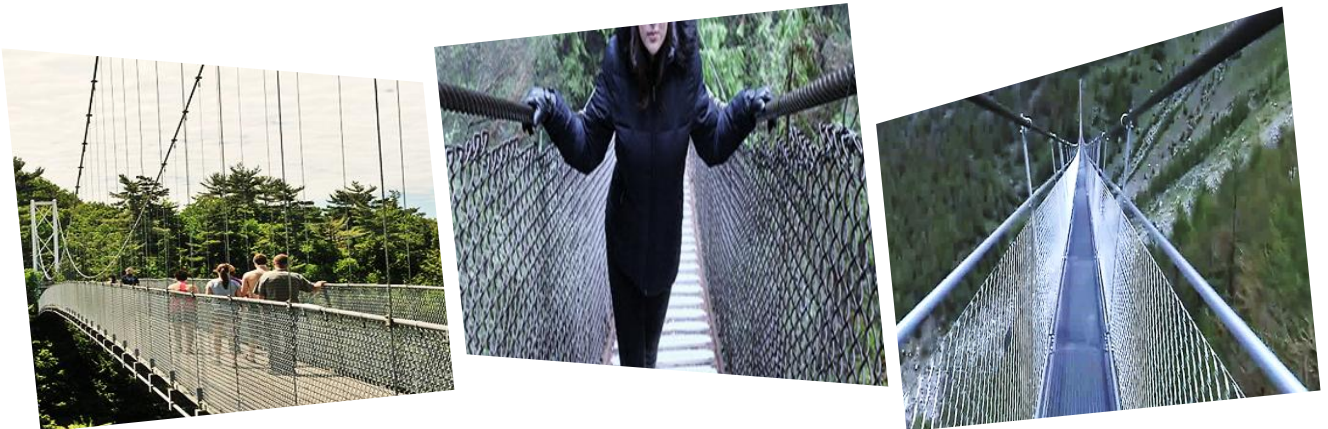
MÉMOIRE DE MASTER ACADÉMIQUE

EN GENIE CIVIL

Spécialité : Structures

Thème

**Analyse de comportement d'une passerelle suspendue par câbles
précontraints sous l'action quasi statique d'une rafale du vent**



Présenté par Ziani Lounes

Devant le jury

Dahmani Lahlou	Professeur	U.M.M.T.O.	Président
Sadaoui Arezki	Professeur	U.M.M.T.O.	Rapporteur
Illouli Saïd	Maitre de Conférence	U.M.M.T.O.	Examineur

Promotion 2017/2018

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

MÉMOIRE DE MASTER ACADÉMIQUE
EN GENIE CIVIL
Spécialité : Structures

Thème

**Analyse de comportement d'une passerelle suspendue par câbles
précontraints sous l'action quasi statique d'une rafale du vent**

Présenté par Ziani Lounes

Devant le jury

Dahmani Lahlou	Professeur	U.M.M.T.O.	Président
Sadaoui Arezki	Professeur	U.M.M.T.O.	Rapporteur
Illouli Saïd	Maitre de Conférence	U.M.M.T.O.	Examineur

Soutenu le

Liste des figures

Figure 1-1	Pont Sidi M'Cid de Constantine surplombant les gorges à 175 m de Rhumel		page 3
Figure 1-2	Pont routier Pierre-Laporte, Québec city		page 4
Figure 1-3	Pont du Golden Gate, San- Francisco ; Californie		page 4
Figure 1-4	Destruction du pont de Takoma Narrows		page 5
Figure 1-5	Description d'un système vertical précontraint		page 6
Figure 1-6	Passerelle piétonnière suspendue rigidifiée par des câbles		page 6
Figure 1-7	Vue du téléphérique de Renon, Italie		page 6
Figure 1-8	Vue d'une télécabine entre Oued Koriche et Bouzaréah, Alger		page 7
Figure 1-9	Câbles à torons parallèles et enroulés		page 10
Figure 1-10	Évolution du coefficient de trainée du cylindre en fonction du nombre de Reynolds de l'écoulement		page 12
Figure 1-11	Schéma de principe d'un câble MTP à gaine individuelle		page 14
Figure 1-12	Schéma de principe d'un câble MTP à gaine collective		page 14
Figure 1-13	Coupe transversale d'un câble MFP		page 15
Figure 1-14	Coupe transversale des câbles de type TMC		page 15
Figure 1-15	Détail d'un toron		page 16
Figure 1-16	Amortisseurs du pont de Normandie		page 22
Figure 1-17	Gaines profilées et aiguilles du pont de Normandie		page 23
Figure 2-1	Évaluation de la rugosité du terrain		page 31
Figure 2-2	Vitesses au sommet des versants		page 34
Figure 2-3	Rugosité 0 (mer) et IV (ville)		page 40
Figure 2-4	Rugosité IIIa (campagne avec haies)		page 40
Figure 2-5	Rugosité III b (bocage dense)		page 41
Figure 2-6	Rugosité II (aéroport)		page 41
Figure 2-7	Rugosité II (rase campagne)		page 42
Figure 2-8	Rugosité IIIb (zone industrielle)		page 42
Figure 2-9	Coefficient d'exposition $c_e(z)$ – sans effet d'orographie : $c_0(z)=1.0$		page 45
Figure 2-10	Étapes de calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ à Partir de la vitesse moyenne de référence v_{b0}		page 46
Figure 2-11	Hauteur de référence z_e		page 47
Figure 2-12	Exemples de sections couvertes par l'Eurocode 1		page 48
Figure 2-13	Profil transversal d'un tablier de pont		page 49

Figure 2-14	Coefficient de force $C_{f,x}$		page 50
Figure 2-15	Profil du tablier d'un pont courant		page 51
Figure 2-16	Géométrie de l'ouvrage de l'exemple 2		page 52
Figure 3-1	Système vertical précontraint		page 61
Figure 3-2	Système vertical précontraint sous charges horizontales		page 61
Figure 3-3	Diagramme de corps libre (DCL)		page 63
Figure 3-4	Exemple d'illustration numérique par la méthode directe de résolution		page 67
Figure 3-5a	Calcul de la flèche $v(x)$ due à la charge appliquée P		page 70
Figure 3-5b	Calcul du noyau $K(x,\alpha) = v(x,\alpha)$; flèche à l'abscisse x due à la charge unité $P=1$ appliquée à l'abscisse α		page 70
Figure 4-1	La version du logiciel APL utilisé dans ce travail.		page 72
Figure 4-2	Vue d'ensemble de l'interface APL		page 72
Figure 4-3	Lancement de l'exécution du programme		page 73
Figure 4-4	Dénomination des sous-programmes dans BPCHOR.		page 74
Figure 4-5	Implémentation pour interroger sur le niveau d'analyse.		page 74
Figure 4-6	Choix du niveau et type d'analyse.		page 75
Figure 4-7	Exemple d'introduction des caractéristiques de la structure.		page 76
Figure 4-8	Exemple d'introduction des charges.		page 77
Figure 4-9	Implémentation de calcul de la précontrainte initiale.		page 78
Figure 4-10	Vue en élévation de la structure.		page 79
Figure 4-11	Vue en profil de la structure suspendue.		page 79
Figure 4-12	Allure des flèches w_1 et w_2 dans les câbles pour l'exemple-type sous BPCHOR.		page 82
Figure 4-13	Allure des flèches w_1' et w_2' dans les câbles pour l'exemple-type sous ANSYS.		page 84
Figure 4-14	Comparaison des résultats obtenus analytiquement (BPCHOR) et avec ANSYS		page 84
Figure 4-15	Évolution des flèches dans les câbles en fonction de la vitesse du vent		page 87
Figure 4-16	Variation des flèches dans les câbles en fonction de la précontrainte de réglage H_1		page 88
Figure 4-17	Évolution des flèches en fonction du poids propre de l'ouvrage.		page 89

Liste des tableaux

Tableau 2-1	Valeurs du paramètre de terrain k_r en fonction des différentes catégories de terrain		page 32
Tableau 2-2	Effet d'un changement de rugosité à 10 m de hauteur		page 33
Tableau 2-3	Valeurs de base des vitesses et des pressions de référence en France		page 38
Tableau 2- 4	Hauteurs à prendre en compte pour $A_{ref,x}$		page 49
Tableau 3-1	Valeurs de $F(x)$ de l'équation intégrale de Fredholm		page 68
Tableau 3-2	Évaluation numérique du noyau de l'équation intégrale de Fredholm		page 69
Tableau 3-3	Solution de l'équation intégrale de Fredholm		page 70
Tableau 4-1	Les sous-programmes et calculs implémentés sur BPCHOR.		page 77
Tableau 4-2	Principales caractéristiques de la structure étudiée		page 80
Tableau 4-3	Résultats obtenus pour l'exemple-type de calcul sous BPCHOR		page 82
Tableau 4-4	Résultats des flèches obtenues pour l'exemple-type avec ANSYS		page 83
Tableau 4-5	Erreur relative en pourcentage pour les valeurs de la flèche		page 85
Tableau 4-6	Évolution de la flèche maximale en fonction de la vitesse du vent		page 86
Tableau 4-7	Évolution de la flèche maximale en fonction de la précontrainte dans les câbles		page 88
Tableau 4-8	étude du déplacement horizontal en fonction du poids propre		page 89

TABLE DES MATIERES

Chapitre 1 : Introduction

1-1 Etat de la problématique	1
1-2 Etat de la question et objectifs de ce travail	7
1-3 Paramètres et phénomènes aérodynamiques liés à la vibration des câbles	9
1-3-1 Câbles employés dans les systèmes suspendus	9
1-3-2 Paramètres aérodynamiques d'un câble	10
1-3-3 Phénomènes physiques engendrant des vibrations	16
1-4 Cheminement du travail suivi	24

Chapitre 2 : Détermination des actions du vent sur les ouvrages d'art selon les prescriptions de l'Eurocode 1 partie 1-4

2-1 Généralités	26
2-2 Principes de détermination des efforts	27
2-3 Détermination de la vitesse moyenne du vent au niveau de la structure	28
2-3-1 Valeur de base de la vitesse de référence, v_{b0}	28
2-3-2 Vitesse de référence du vent, v_b	29
2-3-3 Catégorie et rugosité de terrain	30
2-3-4 Orographie de terrain	33
2-3-5 Variation de la vitesse moyenne en fonction de l'altitude, $v_m(z)$	35
2-3-6 Turbulence du vent, $I_v(z)$	35
2-3-7 Détermination de la pression dynamique, $q_p(z)$	38
2-3-8 Détermination des efforts sur les tabliers	46
2-3-9 Exemples d'illustration	50

Chapitre 3: Bases théoriques de la méthode de calcul d'une passerelle suspendue sous l'effet des charges horizontales dues au vent

3-1 Généralités	56
3-2 Bref rappel de la théorie des structures hyperstatiques d'ordre infini et l'équation intégrale de Fredholm	57
3-2-1 Principe de calcul des structures hyperstatiques d'ordre infini	57
3-2-2 Equation intégrale de Fredholm	57

3-2-3	Vérification de l'équation de Fredholm par la densité de réaction	58
3-3-4	Généralisation du théorème de Menabrea	59
3-4	Application au système vertical précontraint sous l'action des charges horizontales ..	60
3-5	Résolution numérique de l'équation intégrale de Fredholm	64
3-5-1	Méthode directe de résolution	64
3-5-2	Exemple numérique d'illustration	66

Chapitre 4 : Expérimentations numériques et analyses

4-1	Généralités	71
4-2	Programme de calcul BPCHOR et les principales fonctions associées	71
4-2-1	Bref aperçu sur le langage APL	71
4-2-2	Exécution du programme et entrée des données	73
4-2-3	Niveau et type d'analyse souhaités	74
4-2-4	Caractéristiques géométrique et mécanique de la structure	75
4-2-5	Chargement	76
4-2-6	Etapes générales de calcul et principales fonctions associées	77
4-3	Expérimentation numérique et validation des résultats	78
4-3-1	Description de la structure	79
4-3-2	Choix d'un exemple de cas de charge	81
4-3-3	Résultats numériques et discussions	81
4-4	Analyse paramétrique	85
4-4-1	Variation de la vitesse du vent	85
4-4-2	Effet de la précontrainte H_1	86
4-4-3	Autre paramètre: poids propre de la structure	88

Chapitre 5 : Conclusions générales

5-1	Rétrospective	90
5-2	Conclusions	91
5-4	Recommandations futures	93

Références	94
------------------	----

Annexe A	Exemple d'utilisation du programme BPCHOR avec le type d'analyse (IR=1) sous une surcharge horizontale due au vent de vitesse 50m/s.
Annexe B	Exemple d'utilisation du code ANSYS pour l'exemple-type (Sous une surcharge horizontale due au vent de vitesse 50m/s).

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1-1 Etat de la problématique

Le vent est un mouvement d'air qui tend à équilibrer les zones de pression différentes créées par le réchauffement intégral de l'air suivant la latitude ou la nature du sol. Il est influencé par la rotation de la terre, la gravité et le frottement de l'air à la surface de la terre. Le frottement agit surtout à proximité du sol et provoque, en hauteur, des échanges turbulents entre couches d'air d'autant plus importants que la rugosité de la surface du sol est grande [1].

Le vent naturel agit sur les structures mais il est lui-même modifié par les obstacles qu'il rencontre. Il y a donc interaction entre l'air turbulent et l'ouvrage, qui subit des effets. La détermination des effets dus au vent pour une structure élancée ou de grandes dimensions doit prendre en compte beaucoup de facteurs dont l'environnement proche de la structure (présence d'autres bâtiments, reliefs), les conditions régionales de vent (probabilité d'occurrence des vents forts, propriétés de la turbulence), ainsi que les caractéristiques dynamiques (fréquences et déformées des modes propres) et aérodynamiques (forme, porosité) de la structure étudiée. Certains effets aéroélastiques connus comme le détachement tourbillonnaire, le galop, les interactions de sillage, qui conduisent à un couplage entre le vent et les vibrations, doivent également être considérés pour des structures particulièrement sensibles. Les effets dynamiques avec excitation des modes propres de la vibration de la construction pour le vent incident, par les écoulements de contournement de la construction ou éventuellement l'apparition d'instabilités aéroélastiques, en deviennent prépondérants. La relation entre les forces aérodynamiques et la réponse de la construction devient une tâche ardue et complexe. Dans ce contexte, le calcul des effets du vent naturel turbulent dans la structure fait appel nécessairement à la discrétisation aux éléments finis et aux approches spectrale et temporelle. A cet effet, la littérature révèle l'existence des modèles de vent [2], notamment pour les sites plats fonctions de la géographie, de la topographie, de la rugosité du site et de la hauteur au dessus du sol. Cependant, le passage des vitesses de vent aux pressions

aérodynamiques n'est pas accessible actuellement par modélisation numérique, en particulier l'action instantanée ou ses caractéristiques statistiques, extrêmes, écarts types, densités spectrales. C'est pourquoi il faut avoir recours à des approches théoriques, basée sur une modélisation simplifiée des forces aérodynamiques associées à des calculs de dynamique des structures [3] comme la procédure préconisée dans la réglementation des Eurocodes.

Le vent naturel turbulent représente un paramètre important dans le dimensionnement et la vérification des ouvrages modernes de plus en plus légers et élancés comme dans le cas des systèmes par câbles dont l'utilisation dans le domaine de la construction constitue tant sur le plan architectural que technique une évolution conceptuelle importante dans l'art de construire. Leurs avantages, permettant à la fois d'augmenter la portée et de réduire le poids propre, répondent d'une manière radicale au problème longtemps posé dans la réalisation des grandes portées [4,5,6]. Citons l'exemple de ponts suspendus indispensables pour franchir des vallées des rivières ou des bras de mer d'une ampleur considérable (fig. 1-1, 1-2, 1-3). Ce type de système est réputé très léger et emploie comme principal élément le câble dont l'équilibre des charges est réalisé uniquement par des efforts de traction pure, développés parallèlement à la fibre moyenne du câble, ne possédant en d'autres termes, aucune rigidité flexionnelle ou de compression par opposition aux structures classiques en portique ou en treillis. De cette caractéristique découle ainsi la nécessité pratique de mise en tension préalable à toute utilisation, et dont l'effet joue un rôle extrêmement important dans la stabilité des structures correspondantes dont le poids propre demeure particulièrement faible. Cette pré-tension, également appelée précontrainte, représente la charge qu'il est nécessaire d'intégrer initialement à une résille pour qu'en aucun cas de surcharge, l'un quelconque des éléments de cette résille ne risque d'être virtuellement comprimé.

On ne peut cependant faire abstraction de la vulnérabilité de ce type de structures aux agressions environnementales (pluie, vent, rayonnement ultra-violet, cycles de gel-dégel, variations thermiques, etc.) ou aux problèmes de stabilité liées au flottement et à la résonnance, qui doivent inéluctablement recevoir une grande attention lors de la conception de l'ouvrage. Les sollicitations dues aux effets du vent naturel turbulent, peuvent en constituer un des facteurs importants d'instabilités des différents éléments clés porteurs (câbles, haubans, suspentes...) et qui risquent d'affecter sérieusement la stabilité entière de la construction. L'étude du comportement sous l'action des actions de vent devient par conséquent primordiale dans un système aussi léger et déformable qu'est le système qui

utilise comme élément principal le câble [7,8]. Rapportons à ce propos, l'incident tragique de la destruction du pont suspendu de Takoma Narrows en 1940 dans l'état de Washington aux USA (fig. 1-4, [9]). La destruction du pont a été cru pendant longtemps qu'il était du au phénomène de résonnance entre un mode de vibration de l'ouvrage et les turbulences engendrées par le vent sur la structure du tablier. C'est en 1971 que finalement fut expliqué la raison réelle de la destruction du pont et qu'elle avait été bien occasionné par un effet aérodynamique d'auto-excitation sur la section de tablier. Ce phénomène s'explique en fait par un couplage à un degré de liberté entre le mouvement de torsion du tablier et la force aérodynamique qui découle de ce mouvement. La vitesse du vent pour laquelle ce couplage avait engendré une instabilité n'était pourtant pas élevée qui était de l'ordre de 56 km/h soit bien en dessous de la valeur de la vitesse pour laquelle le pont avait été calculé.



Figure 1-1: Pont Sidi M'Cid de Constantine surplombant les gorges à 175 m de Rhumel ;
Année : 1910-1912 ;
Longueur : 164 m ;
Largeur : 5.75 m



Figure 1-2: Pont routier Pierre-Laporte, Québec city ;
Longueur totale : 1041 m ;
Portée principale: 668 m ;
Hauteur totale: 116 m ;
Année : 1966-1970



Figure 1-3: Pont du Golden Gate, San-Francisco ; Californie ; Longueur totale : 2737 m ; Portée principale: 1280 m ; Hauteur: 230 m ;

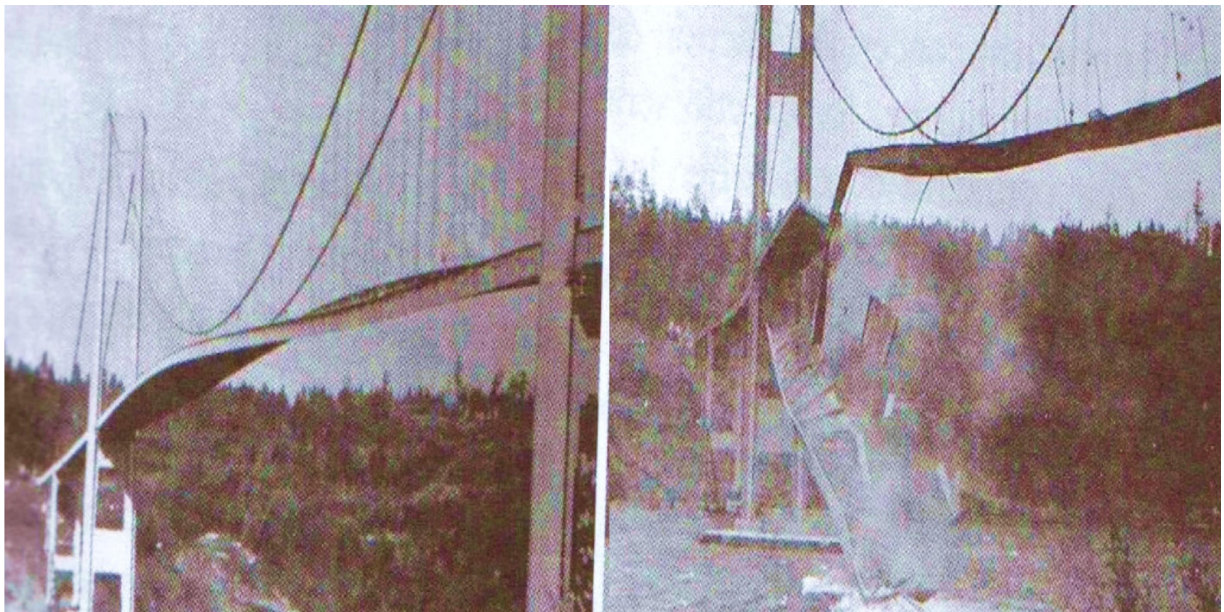


Figure 1-4 : Destruction du pont de Takoma Narrows [9]

Le système à câbles auquel nous allons nous intéresser dans le cadre de ce travail consiste en un système plan vertical à câbles précontraints, de courbures inversées, équivalent à un pont suspendu dont les poutres de rigidité sont représentées par des câbles auxiliaires précontraints appelés câbles de rigidité. Comme représenté sur la figure 1-5, ce système se compose principalement d'une nappe de suspentes verticales réunissant deux câbles principaux à savoir le câble porteur ou principal et le câble tendeur ou de rigidité qui sont

fixés en leurs extrémités à des massifs d'ancrage. Deux systèmes de ce type peuvent supporter un tablier léger que nous pouvons supposer dépourvu de rigidité propre appréciable. Ce qui peut nous permettre de songer dans le cas pratique à une passerelle piétonnière très flexible (fig. 1-6) dont l'implantation peut être très intéressante dans des sites d'attraction ou à un ouvrage connu sous le nom de catérail assurant le passage d'un wagonnet accroché à un rail solidaire du système de suspension.

Nous pourrions également songer dans une moindre mesure à l'usage comme moyen de transport public à l'exemple de téléphérique (bicâble, fig. 1-7) ou de télécabine (monocâble, fig. 1-8). Notons que ce mode de transport public aérien, est généralement utilisé pour gravir un relief pentu et très accidenté ou franchir une dépression géographique (vallée, voie d'eau, montagne dans les stations de ski ou encore en milieu urbain pour la desserte d'un terrain communal au relief difficile) dans le but de se soustraire à des contraintes topographiques.

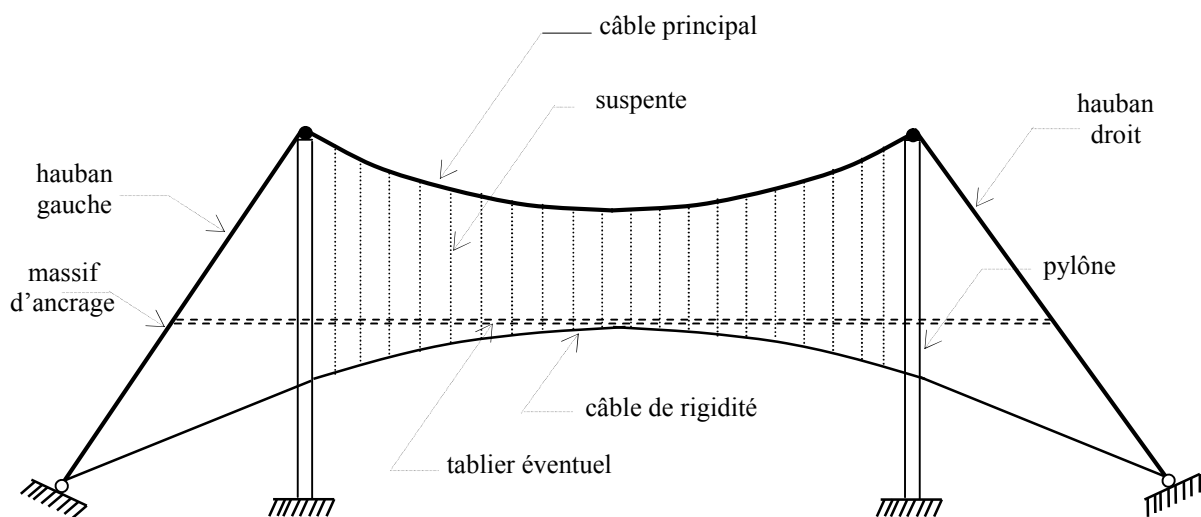


Figure 1-5: Description d'un système vertical précontraint



Figure 1-6: Passerelle piétonnière suspendue rigidifiée par des câbles



Figure 1-7 : Vue du téléphérique de Renon, Italie



Figure 1-8 : Vue d'une télécabine entre Oued Koriche et Bouzaréah, Alger

1-2 Etat de la question et objectifs de ce travail

Les réseaux à câbles dont sont composés les structures suspendues sont essentiellement des systèmes discrets, et peuvent être traités comme tels soit par éléments finis en moyennant des codes de calcul disponible dans la littérature. Cependant, si le nombre des câbles dans le réseau devient élevé, il est possible d'approximer le réseau par un système continu conduisant à une méthode d'analyse de nature analytique.

Par suite, la modélisation mathématique d'un réseau à câble peut s'effectuer par l'approche fondamentale qui assimile le comportement de la nappe des suspentes verticales à un voile continu et inextensible [10,11]. Les équations à caractère non linéaire qui en résultent, décrivant les tractées ou les poussées dans les câbles, s'établissent de façon à être résolues par une méthode itérative. Par ailleurs, vu que le comportement caractéristique des systèmes suspendus par câbles est non linéaire, les équations d'équilibre fondamentales doivent être formulées par référence à la configuration déformée et non par rapport à la configuration non déformée. C'est pourquoi le calcul exact d'une structure composée de câbles est souvent laborieux contrairement aux structures à éléments rigides dont l'équilibre est formulé par rapport à la configuration initiale. La raison évidente est que la géométrie d'un câble après déformation est très différente de sa géométrie initiale. Cette particularité a une double conséquence où d'une part, le principe de superposition des petits effets n'est plus

applicable et, d'autre part, on ne peut plus se baser sur la géométrie de la structure non chargée pour formuler les équations d'équilibre.

Le but principal de ce travail consiste d'analyser le comportement sous l'action quasi statique d'une rafale de vent d'un ouvrage suspendu léger sans poutre de rigidité, telle une passerelle suspendue rigidifiée par câbles précontraints. A ceci va se greffer un autre objectif complémentaire qui consiste de mettre en évidence, à travers une analyse paramétrique appropriée, l'effet de certains paramètres sur la stabilité du système comme l'intensité de la rafale de vent, la pré-tension du câble de rigidité et le poids propre de l'ouvrage.

Mentionnons que ce travail n'est pas fortuit. C'est une suite logique des travaux de recherche antérieurement réalisés par mon directeur de mémoire et ses collaborateurs [12,13] au cours desquels une méthode analytique originale a été mise au point pour ce type de structure. Elle a été traduite en langage d'ordinateur et dont le programme s'intitule BPCHOR_version 2017. Néanmoins, quoique fussent déjà tenus compte dans les développements théoriques, les effets dus aux actions du vent n'ont pas été jusqu'à présent examinés et quantifiés numériquement.

1-3 Paramètres et phénomènes aérodynamiques liés à la vibration des câbles

Lorsqu'ils sont soumis à une excitation périodique, les câbles peuvent, dans certaines conditions, accumuler de l'énergie et osciller avec des amplitudes importantes. Si ces oscillations mettent rarement l'ouvrage en danger, elles sont malgré tout inquiétantes pour les usagers et peuvent, si elles ne sont pas maîtrisées, endommager ces câbles par fatigue. Les vibrations des câbles peuvent être causées par le déplacement des ancrages sous l'effet des charges du trafic ou du vent agissant sur l'ouvrage (tablier, pylônes) ou par les effets du vent agissant directement sur les câbles. Le risque de vibrations des câbles doit être pris ainsi en considération lors de la conception de l'ouvrage. Si des instabilités imprévues se produisent sur un ouvrage achevé, un diagnostic précis est nécessaire pour prendre des mesures correctives adaptées [14, 15].

Dans cette section, il s'agit principalement de passer en revue d'abord quelques paramètres aérodynamiques qui caractérisent le comportement vibratoire d'un câble, puis certains phénomènes physiques pouvant y engendrer des vibrations et enfin de décrire quelques actions employées pratiquement permettant de combattre ces vibrations.

1-3-1 Câbles employés dans les systèmes suspendus

Les câbles les plus utilisés dans les ouvrages suspendus sont des câbles du type toronné i.e qu'ils sont constitués des fils d'acier enroulés hélicoïdalement autour d'un fil central appelé âme, en plusieurs couches de pas inversés (fig.1-9). Ils ont une très haute limite d'élasticité atteignant plusieurs fois celle de l'acier traditionnel de charpente métallique. Les torons dont sont ainsi formés les câbles peuvent contenir des centaines de fils et atteindre des limites de rupture de plusieurs centaines de tonnes. Leur module d'élasticité intrinsèque est plus petit que celui du matériau en acier à cause de l'enroulement des fils en hélice ou une valeur de 170000MPa n'est pas rare. On parle ainsi de câbles à torons parallèles lorsque les câbles sont constitués d'un ensemble de torons alignés. Quand ils sont constitués d'un ensemble de torons enroulés autour d'une âme centrale métallique ou textile, on parle alors de cordages. Les cordages possèdent un module d'élasticité intrinsèque encore plus faible, qui peut être inférieur à 140000 MPa. A l'heure actuelle, il est possible de dire que les câbles constitués d'un faisceau de torons parallèles individuellement protégés, logé dans une gaine continue se sont techniquement imposés dans la vie pratique, une technologie qui combine à la

fois des fonctions aérodynamiques, esthétiques et de protection contre les effets de l'environnement.

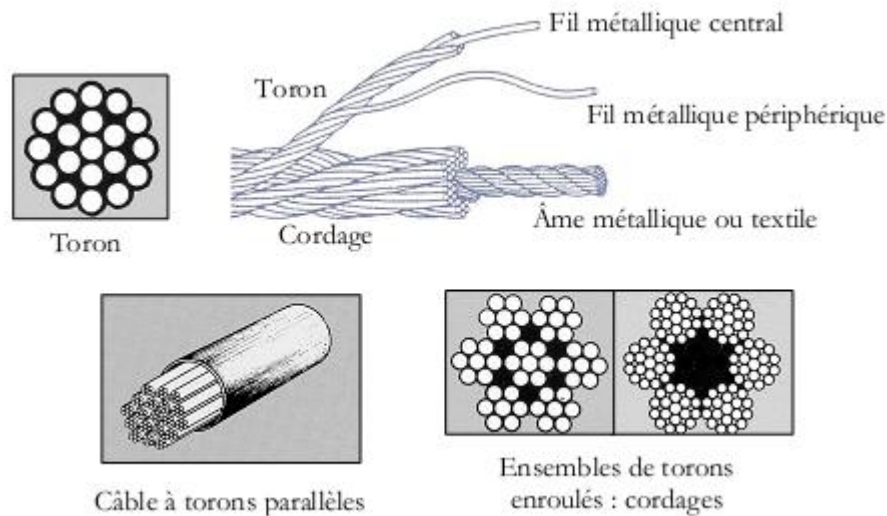


Figure 1-9: Câbles à torons parallèles et enroulés

1-3-2 Paramètres aérodynamiques d'un câble

En aérodynamique, la force de trainée et l'amortissement qui en résulte, représentent les deux principaux paramètres qui caractérisent le comportement vibratoire d'un câble soumis à l'action du vent. La trainée est par définition la force qui s'oppose au mouvement d'un corps dans un liquide ou un gaz et agit comme un frottement. Quant à l'amortissement caractérisé par plusieurs paramètres, il provient de frottements internes entre les éléments constitutifs du câble ou des ancrages.

1-3-2-1 Trainée d'un câble

La trainée représente la composante des efforts exercés sur le corps, dans le sens opposé à la vitesse relative d'un corps par rapport au fluide dans lequel il est immergé. Il existe différents types de phénomènes qui concourent à la trainée totale. On en distingue particulièrement la trainée de forme, la trainée de frottement (la plus importante) et en régime supersonique, la trainée d'onde et la trainée induite.

L'effort de trainée (statique) du vent sur un câble est donnée par:

$$F_d = \frac{1}{2} \rho U^2 D C_d \quad (1-1)$$

où ρ est la densité de l'air ($\rho = 1.23 \text{ kg/m}^3$ dans les conditions normales de température et de pression), U est la vitesse du vent, D le diamètre extérieur du câble et C_d le coefficient de trainée appelé C_{fx} dans l'Eurocode 1. Dans le cas classique des gaines circulaires, la valeur du coefficient de trainée dépend de la vitesse du vent, ou plus précisément du nombre de Reynolds R_e :

$$R_e = \frac{UD}{\nu} \quad (1-2)$$

où ν est la viscosité cinématique de l'air ($\nu = 15 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ dans les conditions normales de température et de pression). Comme le montre le diagramme ci-dessous (fig. 1-10), on observe trois domaines pour la valeur de C_d :

- Pour des faibles valeurs de R_e , dans le domaine subcritique, C_d est relativement élevé, de l'ordre de 1.2 ;
- dans le domaine supercritique, au dessus d'une valeur critique du nombre de Reynolds variant de $2 \cdot 10^5$ à $8 \cdot 10^5$ selon la rugosité de la gaine, le coefficient de trainée chute à 0.5 ou 0.6 ;
- pour des valeurs plus élevées de R_e , dans le domaine hypercritique, le coefficient de trainée croît pour atteindre un palier qui dépend à nouveau de la rugosité.

Dans la plupart des ouvrages, les câbles se trouvent dans le domaine supercritique pour les valeurs extrêmes de la vitesse du vent, et l'on adopte généralement une valeur de 0.7 pour le coefficient C_d afin de couvrir l'évolution de la rugosité des gaines dans le temps, avec le dépôt de poussière et l'altération des matériaux.

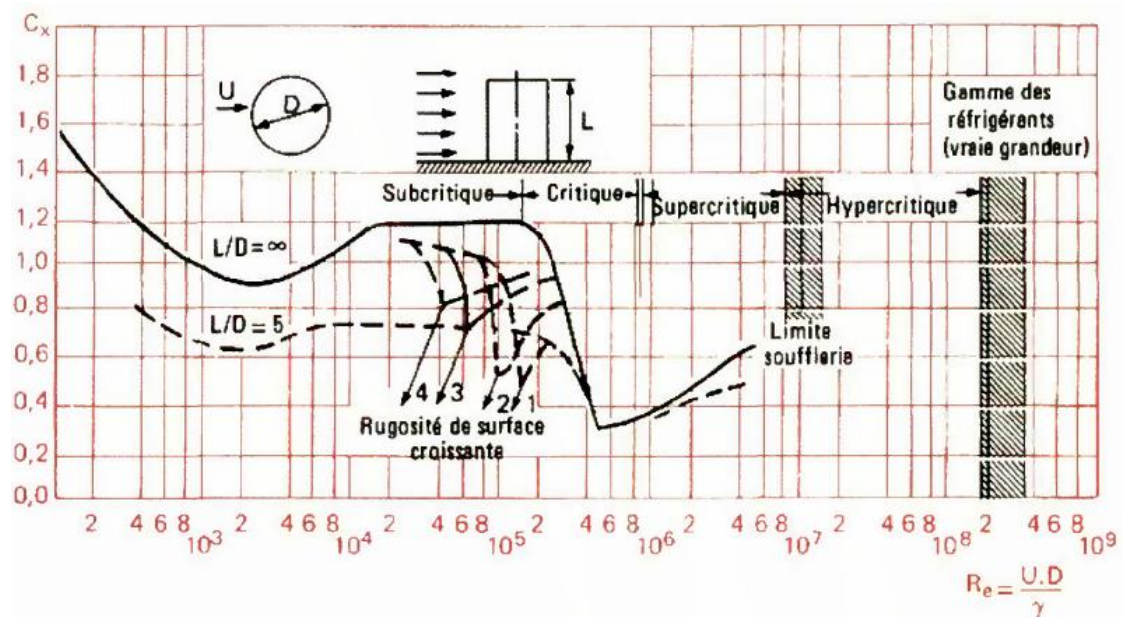


Figure 1-10 : Evolution du coefficient de trainée du cylindre en fonction du nombre de Reynolds de l'écoulement

1-3-2-2 Amortissement d'un câble

Dans les équations de la dynamique, la force d'amortissement par unité de longueur peut être modélisée à partir d'une constante d'amortissement visqueux notée γ et de la vitesse de déplacement transversal du câble (y), donnée par la relation :

$$F_{\text{amort}} = -\gamma \frac{\partial y}{\partial t} \quad (1-3)$$

Si l'on désigne par μ la masse linéique du câble et ω_1 sa pulsation fondamentale, l'amortissement rapporté au critique ξ est défini par :

$$\xi = \frac{\gamma}{2\mu\omega_1} \quad (1-4)$$

Enfin, on définit par décrement logarithmique d'un câble le logarithme du rapport, que l'on note δ , des amplitudes de deux oscillations libres successives (A_n et A_{n+1}).

$$\delta = \ln \frac{A_n}{A_{n+1}} \quad (1-5)$$

L'amortissement rapporté au critique ξ étant naturellement faible pour un câble, on montre que $\delta=2\pi\xi$ pour des oscillations d'amplitude modérées.

L'amortissement total d'un câble est la somme de son amortissement intrinsèque et de l'amortissement aérodynamique : $\delta_{\text{tot}} = \delta_i + \delta_a$. Ce dernier augmente avec la vitesse du vent, si bien que les problèmes de vibrations liés à une insuffisance d'amortissement sont souvent plus critiques pour des vents modérés que pour des vents extrêmes. L'amortissement intrinsèque δ_i d'un câble provient des frottements internes entre armatures constitutives du câble et entres pièces constitutives de l'ancrage. Il dépend donc fortement de la technologie du câble employé et l'on suggère de prendre les ordres de grandeurs suivants :

- Câbles multi-torons parallèles (MTP ; fig. 1-11) protégés individuellement : $\delta_i=0.9$ à 1.2% ;
- Câbles multi-fils parallèles (MFP ; fig. 1-12) et multi-torons parallèles protégés collectivement par un produit souple: $\delta_i=0.6$ à 1.8% ;
- Câbles multi-fils parallèles (MFP ; fig. 1-13) et multi-torons parallèles (torons nus) injectés au coulis de ciment: $\delta_i=0.05$ à 0.1% ;
- Câbles torons multi-couches (TMC ; fig. 1-14, fig. 1-15): $\delta_i=0.3$ à 0.6% en fonction du produit de colmatage.

L'amortissement décroît généralement lorsque la longueur du câble augmente, puisque les frottements localisés aux ancrages se diluent sur une plus grande portée. En outre, les frottements internes du hauban peuvent générer des problèmes de fatigue ou d'usure nuisibles à la résistance des câbles. L'amortissement aérodynamique provient du frottement du câble sur l'air, ou plus exactement de la vitesse relative du câble en vibration par rapport à l'écoulement du vent. Pour un déplacement relatif du câble dans la direction du vent, l'amortissement aérodynamique (décrément logarithmique) du mode k vaut :

$$\delta_a = \frac{\rho \pi U D C_d}{\mu \omega_k} \quad (1-6)$$

où μ est la masse linéique du câble et ω_k la pulsation propre du mode k . Pour un déplacement relatif du câble orthogonal à la direction du vent, l'amortissement aérodynamique (décrément logarithmique) du mode k vaut :

$$\delta_a = \frac{\rho \pi U D C_d}{2 \mu \omega_k} \quad (1-7)$$

On remarque que l'amortissement aérodynamique est deux fois plus faible que pour des vibrations dans un plan vertical (i.e perpendiculaire à la direction du vent) que pour des vibrations transversales (selon la direction du vent).

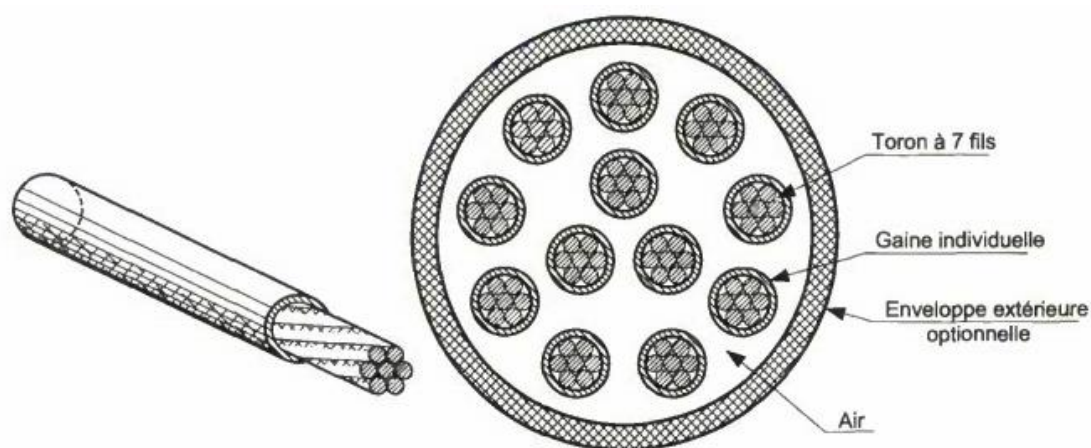


Figure 1-11 : Schéma de principe d'un câble MTP à gaine individuelle [16]

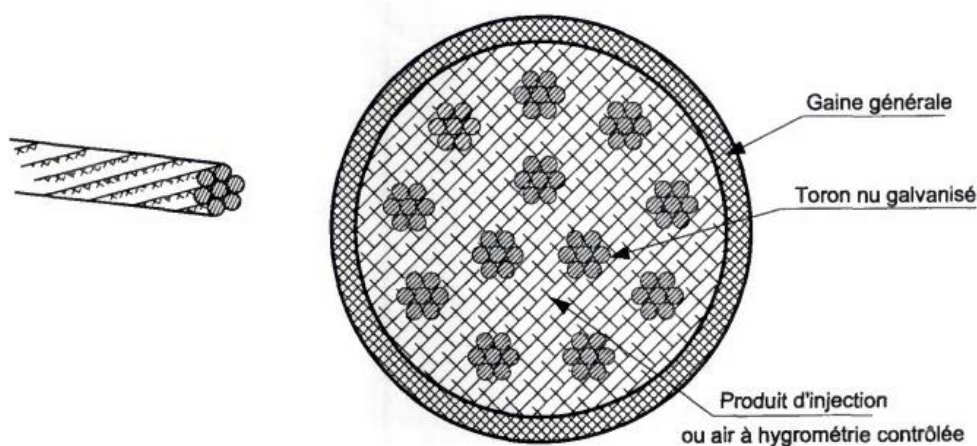


Figure 1-12 : Schéma de principe d'un câble MTP à gaine collective [16]

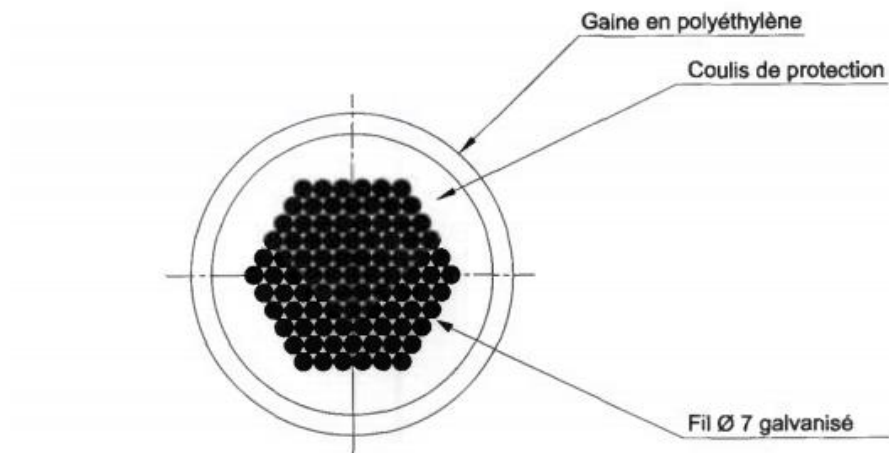


Figure 1-13: Coupe transversale d'un câble MFP [16]

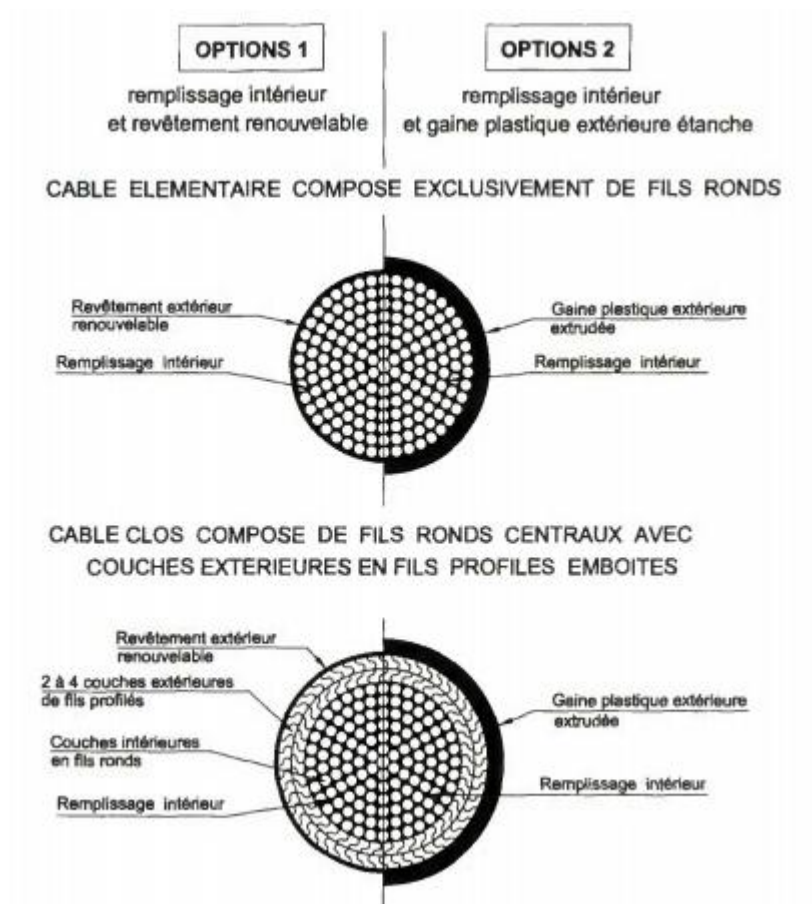


Figure 1-14 : Coupe transversale des câbles de type TMC [16]

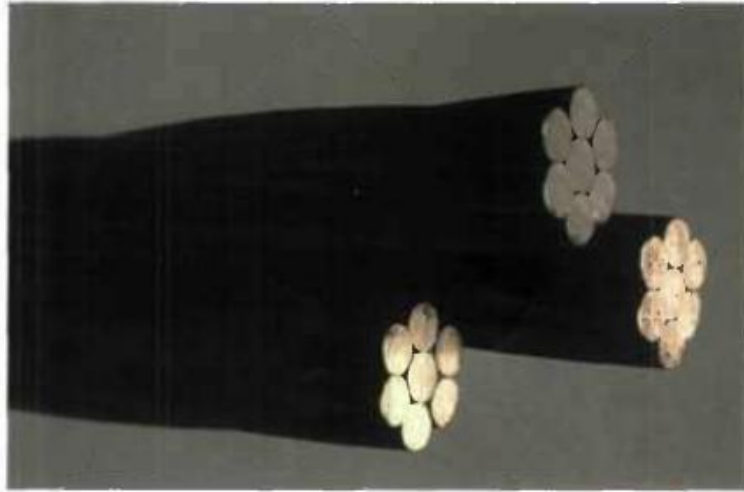


Figure 1-15 : Détail d'un toron [16]

1-3-3 Phénomènes physiques engendrant des vibrations

Mentionnons que cette section s'inspire profondément sur le document de travail établi par SETRA, en novembre 2001, intitulé : Haubans, recommandations de la commission interministérielle de la précontrainte [18] et sur les articles de M. Virlogeux et al. [20,21] qui détaillent les phénomènes aérodynamiques responsables des vibrations des câbles ou des haubans et de leur résistance à la fatigue afin de formuler des mesures correctives.

1-3-3-1 Détachement tourbillonnaire (vortex shedding)

Ce phénomène est assez classique, et qui se produit lorsqu'un écoulement fluide rencontre un obstacle non profilé, le sillage présente des tourbillons de Von Karman, tournant dans un sens puis dans l'autre. Ces tourbillons sont dus au détachement de la couche limite de l'écoulement autour de l'obstacle, et s'accompagnant d'une force transversale périodique sur l'obstacle.

La fréquence du détachement tourbillonnaire (N) est donnée par le nombre de Strouhal (St) donnée par la relation :

$$N = \frac{US_t}{D} \quad (1-8)$$

où U est la vitesse du vent et D le diamètre extérieur du câble. Pour un cylindre circulaire, par le nombre de Strouhal St vaut 0.20.

Pour une vitesse de vent déterminée, l'échappement tourbillonnaire peut donc exciter un mode propre de vibration du câble. Toutefois, on s'aperçoit que la vitesse de vent permettant d'exciter les premiers modes d'un câble ($N < 2\text{Hz}$) est assez faible, de l'ordre de quelques mètres par seconde ; l'énergie d'un tel vent est très limitée. En outre, des phénomènes complexes d'amortissement liés à l'échappement tourbillonnaire limitent les amplitudes des vibrations ainsi engendrés à une portion du diamètre du câble. C'est pourquoi ce phénomène ne constitue pas généralement un danger pour les câbles.

1-3-3-2 Effet de sillage (wake galloping)

Il existe plusieurs effets de sillage différents, désignant tous l'action sur un câble des tourbillons de Von Karman créés par un obstacle en amont de l'écoulement. Les câbles d'un ouvrage suspendu peuvent se trouver dans le sillage d'un élément de structure. Les turbulences provoquées par l'élément de structure peuvent exciter la vibration du mode k des câbles si le vent a la vitesse critique suivante :

$$U_c = \frac{N_k D_{pyl}}{S_{pyl}} \quad (1-9)$$

où S_{pyl} et D_{pyl} sont le nombre de Strouhal et la dimension transversale de l'élément de structure engendrant les tourbillons. L'obstacle créant les tourbillons peut être un câble. C'est le cas lorsque le vent est quasiment parallèle à l'axe de l'ouvrage : les câbles amont pourraient alors provoquer l'excitation des câbles aval. Cependant, du fait de la fréquence de l'échappement tourbillonnaire sur un câble, et des distances entre câbles, ce phénomène ne peut pas se produire pour des vitesses de vent importantes, et ne présente donc pas de danger réel.

1-3-3-3 Action du vent turbulent (buffeting)

Le vent turbulent a une action dynamique sur les câbles, de même que sur toute structure souple. Ces effets dépendent de la vitesse du vent, de l'intensité de la turbulence, et des paramètres aérodynamiques des câbles. Ils peuvent être appréhendés en calculant la réponse des câbles au vent turbulent, à l'aide de logiciels spécialisés, après une caractérisation adéquate du vent sur le site.

L'amplitude des vibrations augmente avec la vitesse du vent, mais cet effet n'est pas dangereux par lui-même. En effet, contrairement aux phénomènes d'instabilité qui peuvent engendrer des vibrations de grande amplitude sous des vitesses de vent très modérées, la réponse au vent turbulent n'atteint des amplitudes extrêmes que sous des vents exceptionnels et engendre peu de phénomènes de fatigue. En outre, l'amortissement aérodynamique des câbles, ainsi que la tension relativement élevée sous charges permanentes limite les vibrations.

1-3-3-4 Galop (galloping)

Le galop désigne une instabilité aéroélastique qui peut se produire pour certaines structures élastiques mal profilées placées dans un écoulement laminaire. Cette instabilité, normalement régie par l'analyse des écoulements non stationnaires, peut être mise en évidence par une analyse quasi-stationnaire.

Considérons par exemple un profil se déplaçant transversalement au vent avec une vitesse $y'(t)$, la vitesse du vent étant U . Alors, le vent attaque le profil avec un angle d'incidence $i(t) = -\tan^{-1} \frac{y'(t)}{U}$, et pour des petits angles, l'effort transversal exercé par le vent sur le profil est de la forme :

$$F_y(t) = \frac{-1}{2} \rho U^2 B \left[\frac{\partial C_L}{\partial i} + C_D \right] \frac{y'(t)}{U} \quad (1-10)$$

où C_L et C_D sont respectivement les coefficients de portance et de trainée du profil, mesurés dans le référentiel du vent et B la largeur du profil. Le comportement du profil dans

l'écoulement est celui d'un oscillateur linéaire dont l'amortissement (terme en y') est de la forme :

$$\gamma = 2\mu\xi\omega_i + \frac{1}{2}\rho UB \left[\frac{\partial C_L}{\partial i} + C_D \right] \quad (1-11)$$

Pour certains profils (portance à forte dérivée négative), le terme entre crochets peut être suffisamment négatif pour que l'amortissement total de l'oscillateur soit négatif, conduisant alors à une instabilité aéroélastique appelée galop. Par raison de symétrie, la portance d'un cylindre circulaire est nulle pour tout angle d'incidence, si bien que l'écoulement du vent autour d'un câble circulaire ne peut pas engendrer de phénomène de galop, y compris pour des vents obliques. Cependant, des développements théoriques, fondés sur des résultats expérimentaux japonais, prétendent établir une corrélation entre le risque de galop et le nombre de Scrutton S_c :

$$S_c = \frac{\mu\xi}{\rho D^2} \quad (1-12)$$

D'après ces recherches, il n'y aurait pas de risque de galop pour des vitesses de vent inférieures à la vitesse critique :

$$V_c = 35DN_k \sqrt{S_c} \quad (1-13)$$

où N_k est la fréquence propre du mode k . En revanche, des phénomènes de galop sont possibles dès que le profil du câble présente une certaine asymétrie susceptible d'engendrer des efforts de portance. C'est le cas par exemple d'un faisceau de torons parallèles rangés selon une disposition hexagonale et sans gaine générale. Les torons multi-couches à fils extérieurs circulaires peuvent également produire des phénomènes de galop, sous certaines conditions de pas d'enroulement. Enfin un dépôt de glace sur un câble modifie la forme aérodynamique du câble et peut engendrer une instabilité, à l'exemple des lignes électriques.

1-3-3-5 Phénomène pluie + vent (rain-wind induced vibrations)

L'excitation combinée pluie+vent est un phénomène qui fut mis en évidence par des chercheurs japonais dont le premier fut Y. Hikami. Sous certaines conditions de vent, et par temps de pluie, l'eau qui descend le long de la surface du câble s'organise selon deux filets d'eau, l'un en équilibre stable en fibre inférieure du câble, et l'autre en équilibre instable en fibre supérieure. Ce dernier est placé à l'angle d'azimut où s'équilibrent les effets de la gravité, de la capillarité et du vent.

La présence de ces filets d'eau modifie le profil aérodynamique du câble. De plus, le mouvement oscillant du filet d'eau supérieur provoque des efforts aérodynamiques variables, qui engendrent une instabilité du câble. L'amplitude des vibrations du câble sous excitation combinée pluie+vent peut atteindre plusieurs mètres.

L'instabilité pluie+vent a été observée dans les conditions suivantes :

- L'intensité de la pluie est sans importance, sauf en cas de pluie trop abondante pour permettre aux filets d'eau de se former.
- Le vent doit être oblique, avec un angle d'azimut compris entre 30 et 80 °, et tendre à soulever les câbles considérés. L'instabilité pluie+vent se développe pour des vitesses de vent modérées, compris entre 8 et 15 m/s. Il semblerait que la turbulence du vent limite le phénomène, sans doute parce qu'elle empêche l'organisation des filets d'eau.
- Le diamètre des gaines est sans importance mais leur état de surface joue un grand rôle. L'instabilité pluie+vent a été observée sur des gaines en acier peint, en acier inoxydable ou en PEHD. Si la surface est trop lisse, le filet d'eau supérieur ne peut pas se former, mais l'augmentation de la rugosité liée au dépôt de la poussière sur le câble permet à l'instabilité pluie+vent de s'établir.
- Les oscillations les plus couramment observées ont une fréquence de de 1.0 à 3.0 Hz et sont verticales.

1-3-3-6 Excitation paramétrique

La vibration des câbles peut être provoquée par le déplacement périodique de leurs ancrages, et donc par des oscillations de l'ouvrage engendrées par l'action du vent sur le tablier ou les pylônes ou par l'action du trafic. Un déplacement périodique quelconque d'un ancrage peut être décomposé en déplacement transversal, d'une part, et déplacement longitudinal, d'autre part. Le déplacement transversal d'un ancrage peut engendrer un phénomène de résonance classique. La réponse du câble présente une amplitude maximale lorsque la pulsation d'excitation correspond à une pulsation propre ; cette amplitude est limitée par l'amortissement du câble. Cependant, le déplacement longitudinal d'un ancrage peut donner lieu à un phénomène de résonance paramétrique, qui s'apparente à une instabilité, lorsque la pulsation d'excitation est double de la pulsation propre du câble. L'amplitude de la réponse ne dépend pas de l'amortissement du câble.

L'excitation paramétrique est responsable de vibration de grande amplitude, pouvant atteindre plusieurs mètres, y compris pour des vents modérés. Elle est d'autant plus à craindre lorsque la structure est mal profilée (tabliers bi-poutres notamment). Le déplacement des ancrages du tablier est généralement prépondérant, mais certains pylônes non contreventés pourraient se déplacer sous l'action du vent et engendrer une résonance paramétrique.

1-3-3-7 Respiration des torons (rattling)

Lorsque les câbles sont constitués d'un faisceau ouvert de torons (câbles MTP individuellement protégés sans gaine générale, faisceau de câbles TMC) des interactions aérodynamiques se produisent entre torons. Les torons périphériques s'éloignent et se rapprochent périodiquement du faisceau, choquant les torons centraux et engendrant finalement une vibration d'ensemble du câble.

Ces mouvements, dénommés souvent respiration des torons, produisent un bruit de claquement violent et désagréable. Ils sont évités en plaçant des colliers de serrage à intervalles réguliers sur le faisceau de torons, ou mieux, en logeant ce faisceau dans une gaine générale. Dans ce dernier cas, la gaine générale interdit toute action directe du vent sur les torons. Lorsque les torons sont individuellement protégés, la gaine n'est habituellement pas injectée et repose simplement sur le faisceau de torons.

Si des vibrations importantes se produisent pour une autre raison, par exemple l'action du vent turbulent, il est possible que l'accélération verticale du câble dépasse celle de la gravité, si bien que la gaine pourra décoller du faisceau de torons. Les vibrations de grande amplitude peuvent ainsi s'accompagner d'un claquement sonore de la gaine sur le faisceau de torons, sans gravité pour le câble, mais désagréable pour le voisinage.

1-3-4 Spécification contre les vibrations des câbles

La littérature révèle l'existence de nombreuses actions pratiques employées pour limiter ou éviter les vibrations des câbles. Ces actions sont de trois types (fig.1-16 et 1-17): amortisseurs, profilage du câble et mise en place d'aiguilles.



a) amortisseur interne



b) amortisseur externe

Figure 1-16: Amortisseurs du pont de Normandie [17]

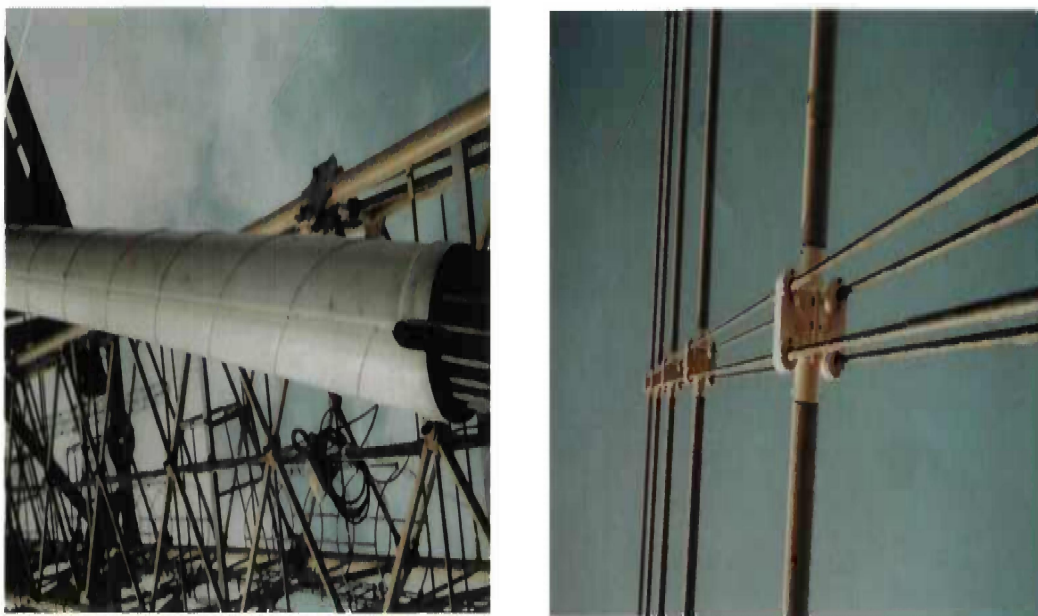


Figure 1-17: gaines profilées et aiguilles du pont de Normandie [17]

Cependant, la complexité des phénomènes physiques en jeu ne permet pas toujours d'anticiper le risque de vibration des câbles. Inversement, les contraintes économiques empêchent de spécifier des actions correctives superflues. Les règles suivantes constituent un compromis.

- L'instabilité pluie +vent doit systématiquement être prévenue dès la conception, par des gaines de câbles profilées. L'incidence économique de cette mesure préventive est négligeable, et les actions correctives sont beaucoup plus délicates.
- Les risques de vibration augmentent avec la longueur des câbles. Les câbles courts, mesurant moins de 70 à 80 m, ne présentent généralement pas de risque, sauf celui d'une résonance paramétrique en cas d'ouvrage particulièrement instable (tablier mal profilé et souple). Il n'est généralement pas nécessaire de prévoir des amortisseurs pour ces câbles.
- Pour les câbles longs, à partir de 80 m, la mise en place d'amortisseurs pour obtenir un décrétement logarithmique supérieur à 3% est recommandée. On peut éventuellement se dispenser d'amortisseurs pour les haubans si les travées de rive présentent des portées suffisamment courtes pour empêcher tout déplacement important des ancrages.
- Il convient d'anticiper dès la conception le risque de résonance paramétrique par une étude détaillée des modes propres de la structure et des câbles : rapport des pulsations

propres et déplacement des ancrages concernés pour chaque mode. On s'efforce d'éviter les chevauchements de pulsation, c'est-à-dire les situations où la pulsation d'excitation Ω est proche de la pulsation propre ω_n ou $2\omega_n$ (à 20% près). En cas de besoin, on peut utiliser des aiguilles pour décaler la pulsation propre du câble.

- Pour des raisons de confort visuel des usagers, il convient de limiter l'amplitude de vibration en s'inspirant du critère suivant : sous un vent modéré, de vitesse 15 m/s (vent jamais quasiment dépassé) l'amplitude de vibration des câbles ne doit pas dépasser 10 cm.

1-4 Cheminement du travail suivi

Le travail présenté dans ce mémoire sera organisé en 5 chapitres dont le présent premier chapitre en guise d'introduction est consacré essentiellement à la nature de la problématique et de la question des structures suspendues légères ainsi à la description des objectifs fixés. Plusieurs points sont abordés dont la revue de quelques paramètres et phénomènes aérodynamiques liés à la vibration des câbles qui peuvent être causés par le déplacement des ancrages sous l'effet des charges du trafic ou du vent agissant sur l'ouvrage ou par les effets du vent agissant directement sur les câbles.

Le chapitre deux sera consacré à la présentation des principes de détermination des actions caractéristiques du vent particulièrement sur les ouvrages d'art ou passerelles conformément à la partie 1-4 de l'EC1, complétée par les recommandations de l'annexe nationale. La procédure de calcul préconisée par le règlement s'applique toutefois que pour les bâtiments et ponts de hauteur dont les portées ne dépassent pas 200 m. Pour les structures souples et élancées, tels que les câbles, cheminées, mats haubanés, pylônes, certains ponts et bâtiments de grande hauteur, les effets dynamiques du vent sous forme d'oscillations de tout ou partie de la construction doivent être pris en compte à l'aide des méthodes plus détaillées basées sur l'étude de la réponse aéroélastique.

Le chapitre trois aura trait à l'exposé des fondements théoriques de base de la méthode de calcul d'un système vertical précontraint sans poutre de rigidité soumis à l'action des charges de vent supposées appliquer perpendiculairement au plan du système. La formulation mathématique est basée sur l'approche fondamentale qui assimile le comportement de la nappe des suspentes à celui d'un voile continu et inextensible. Les

équations à caractère linéaire décrivant les flèches engendrées dans les câbles sont obtenues en exploitant la théorie des structures hyperstatiques d'ordre infini et la méthode numérique directe pour la résolution de l'équation intégrale de Fredholm qui en résulte. On suppose de plus, par analogie avec la théorie des ponts suspendus à poutre de rigidité, que les câbles reposent sur les pylônes par l'intermédiaire de chariots de dilatation, afin qu'aucune réaction horizontale ne puisse s'exercer sur les pylônes.

L'avant dernier chapitre sera consacré à l'implémentation numérique et à l'analyse des résultats où dans un premier temps nous décrirons le programme de la méthode ainsi établie par des applications numériques portant sur l'analyse d'une passerelle suspendue type piétonnière rigidifiée par câble cambré soumise à l'action de charges horizontales appliquées perpendiculairement au plan général du système. Pour jauger la fiabilité et la précision de la méthode analytique de calcul ainsi élaborées, les résultats obtenus seront discutés et comparés à ceux issus du logiciel ANSYS, qui est un code numérique basé sur la méthode des éléments finis dont le principe consiste de traiter la structure comme telle par modèle discret.

Nous terminerons finalement en guise de dernier chapitre par une conclusion générale suivie par quelques recommandations pour l'amélioration et la poursuite de ce travail.

CHAPITRE 2

DETERMINATION DES ACTIONS DU VENT SUR LES OUVRAGES D'ART SELON LES PRESCRIPTIONS DE L'EUROCODE 1

2-1 Généralités

L'objectif de ce chapitre est de présenter les principes de détermination des actions caractéristiques du vent particulièrement sur les ouvrages d'art ou passerelles conformément à la partie 1-4 de l'EC1 [21], complétée par les recommandations de l'annexe nationale. Les actions du vent sur les constructions ou éléments de celles-ci sont dues à l'écoulement entravé de l'air autour et aux abords, et qui sont considérées comme étant des actions fixes, variables dans le temps. Elles s'appliquent directement aux éléments ou sur les parois extérieures des constructions fermées et, du fait de la porosité de celles-ci, elles agissent indirectement sur la face intérieure de ces parois comme elles peuvent aussi agir directement sur les parements internes des constructions ouvertes comme dans le cas des bâtiments par exemple. Des forces de frottements non négligeables peuvent également se développer tangentiellement aux parois de grande surface balayées par un vent longitudinal.

L'effet du vent sur la construction, en d'autre terme la réponse de la structure, dépend de sa taille, de sa forme et de ses propriétés dynamiques. La réponse globale des structures et de leurs éléments, aux actions du vent, peut être considérée comme la superposition d'une composante non résonnante et de composantes résonnantes provoquées par une excitation proche des fréquences propres de vibration. L'EC1-1-4 couvre la réponse dynamique due à la turbulence longitudinale, dans la direction du vent, en résonnance avec les vibrations également dans la direction du vent d'un mode fondamental de flexion dont la déformée garde le même signe en tout point. Dans ce cas, les actions du vent se calculent sous forme de force globale (agissant sur l'ensemble de la structure ou d'un élément) et sous forme de pressions et dépressions locales (agissant sur les parois de la constructions) à partir de la pression dynamique moyenne du vent augmentée de la contribution des fluctuations rapides de pression et en tenant compte du coefficient dynamique de la construction. Cette méthode s'applique toutefois pour les bâtiments et ponts de hauteur dont les portées ne dépassent pas 200 m. Pour les structures souples et élancées, tels que les câbles, cheminées, mats haubanés,

pylônes, certains ponts et bâtiments de grande hauteur, les effets dynamiques du vent sous forme d'oscillations de tout ou partie de la construction doivent être pris en compte à l'aide des méthodes plus détaillées basées sur l'étude de la réponse aéroélastique.

Rappelons en outre, pour des fins utiles, que les oscillations dues au vent peuvent être de nature différente à savoir i) les oscillations longitudinales, parallèles à la direction du vent, dues à la succession cadencée des rafales de vent (risque de résonance) ii) les oscillations transversales, perpendiculaires à la direction du vent, dues aux détachements alternés de tourbillons (dits de Von Karman) aux limites latérales de l'ouvrage coté opposé à l'action du vent (risque de résonance) iii) des oscillations de forme diverses appelées flottement, dues à une instabilité aérodynamique de l'ouvrage. Par suite, il ne sera question ici que des actions statiques équivalentes aux effets extrêmes du vent turbulent dans sa direction, calculées sous forme de forces ou de pressions aérodynamiques, supposées s'exercer perpendiculairement aux parois de l'ouvrage à l'exception éventuellement des forces de frottement.

Dans ce qui suit, nous allons principalement exposer d'une manière succincte la procédure de détermination de la pression dynamique de pointe et l'effort correspondant qui s'exerce sur un tablier de pont ou éventuellement d'une passerelle piétonnière, situé à une altitude de référence donnée. Suivront deux applications d'ouvrages d'art dans le but d'ancrer dans l'esprit du lecteur la philosophie des calculs liée aux actions du vent.

2-2 Principes de détermination des efforts

La détermination des efforts dus au vent sur une structure, selon les prescriptions de l'EC1-1-4 se fait selon les trois étapes suivantes:

- Détermination de la vitesse moyenne du vent au niveau de la structure $v_m(z)$ située à une altitude (z) au dessus du niveau de sol;
- Détermination de la pression de pointe $q_p(z)$, pression susceptible d'être exercée par les rafales de vent sur une surface de petites dimensions maintenue immobile perpendiculairement à la direction du vent moyen ;
- Détermination de la force exercée sur la structure F_w , en tenant compte de la forme de la structure à l'aide de ses coefficients caractéristiques aérodynamiques, de sa réponse dynamique et de sa dimension.

Les trois étapes seront détaillées et commentées dans les sections qui suivent. Cette chaîne de calcul remplace implicitement les valeurs forfaitaires données dans le fascicule 61 titre II du CPC pour les ouvrages d'art dont i) la pression de 2 kN/m^2 , applicable à la surface projetée perpendiculairement à la direction du vent, pour les vérifications en service ii) la pression de 1 kN/m^2 ou 1.25 kN/m^2 , pour les vérifications en construction, selon la durée de la phase considérée.

2-3 Détermination de la vitesse moyenne du vent au niveau de la structure

La vitesse moyenne du vent au niveau de la structure $v_m(z)$ est fonction de la localisation de l'ouvrage, des conditions de site de son implantation, de la rugosité, du bâti environnant, de la période de retour considérée et évidemment de l'altitude de la structure (z) à partir du niveau de sol.

2-3-1 Valeur de base de la vitesse de référence, v_{b0}

La valeur de base de la vitesse de référence notée v_{b0} , est par définition la vitesse moyenne du vent observée sur 10 min, indépendamment de la direction du vent et de la période de l'année, mesurée à 10 m de hauteur (à partir du sol) en terrain dégagé à végétation basse, avec une probabilité annuelle de dépassement de 2 %. Cela correspond à un site plat et peu rugueux de catégorie II, typique des stations météo situées sur les aérodromes. Les actions du vent, calculées sur cette base, sont considérées caractéristiques. Il s'agit pratiquement, des circonstances d'une tempête de période de retour moyenne de 50 ans. L'intervalle de 10 min choisi permet de séparer nettement les variations lentes de la vitesse du vent, à l'échelle de la journée, de ses fluctuations turbulentes, à l'échelle de la minute, en exprimant la vitesse sous forme de deux composantes : la vitesse moyenne sur une période de 10 min et la fluctuation de la vitesse autour de sa valeur moyenne due à la turbulence.

La valeur de base de la vitesse de référence $v_{b,0}$ constitue des données pour chaque pays définies dans les annexes nationales, élaborées généralement par des services météorologiques. A titre indicatif, la carte de la France métropolitaine élaborée par le CSTB à partir des données de Météo-France [1], contient 4 zones avec des valeurs de v_{b0} variant de 22

m/s (80 km/h) à 28 m/s (100 km/h). Il y a lieu donc préciser la localisation d'un ouvrage dans l'une de ces zones.

2-3-2 Vitesse de référence du vent, v_b

La valeur de base de la vitesse de référence notée v_{b0} doit être ensuite modifiée pour obtenir la vitesse de référence du vent v_b donnée par la formule:

$$v_b = C_{prob} \cdot C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b0} \quad (2-1)$$

où C_{prob} , C_{dir} et C_{season} sont des coefficients que nous définissons de la façon ci-après.

- a) Coefficient C_{prob} : ce coefficient tient en compte de la probabilité de la période de retour où il vaut 1.0 pour une période de retour de 50 ans. C'est la valeur utilisée pour les vérifications des ouvrages d'art en situation durable. Pour les phases de construction, il est possible d'utiliser une valeur réduite fonction de la durée de la phase considérée ainsi définie dans l'EC1 en sa partie 1-6 afin de relier la période de retour à la durée de la phase. période de retour période de retour.
- b) Coefficient C_{season} : c'est un coefficient de réduction pour les constructions temporaires ou celles dont les conditions d'exposition au vent sont temporaires. D'après l'EC1-1-6, ce coefficient n'est applicable qu'aux phases de durée inférieure à 3 mois. Toutefois, une réduction n'est possible que si la situation de projet considérée est entièrement incluse dans la période entre le 1^{er} avril et le 30 septembre ; la réduction étant de 20 % dans pratiquement le tiers Nord de la France. Il convient de noter que le coefficient C_{season} et le coefficient C_{prob} sont cumulables entre eux.
- c) Coefficient C_{dir} : ce coefficient permet de moduler la vitesse de référence en fonction de la domination du vent (les vents dominants ont souvent des directions privilégiées). Une réduction est possible lorsque le secteur nominal angulaire associé au coefficient de force utilisé dans les calculs est entièrement compris dans la plage angulaire indiquée dans l'EC1-1-4. Cependant, il présente très peu d'intérêt pratique pour les tabliers d'ouvrages d'art. En effet, les secteurs des zones 1 et 2 ayant une couverture angulaire inférieure à

180°, un des deux cotés du tablier est toujours exposé à un vent dominant correspondant à $C_{dir} = 1.0$. Seuls les tabliers en zone 3 et orientés selon un axe nord-nord-ouest et sud-sud-est pourraient éventuellement bénéficier d'une réduction de 15% ; et même dans ce cas, un vent arrivant avec un biais de 15% sur le tablier sortirait du secteur angulaire, et devrait donc être calculé avec $C_{dir} = 1.0$. En pratique, on recommande alors d'adopter $C_{dir} = 1.0$ dans tous les cas pour les ouvrages d'art.

2-3-3 Catégorie et rugosité de terrain

Au dessus de la surface de la mer, il n'y a aucun obstacle qui puisse s'opposer au vent tandis qu'à l'intérieur des terres, les immeubles, les arbres, etc. lui font naturellement obstacle. Celui-ci va donc être freiné, l'empêchant de souffler de toute son ampleur. La vitesse du vent va donc dépendre, notamment, de l'environnement qui entoure la structure étudiée, donc de la rugosité du terrain.

Afin de faciliter les calculs, l'Eurocode 1 a déterminé cinq catégories de terrain qui seront reprises un peu plus loin. A chacune d'elles correspondent des caractéristiques de rugosité, sous forme d'un coefficient de rugosité noté $c_r(z)$. Le coefficient de rugosité tient compte de la variabilité de la vitesse moyenne du vent due à la hauteur z au dessus du sol et dépend de la rugosité du terrain en amont du site, dans la direction du vent considérée.

La détermination de la catégorie de rugosité est cependant délicate. Elle nécessite de prendre en compte le terrain non pas au droit de l'ouvrage, mais dans un secteur angulaire au vent de 30° d'ouverture et de rayon R qui est fonction de la hauteur de la structure : $R=23h^{1.2}$, avec $R>300m$ (fig. 2-1). Par exemple, pour un tablier de pont situé à 20 m de hauteur, il convient de considérer la rugosité dans un rayon de 840m.

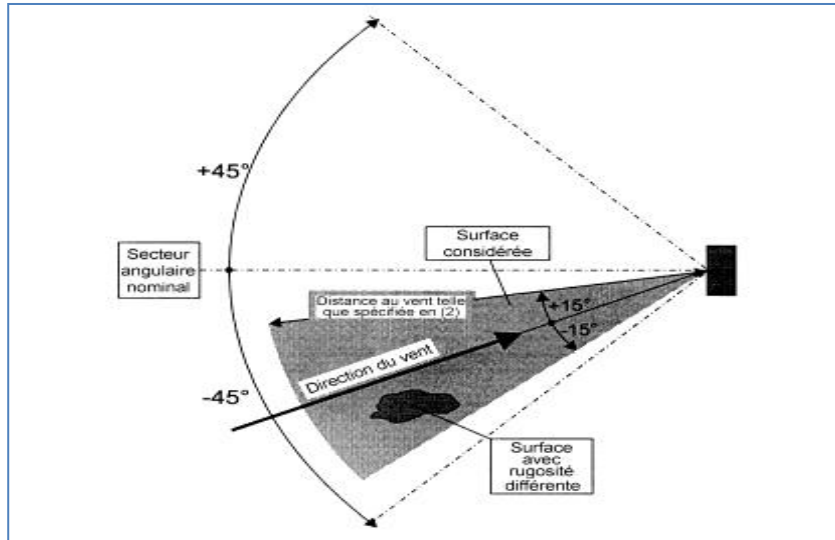


Figure 2-1 : Evaluation de la rugosité du terrain

Par ailleurs, l'accroissement de la rugosité provoque d'une façon notoire deux effets antagonistes à savoir i) la vitesse moyenne du vent diminue quelque soit la hauteur de la structure ii) la turbulence soit donc le rapport entre vitesse de pointe et vitesse moyenne augmente. Cependant, vu que globalement le premier effet l'emporte sur le second, il sera toujours sécuritaire pour les ouvrages d'art courants de sous-estimer la rugosité. Seuls les ouvrages très sensibles à la turbulence qui peuvent nécessiter une étude plus précise de la rugosité du site.

Le coefficient de rugosité à la hauteur z est donné par la formule empirique suivante, basée sur un profil d'augmentation logarithmique de la vitesse avec la hauteur:

$$c_r(z) = k_r \ln \left[\frac{\max(z; z_{\min})}{z_0} \right] \quad (2-3)$$

où:

- z_0 est la longueur de rugosité ; elle dépend de la catégorie du terrain et figure au tableau 2-2.
- $z_{\min}$ est la hauteur minimale définie dans le même tableau, valeur en dessous de laquelle on considère une vitesse de vent constante. Elle s'explique par la hauteur de pose des appareils de mesures expérimentales. En effet, pour que celles-ci soient

correctes, les appareils doivent se trouver à une hauteur minimum supérieure aux obstacles qui se trouvent autour de ceux-ci. Les obstacles freinent le vent ce qui fausse ainsi les mesures. La hauteur des obstacles augmentant avec la catégorie du terrain, la hauteur $z_{\min}$ dépend de ces catégories et est plus faible pour la catégorie I que pour la catégorie IV.

- $z_{\max}$ doit être considérée comme étant égale à 200 m, au-delà la vitesse ne dépend plus de la rugosité.
- et k_r est le facteur de terrain dépendant de la longueur de rugosité z_0 (donc de la catégorie de terrain), calculé à l'aide de la formule suivante :

$$k_r = 0.19 \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (2-4)$$

Les valeurs de k_r pour les cinq catégories du terrain sont récapitulées dans le tableau 2-1.

Tableau 2-1 : Valeurs du paramètre de terrain k_r en fonction des différentes catégories de terrain

catégorie de terrain	Type de terrain	longueur de rugosité, z_0 [m]	Hauteur $z_{\min}$ [m]	Facteur de terrain k_r
0	Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer ; lacs et plans d'eau parcourus par le vent sur une distance d'au moins de 5 km	0.005	1.0	0.162
II	Rase campagne avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments, etc.) séparés les uns des autres de plus de 40 fois leur hauteur	0.05	2.0	0.190
IIIa	Campagne avec des hais ; vignobles, bocage dense ; habitat dispersé	0.20	5.0	0.209
IIIb	Zones urbanisées ou industrielles ; bocage dense ; vergers	0.50	9.0	0.223
IV	Zones urbaines dont au moins 15% de la surface sont recouverts de bâtiments dont la hauteur	1.00	15.0	0.234

Nous illustrons au tableau 2-2 la valeur de $c_r(z=10m)$ pour les différentes catégories de terrain ; c'est le coefficient correcteur applicable à la vitesse de base qui traduit l'effet d'un changement de rugosité sur une structure située à 10 m de hauteur. Notons que nous retrouvons bien la valeur de 1.0 pour la catégorie de référence II.

Tableau 2-2 : Effet d'un changement de rugosité à 10 m de hauteur

Catégorie de terrain	$c_r(z=10\text{ m})$
0	1.23
II	1.00
IIIa	0.82
IIIB	0.67
IV	0.63 (valeur calculée avec $z = z_{\min} = 15\text{m}$)

Notons que les relations (2-3) et (2-4) sont valables lorsque la rugosité uniforme de terrain s'étend sur une distance au vent en amont de la construction suffisamment grande pour stabiliser le profil de vitesse de manière suffisante. La rugosité du terrain à utiliser pour une direction de vent donnée dépend de la rugosité du sol et de la distance sur laquelle s'étend cette rugosité, supposée uniforme, dans un secteur angulaire de $30^\circ \pm 15^\circ$ par rapport à la direction du vent. L'annexe A2 de l'EC1-1-4 fournit les indications sur ces distances et donne une procédure s'il y'a des variations de rugosité de terrain en amont de l'ouvrage à étudier. On peut négliger le changement de rugosité s'il y'a un changement de rugosité sur une partie de la surface du terrain considérée inférieure à 10% de la surface totale du terrain. Il peut également y avoir un changement de terrain à l'endroit où se trouve la structure à étudier (par exemple une forêt d'un côté et un terrain dégagé de l'autre, comme les prairies de l'autre). Il est clair, que d'un côté, le vent va être en partie freiné par les arbres, et que de l'autre côté rien ne s'opposera à son action. L'utilisation de deux catégories de terrain correspondant à chacune des directions du vent permettra de tenir compte de cette différence (les catégories III et I par exemple).

2-3-4 Orographie de terrain

Les effets de l'orographie peuvent être négligés lorsque la pente moyenne du terrain au vent est inférieure à 3° . On considère alors que l'on ait en présence d'un terrain plat et le coefficient orographique noté $c_0(z)$ est pris égal à 1.0. Les ouvrages d'art ne sont généralement pas concernés par ce type d'orographie bien que la situation puisse être rencontrée pour les ouvrages en zone montagneuse. Lorsque l'orographie (par exemple

colline isolée, falaise, escarpement ...) augmente les vitesses du vent de plus de 5%, il est recommandé d'en prendre en compte les effets, en utilisant un coefficient $c_0(z)$ supérieur à 1.0. Dans ces cas, le coefficient orographique représente le rapport entre la vitesse moyenne augmentée du vent franchissant l'obstacle (v_m) et la vitesse moyenne à la base de la colline ou de l'escarpement en terrain plat (v_{mf}). L'augmentation la plus importante des vitesses se produit à proximité du sommet du versant comme le suggère le croquis donné à la figure 2-2. La procédure détaillée à utiliser dans ces cas se trouve dans l'annexe A3 de l'EC1.

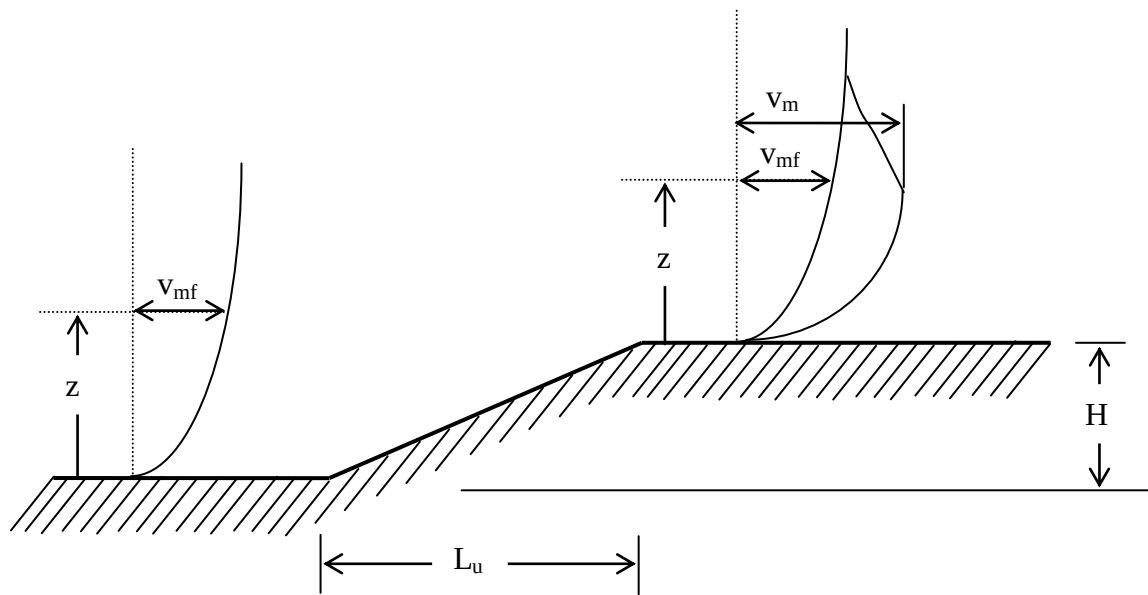


Figure 2-2 Vitesses au sommet des versants

Néanmoins, son application aux ouvrages d'art n'est pas du tout simple où il faut en premier définir l'altitude du lieu de la construction. Si c'est relativement facile pour un bâtiment localisé, cela n'est pas immédiat pour un ouvrage franchissant une brèche par exemple, ou pour un viaduc de plusieurs centaines de mètres de longueur. Partant du constat que les ouvrages d'art franchissent habituellement des zones plus basses que le terrain environnant, et qu'ils se situent presque toujours dans des zones d'orographie complexe, on trouvera fréquemment des valeurs de $c_0(z)$ proches de 1.0. On pourra donc généralement retenir un coefficient d'orographie de 1.0 pour les ouvrages courants. Il convient d'étudier plus précisément le coefficient d'orographie dans les zones à relief marqué, et pour tous les ouvrages sensibles aux effets du vent. Le coefficient d'orographie peut être alors déterminé par des méthodes plus élaborées (essais en soufflerie, simulations numériques, etc.).

2-3-5 Variation de la vitesse moyenne en fonction de l'altitude, $v_m(z)$

La vitesse moyenne du vent notée $v_m(z)$ à une hauteur z au dessus du sol, dépend de la rugosité du terrain, de l'orographie ainsi que de la vitesse de référence du vent v_b selon la formule :

$$v_m(z) = v_b \cdot c_r(z) \cdot c_0(z) \quad (2-5)$$

où $c_r(z)$ et $c_0(z)$ sont les coefficients respectivement de rugosité et orographique définis dans les deux sections précédentes.

Notons que pour les tabliers de pont, la hauteur de référence z_e est donnée à la clause 8.3.1(6) de l'EC1-1-4. C'est la distance entre le niveau du sol le plus bas et le centre de la structure du tablier, sans tenir compte de la présence des garde-corps, des barrières de sécurité ou du trafic routier. Dans le cas d'un pont franchissant un cours d'eau, il faut prendre z_e à partir du niveau des plus basses eaux connues. Dans le cas d'un pont de hauteur variable ou avec un profil en long marqué, il faut considérer une valeur unique de z_e correspondant à la plus grande distance sol/centre de la structure. On conservera donc la même vitesse pour tout le tablier.

2-3-6 Turbulence du vent, $I_v(z)$

Dans le sens du vent moyen, la vitesse du vent peut se décomposer en une partie fixe et une autre partie fluctuante, soit:

$$V(t) = v_m + v(t) \quad (2-6)$$

La partie fluctuante a une valeur nulle et un écart type noté σ_v qu'on appelle turbulence. L'analyse statistique des enregistrements anémométriques montre que l'écart type σ_v de la fluctuation de vitesse $v(t)$ est proportionnel à la vitesse moyenne v_b . Le coefficient de proportionnalité est l'intensité de turbulence noté I_v , fonction de la rugosité du terrain et de la hauteur z au dessus du sol mais indépendante des variations lentes de la vitesse du vent. L'intensité de la turbulence qui traduit en quelque sorte l'importance de la turbulence du vent dans le sens de la direction moyenne du vent, nulle dans le cas d'un vent laminaire. Elle vaut:

$$I_v = \frac{\sigma_v}{v_b} \quad (2-7)$$

La variation en hauteur de l'intensité de turbulence ainsi définie est donnée par la loi logarithmique suivante :

$$I_v(z) = \frac{k_t}{c_0(z) \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq z_{\max} \quad (2-8a)$$

$$I_v(z) = I_v(z_{\min}) \quad \text{pour } z < z_{\min} \quad (2-8b)$$

où $c_0(z)$ est le coefficient orographique, z_0 la longueur de rugosité et k_t est le coefficient de turbulence, pris en général égal à 1.0.

Puisque la composante turbulente de la vitesse du vent a une valeur moyenne nulle et un écart type σ_v , alors l'écart type σ_v de la turbulence peut être déterminé à l'aide de l'expression :

$$\sigma_v = (k_r v_b) k_t \quad (2-9)$$

Notons que le premier terme $(k_r v_b)$ est la valeur de la turbulence proposée par l'EC1-1-4. On constate que dans ce modèle, la turbulence est indépendante de l'altitude (z) puisque le coefficient de turbulence k_t vaut 1.0 dans la norme l'EC1-1-4. Or comme la vitesse moyenne augmente avec l'altitude, l'intensité de turbulence doit diminuer avec l'altitude z . C'est pourquoi l'annexe nationale a apporté les deux corrections suivantes à cette valeur :

- par la réduction du coefficient de turbulence $k_t = 1 - 2.10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6$ où la rugosité z_0 dépend de la catégorie du terrain,
- par la prise en compte de l'influence de l'orographie sur l'intensité de turbulence par l'intermédiaire du coefficient de l'orographie $c_0(z)$.

L'expression de l'intensité de turbulence est alors la suivante :

$$I_v(z) = \frac{k_t}{c_0(z) \ln\left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0}\right)} \quad (2-10)$$

Cette expression s'écrit dans le cas d'une orographie complexe (ou en terrain plat avec $c_0(z) = 1.0$) sous la forme suivante:

$$I_v(z) = \frac{1 - 2 \cdot 10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6}{\ln\left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0}\right)} \quad (2-11)$$

2-3-7 Détermination de la pression dynamique de pointe, $q_p(z)$

A la vitesse de référence du vent v_b peut être associée la pression dynamique de référence q_b , donnée la formule de Bernoulli suivante:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 \quad (2-12)$$

où ρ est la masse volumique de l'air, prise égale à 1.225 kg/m^3 . Ainsi, si on suppose $C_{dir} = C_{season} = C_{prob} = 1.0$, le tableau 2-3 donne, à titre indicatif, la valeur de q_b pour les 4 régions de la France métropolitaine et qui sont décrites dans les figures 2-3 à 2-8.

Tableau 2-3 : Valeurs de base des vitesses et des pressions de référence en France

Région	v_{b0} (m/s)	q_b (kN/m ²)
1	22	0.296
2	24	0.353
3	26	0.414
4	28	0.48

Il est aussi possible d'associer à la vitesse moyenne $v_m(z)$ à la hauteur z du vent, la pression dynamique moyenne à la hauteur z du vent, $q_m(z)$, qui se calcule à l'aide de la formule :

$$q_m(z) = \frac{1}{2} \rho v_m(z)^2 \quad (2-13)$$

La pression dynamique de pointe à la hauteur z du vent, $q_p(z)$, induite par la vitesse moyenne $v_m(z)$ et les fluctuations rapides de vitesse, est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z) = [1 + 2gI_v(z)] q_m(z) \quad (2-14)$$

où $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence et g représente un facteur de pointe (ou de pic) lié à la vitesse du vent lors des rafales. Pour que la valeur du facteur de pointe (g) soit prise en compte par les instruments de mesures, il faut que la rafale dure au moins une seconde. Le facteur de pointe a été trouvé expérimentalement à l'aide de capteurs sur une construction. Les résultats donnent des valeurs avoisinant 3.3 mais pour la sécurité, on adopte la valeur

$g=3.5$ pour tenir compte éventuellement des erreurs de mesures. On admet en général que $q_p(z)$ peut s'exercer, avec la même probabilité, dans toutes les directions horizontales.

La relation (2-14) peut être retrouvée par la façon suivante. Décomposons dans le sens du vent moyen, la vitesse du vent $v(t)$ en une composante v_m et en une autre composante $v_f(t)$ nous permettant ainsi d'écrire :

$$v(t) = v_m + v_f(t) \quad (2-16)$$

La partie fluctuante a une valeur et un écart type σ_v appelé turbulence. L'intensité de la turbulence $I_v(z)$, la turbulence σ_v et la vitesse moyenne du vent $v_m(z)$ sont liées par le rapport :

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} \quad (2-17)$$

Ce rapport traduit l'importance de la turbulence du vent dans le sens de la moyenne du vent, nulle dans le cas d'un vent stationnaire ou laminaire. Par ailleurs, la relation (2-14) n'est autre qu'une estimation de la valeur extrême $q_{\max}$ de la variable aléatoire $q(t)$ qui exprime la pression dynamique instantanée du vent. Elle peut se mettre la forme [22]:

$$q(t) = \frac{1}{2} \rho v(t)^2 \approx \frac{1}{2} \rho v_m^2 + \rho v_f(t) v_m \quad (2-18)$$

Du fait que la valeur moyenne de $v(t) \approx 0$ ($\frac{1}{2} \rho v(t)^2 \approx 0$), l'écart type σ_q de la fonction $q(t)$ est égal à $\rho v_m \sigma_v$. Par suite, on obtient l'expression recherchée, en écrivant :

$$q_{\max} = \bar{q} + g \sigma_q = \frac{1}{2} \rho v_m^2 + 3.5 \rho v_m \sigma_v = q_p(z) = \left[1 + 7 \frac{\sigma_v}{v_m} \right] \frac{1}{2} \rho v_m^2 \text{ soit bien la relation voulue (2-14).}$$



Figure 2-3 Rugosité 0 (mer) et IV (ville)



Figure 2-4 Rugosité IIIa (campagne avec haies)



Figure 2-5 : Rugosité III b (bocage dense)



Figure 2-6 : Rugosité II (aéroport)



Figure 2-7 : Rugosité II (rase campagne)



Figure 2-8 : Rugosité IIIb (zone industrielle)

Plus simplement, la relation (2-14) peut être également ré-écrite sous la forme :

$$q_p(z) = c_e(z) q_b \quad (2-19)$$

où $c_e(z)$ est le coefficient d'exposition qui permet de passer de la pression dynamique moyenne du vent à la pression dynamique de pointe tenant compte de la turbulence. Le coefficient d'exposition $c_e(z)$ est fonction de la hauteur au dessus du sol et de la rugosité (classes de terrain). Il est aisé de démontrer, en tenant compte des relations (2-5), (2-12) et (2-13), que le coefficient d'exposition donne:

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} = \frac{[1 + 7I_v(z)] q_m(z)}{q_b} = \frac{[1 + 7I_v(z)] v_m(z)^2}{v_b^2} = [1 + 7I_v(z)] c_0^2(z) c_r^2(z) \quad (2-20)$$

La turbulence du vent σ_v est définie dans l'EC1-1-4 par la relation :

$$\sigma_v = (k_r v_b) k_I \quad (2-21)$$

En remplaçant cette dernière dans la relation (2-16) et en tenant compte des relations (2-5) et (2_3), nous aurons pour l'intensité de la turbulence :

$$I_v(z) = \frac{k_I}{c_0(z) \ln \left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0} \right)} \quad (2-20)$$

ce qui nous conduit finalement à la relation:

$$c_e(z) = c_0^2(z) c_r^2(z) \left[1 + \frac{7k_I}{c_0(z) \ln \left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0} \right)} \right] \quad (2-21)$$

(2-15a)

Notons que dans la relation (2-21), la turbulence est indépendante de l'altitude car le coefficient de turbulence k_I vaut 1.0 dans la norme EC1-1-4. Or, comme la vitesse moyenne augmente avec l'altitude, l'intensité de turbulence diminue avec l'altitude. C'est pourquoi l'annexe nationale a apporté une correction à cette valeur par la réduction du coefficient de turbulence à l'aide de la relation suivante :

$$k_I = 1 - 2.10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6 \quad (2-22)$$

Par suite, dans le cas d'une orographie complexe (ou en terrain plat avec $c_0(z)=1.0$) et la valeur habituelle ($k_I=1.0$), nous obtenons pour l'intensité de turbulence:

$$I_v(z) = \frac{1 - 2.10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6}{c_0(z) \ln \left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0} \right)} \quad (2-23)$$

et enfin pour le coefficient d'exposition :

$$c_e(z) = c_0^2(z) c_0^2(z) \left[1 + 7 \frac{1 - 2.10^{-4} (\log_{10}(z_0) + 3)^6}{c_0(z) \ln \left(\frac{\max(z, z_{\min})}{z_0} \right)} \right] \quad (2-24)$$

L'intérêt du coefficient d'exposition $C_e(z)$ est qu'on peut le représenter sous forme d'abaque permettant d'obtenir directement la pression dynamique de pointe en multipliant le coefficient lu sur l'abaque (fig.2-9) par la pression de référence donnée précédemment dans le tableau 2-1. Ceci n'est toutefois valable que pour $C_{dir} = C_{season} = C_{prob} = 1.0$ et $c_0(z) = 1.0$.

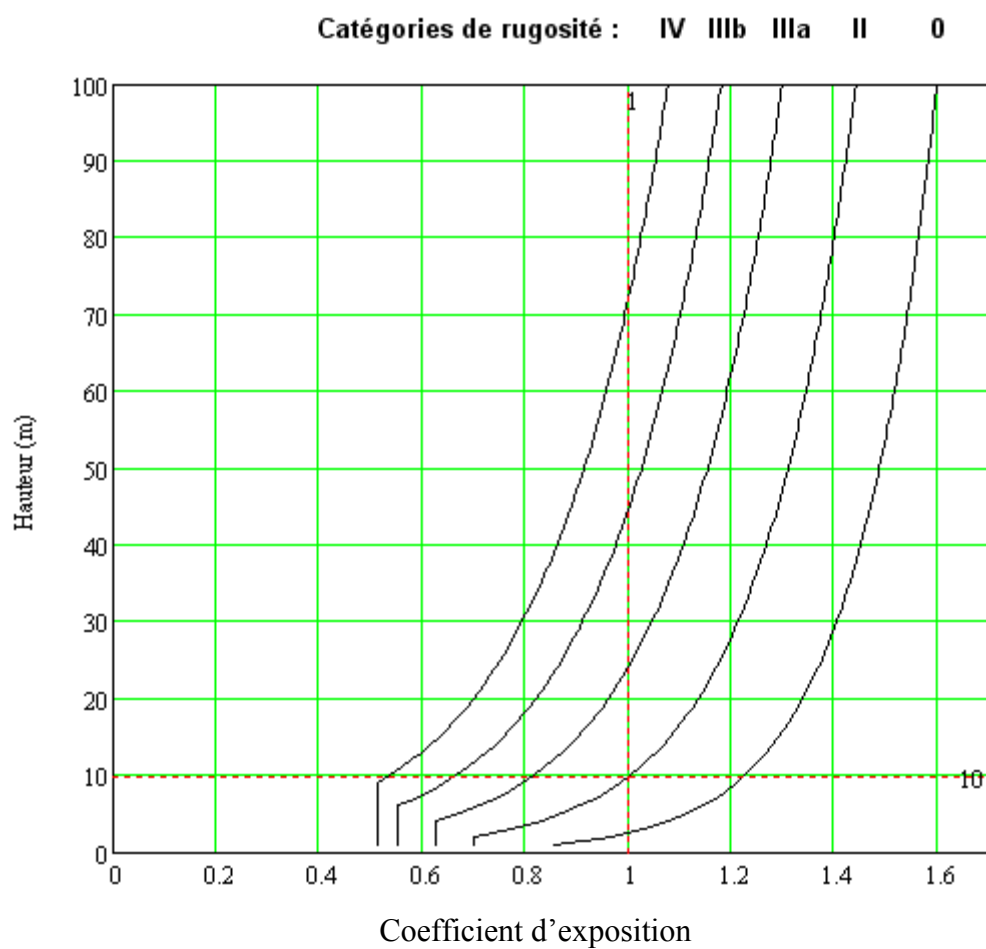


Figure 2-9: Coefficient d'exposition $c_e(z)$ – sans effet d'orographie : $c_0(z)=1.0$

L'ensemble des étapes de calcul à partir de la vitesse moyenne de référence, v_{b0} , ($z=10$ m ; sol de catégorie II) jusqu'à la pression dynamique de pointe à la cote z , $q_p(z)$, est résumé dans la figure 2-10 :

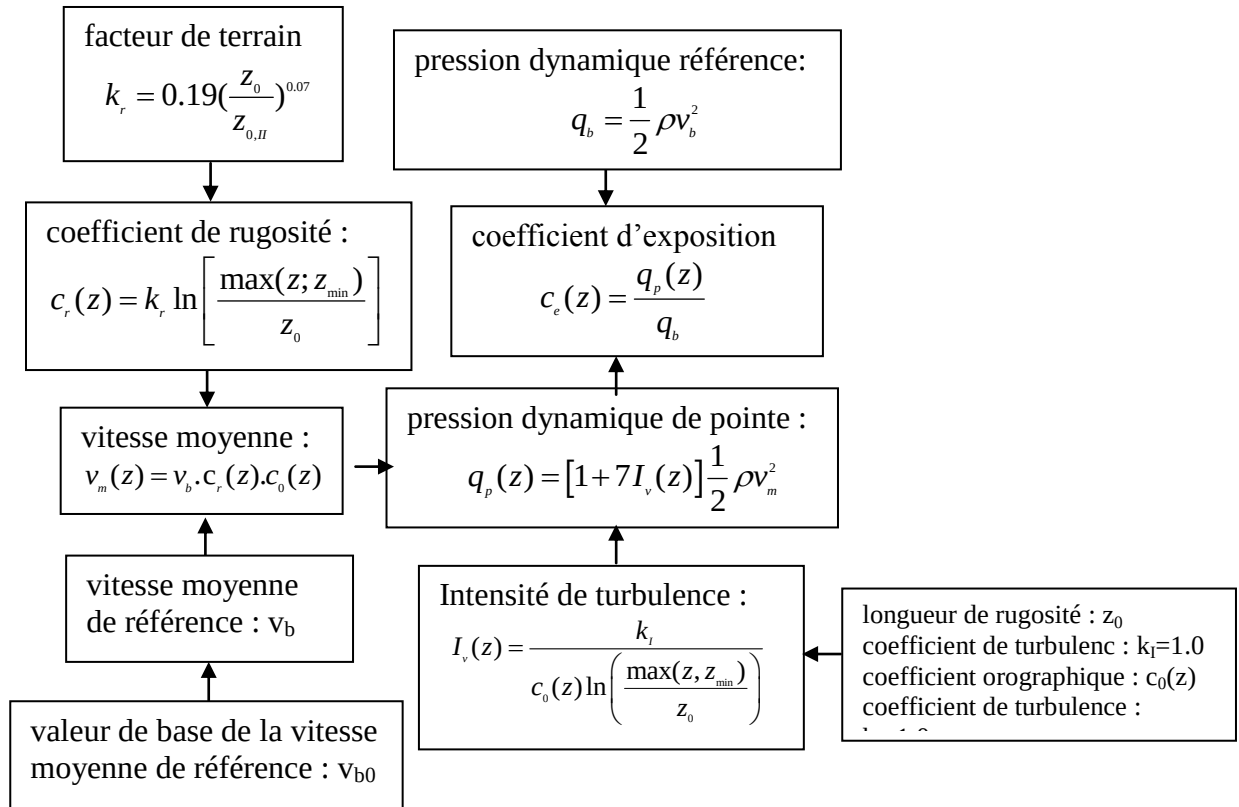


Figure 2-10: Etapes de calcul de la pression dynamique de pointe $q_p(z)$ à partir de la vitesse moyenne de référence v_{b0}

2-3-8 Force d'ensemble sur une structure ou un élément

La force totale exercée par le vent sur l'ensemble d'une construction ou sur un élément isolé de structure peut se calculer par la formule suivante :

$$F_w = C_s C_d C_{f,x} q_p(z_e) A_{ref,x} \quad (2-16a)$$

La force totale exercée par le vent sur l'ensemble d'une construction peut aussi se calculer à partir des forces exercées sur les éléments constitutifs (structure en treillis par exemple), en faisant leur sommation vectorielle selon la formule :

$$F_w = C_s C_d \sum_{\text{éléments}} C_{f,x} q_p(z_e) A_{ref,x} \quad (2-16b)$$

où :

- $C_s C_d$ est le coefficient structural qui prend en compte le défaut de corrélation des pointes de pression (C_s) et l'amplification dynamique due à la turbulence (C_d) ;
- $A_{ref,x}$ est l'aire de référence de l'élément de structure considéré, soit en terme de la surface projetée de la construction, de la structure ou de l'élément perpendiculairement à la direction du vent (maitre couple).
- $C_{f,x}$ est le coefficient de trainée appelé aussi appelé coefficient de force dont la valeur est indissociable de la définition choisie pour $A_{ref,x}$. Il dépend de la forme de l'ensemble de la construction, de la structure ou de l'élément perpendiculairement à la direction du vent (maitre couple) ;
- $q_p(z_e)$ est la pression dynamique de pointe à la hauteur de référence z_e (fig. 2-11); la hauteur de référence z_e étant définie comme la distance entre le niveau le plus bas du sol et le niveau du centre de gravité du tablier structural.

L'EC1-1-4 donne des valeurs de ces paramètres pour des configurations d'ouvrages courants d'épaisseur constante ou d'épaisseur variable à condition qu'une analyse dynamique ne soit requise. Les sections couvertes par l'Eurocode sont présentées à la figure 2-12.

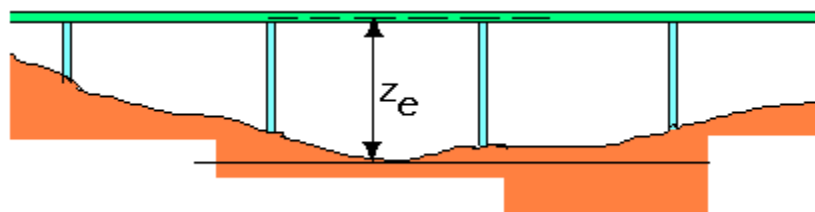


Figure 2-11: Hauteur de référence z_e

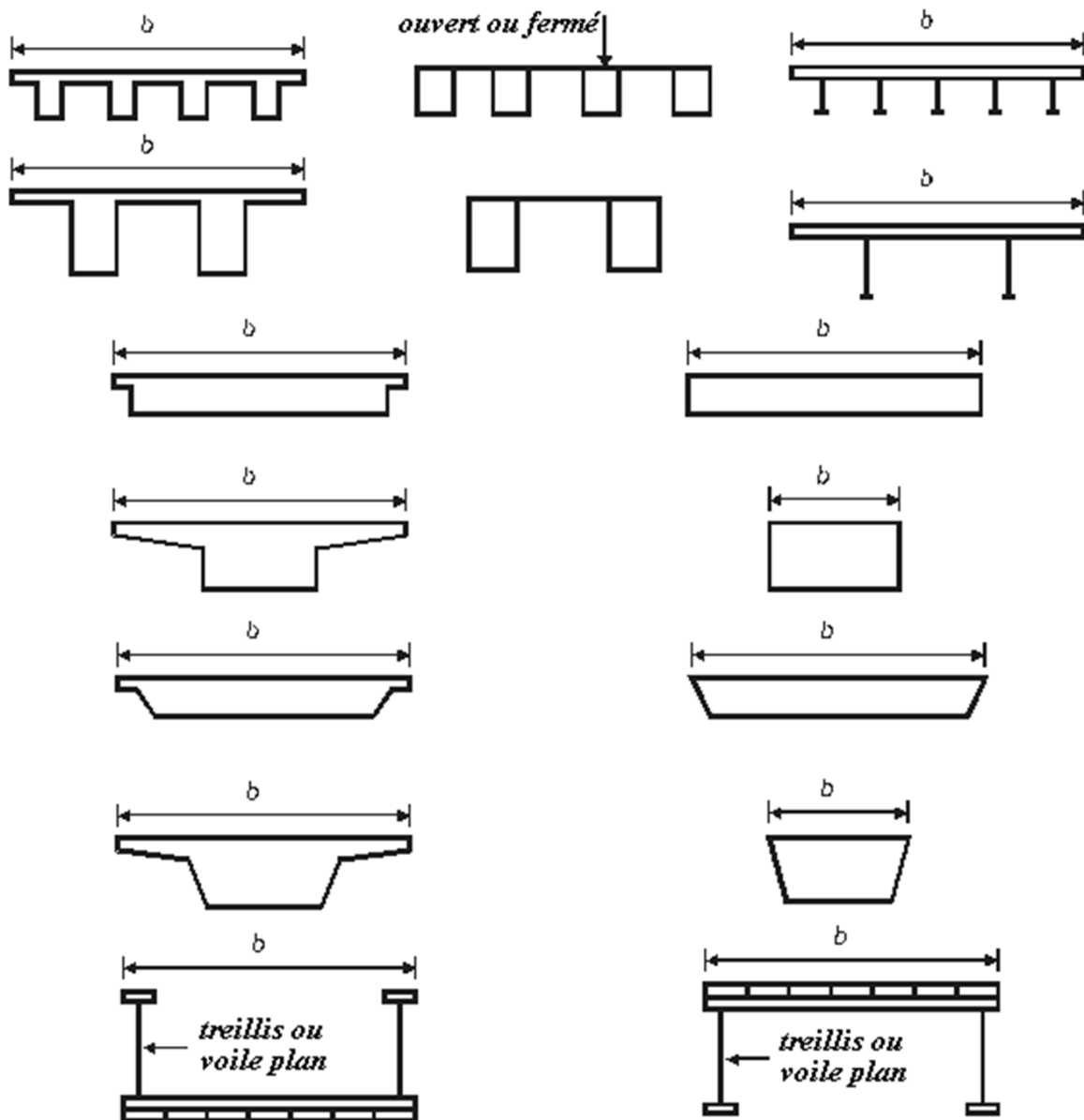


Figure 2-12 Exemples de sections couvertes par l'Eurocode 1

a) **Coefficient structural $C_s C_d$** : il est destiné à tenir compte de l'effet, sur les actions de vent, de l'absence de simultanéité des pointes de pression (à un instant donné) à la surface de la construction (coefficient de dimension $C_s < 1$) d'une part et, des vibrations de la structure engendrées par la turbulence (coefficient dynamique $C_s > 1$), d'autre part. Le coefficient structural $C_s C_d$ peut être calculé pour tous les types d'ouvrages, selon la procédure détaillée figurant dans l'Eurocode 1 en sa partie 1-4 et dans ces annexes B et C. Les tabliers d'ouvrages routiers et ferroviaires sont généralement rigides dans le sens transversal ; l'amplification dynamique de la réponse dans le sens du vent est alors faible. La rigidité transversale diminue

pour les grandes portées et surtout pour des piles de grande hauteur. C'est pourquoi l'annexe nationale permet de prendre le coefficient structural $C_s C_d$ égal à 1.0 pour tous les ponts routiers et ferroviaires rigides de portées inférieures à 100 m et de hauteurs de piles ne dépassant pas 70 m. Lorsque l'ouvrage est souple par son tablier ou par la hauteur des piles, il faut recourir à des méthodes plus avancées.

b) Aire de référence, $A_{ref,x}$: l'aire de référence d'un tablier de pont est définie à la clause 8.3.1 de l'EC1-1-4. Dans le cas d'un ouvrage à profil transversal en toit et en intrados horizontal (fig. 2-13), l'aire de référence est comptée en projection verticale et la valeur à prendre en compte est indiquée dans le tableau 2-4.

Tableau 2- 4: Hauteurs à prendre en compte pour $A_{ref,v}$

Dispositifs de retenue sur la chaussée	Sur un coté	Sur deux cotés
Garde-corps ou glissière de sécurité	$d+0.3$ m	$d+0.6$ m
Garde-corps plein ou barrière de sécurité pleine	$d+d_1$	$d+2d_1$
Garde-corps et glissière de sécurité	$d+0.6$ m	$d+1.2$ m

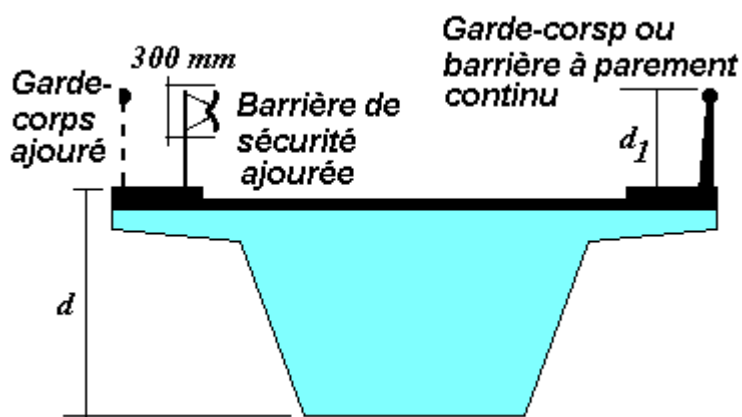


Figure 2-13: Profil transversal d'un tablier de pont

c) **Coefficient de trainée ou de force, $C_{f,x}$** : le coefficient de trainée des tabliers de pont doit être lu sur la figure 8.3 de l'EC1-1-4 (fig. 2-11). Il est fonction du rapport b/d_{tot} , où b et d_{tot} étant des longueurs du tablier mesurées comme indiqué dans la figure 2.14. Lorsque le rapport b/d_{tot} est supérieur à 4 (cas des ponts usuels au sens de la clause EC1-1-4 8.3.1 (1), on peut prendre par simplification une valeur unique $C_f = 1.3$.

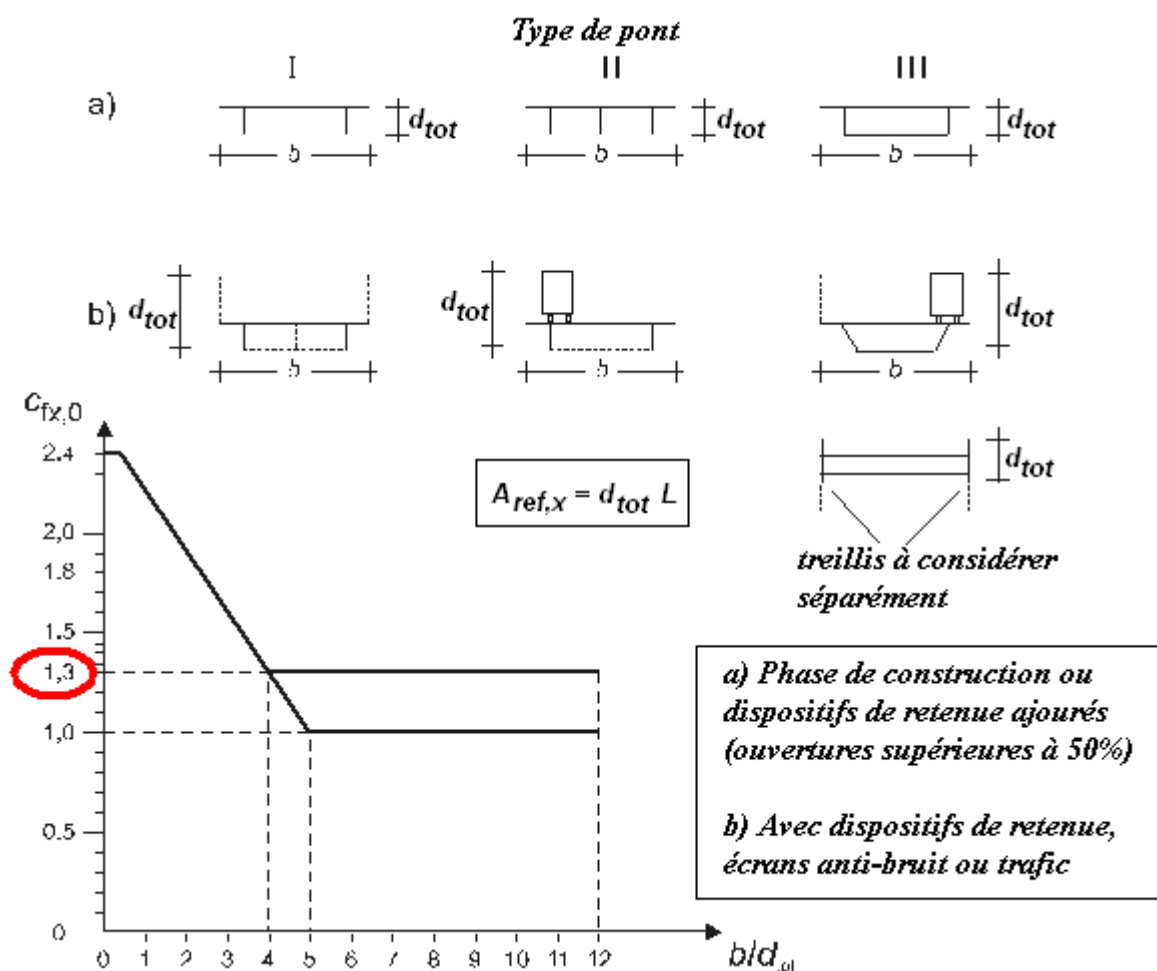


Figure 2-14: Coefficient de force $C_{f,x}$

2-3-9 Exemples d'illustration

- Exemple 1 : Tablier d'un pont courant

Soit un pont courant en service dont le tablier est représenté sur la figure 2-15. L'ouvrage est supposé situé en rase campagne dans le centre de la France métropolitaine, sur un terrain plat ne présentant pas d'obstacles. Le tablier étant de 10 m (=b) de largeur, 100 m

de longueur ($=L$), 1 m de hauteur ($=d$) et se trouve à 6 m. du sol de 6 m. Déterminons l'effort exercé sur le tablier dans le sens du vent.

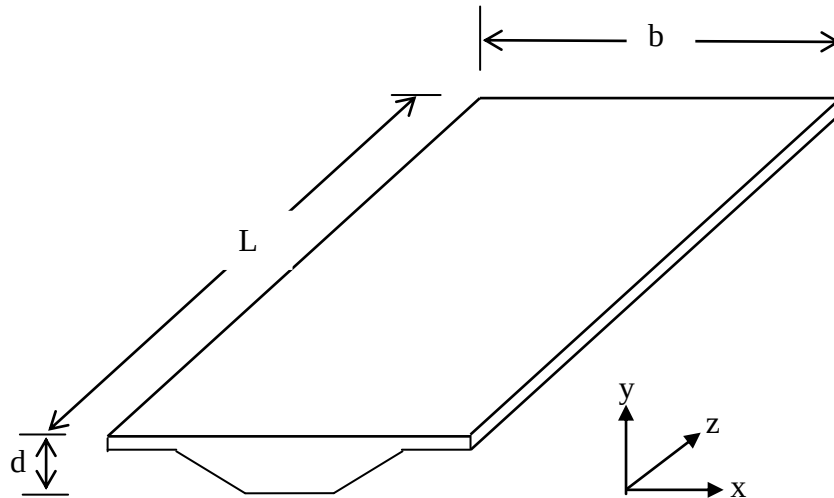


Figure 2-15 Profil du tablier d'un pont courant

Vue l'implantation de l'ouvrage, son état en phase d'exploitation et de sa position géographique, on peut considérer : $v_{b0} = 24\text{m/s}$ (situation en France métropolitaine) ; $C_{\text{prob}} = 1.0$ (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans) ; $C_{\text{season}} = 1.0$ (construction non temporaire) ; $C_{\text{dir}} = 1.0$ (l'un des deux cotés du tablier est toujours exposé au vent dominant).

On en déduit alors la vitesse de référence v_b (éq. 2-1) et la pression dynamique de référence q_b (éq. 2-12) : $v_b = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 24 = 24\text{m/s}$ et $q_b = \frac{1}{2} \times 1.225 \times (24)^2 = 353 \text{ N/m}^2$ avec $\rho = 1.225 \text{ kg/m}^3$. La hauteur de référence z_e du tablier est de $6+0.5 = 6.5 \text{ m}$ (distance entre le niveau du sol et le centre de la structure du tablier) et la catégorie du terrain retenue pour le site étudié est la catégorie II (rase campagne); le coefficient d'orographie $c_0(z_e)$ étant égal à 1.0 (terrain plat). Par ailleurs, puisque $C_{\text{prob}} = C_{\text{season}} = C_{\text{dir}} = 1.0$ et $c_0(z_e) = 1.0$, il est possible d'utiliser l'abaque de la figure 2-9 où on tire . Par suite d'après la relation (2-19), on aura pour la valeur de la pression dynamique de pointe $q_p(z_e) = 2.0 \times 353 = 706 \text{ N/m}^2$ (équivalent à $706/9.81 = 72 \text{ kg/m}^2$).

De plus, l'ouvrage est considéré rigide transversalement, ce qui permet de prendre un coefficient structural $C_s C_d$ égal à 1.0. Dans le cas du pont sans trafic, $b/d_{\text{tot}} = 10/1.0 = 10.0$ (les garde-corps ajourés ne sont pas comptés dans les calculs de d_{tot}). On en déduit alors le

coefficient de trainée $c_{f,x}$ en considérant la figure 2-14 où on tire : $c_{f,x} = 1.3$ (courbe a). Par conséquent, on obtient d'après la relation (2-16a) pour l'effort exercé sur le tablier dans le sens du vent en l'absence de trafic sur le pont : $F_w = 1.0 \times 1.3 \times 706 A_{ref,x} = 918 A_{ref,x}$; $A_{ref,x}$ étant l'aire de référence du tablier sans trafic. Dans le cas du pont avec trafic, nous aurons : $d_{tot} = 1+2 = 3$ m (clause 8.3.1 (5) de l'EC1-1-4) ; $b/d_{tot} = 10/3 = 3.33$; $c_{f,x} = 1.5$ (courbe b). L'effort exercé sur le tablier dans le sens du vent en présence de trafic sera alors : $F_{w,T} = 1.0 \times 1.5 \times 706 A_{ref,x,T} = 1059 A_{ref,x,T}$ où $A_{ref,x,T}$ étant l'aire de référence du tablier avec trafic. Sachant que le vent est cumulable au trafic routier avec un coefficient de combinaison Ψ_0 égal à 0.6, le calcul des aires de référence nous conduit aux valeurs : $A_{ref,x} = L \times (d + 0.6) = 100.0 \times (1 + 0.6) = 160 \text{ m}^2$; un dispositif de retenue est supposé des deux cotés du tablier et $A_{ref,x,T} = L \times (d + 2) = 100.0 \times (1 + 2) = 160 \text{ m}^2 = 300 \text{ m}^2$.

- **Exemple 2 : Tablier d'ouvrage d'art non courant – cas d'un pont en encorbellement successif**

Soit un pont type en encorbellement successif (ou en caisson ou à voussoir), réalisé en béton précontraint et situé dans la région de Bretagne en France métropolitaine comme décrit sur la figure 2-16. Déterminons l'effort exercé sur le tablier dans le sens du vent dans l'unes des situations a) en phase d'exploitation b) en phase de construction.

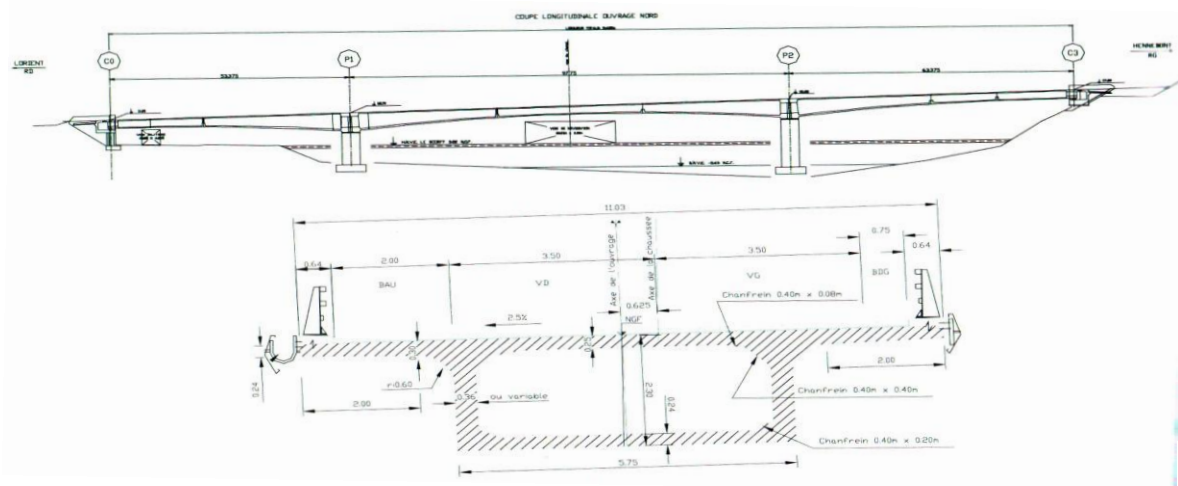


Figure 2-16 Géométrie de l'ouvrage de l'exemple 2 [23]

a) Ouvrage en phase d'exploitation

Nous avons: $v_{b0} = 26\text{m/s}$ (94 km/h : situation en région de Bretagne, extrême nord ouest de la France métropolitaine) ; $C_{\text{prob}} = 1.0$ (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans) ; $C_{\text{season}} = 1.0$ (construction non temporaire ou permanente) ; $C_{\text{dir}} = 1.0$ (l'un des deux cotés du tablier est toujours exposé au vent dominant).

On en déduit alors la vitesse de référence $v_b = v_{b,0} = 26\text{m/s}$; la pression dynamique de référence $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \times 1.225 \times (26)^2 = 414 \text{ N/m}^2$; la hauteur de référence z_e du tablier est prise égale à 15 m (hauteur du centre du tablier à mi-travée centrale par rapport au plus bas niveau) ; la catégorie du terrain retenue pour le site étudié est la catégorie 0 (bord de mer). Le calcul du coefficient de rugosité $c_r(z_e)$ s'obtient par la formule (2-3) avec $z_e > z_{\text{min}} = 2\text{m}$ soit $c_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) = 0.162 \ln\left(\frac{15}{0.005}\right) = 1.297$ où k_r est issu du tableau 2-1. Quant au coefficient d'orographie $c_0(z_e)$, il vaut à 1.0 (terrain plat). On trouve finalement une vitesse moyenne (équ. 2-5) $v_m(z_e) = 26 \times 1.297 \times 1.0 = 33.7 \text{ m/s}$ i.e 121 km/h.

L'intensité de turbulence $I_v(z)$ est définie par la relation (équ. 2-23) soit $I_v(z) = \frac{1 - 2.10^{-4}(\log_{10}(0.005) + 3)^6}{1.0 \ln\left(\frac{15}{0.005}\right)} = 0.125$. On en déduit alors la

pression dynamique de pointe qui donne $q_p(z_e)$: $q_p(z_e) = \frac{1}{2} \rho v_m(z_e)^2 [1 + 7I_v(z)] = \frac{1}{2} \times 1.225 \times 33.7^2 [1 + 7 \times 0.125] = 1304 \text{ N/m}^2$. Notons que comme $C_{\text{prob}} = C_{\text{season}} = C_{\text{dir}} = 1.0$ et $c_0(z_e) = 1.0$, on peut également utiliser l'abaque de la figure 2-9 où on tire le coefficient d'exposition $c_e(z_e)$ égal approximativement à la valeur 3.2 . Ce qui nous conduit ainsi à la pression dynamique de pointe : $q_p(z_e) = C_e(z_e) . q_b = 3.2 \times 414 = 1325 \text{ N/m}^2$.

- **Calcul de l'effort exercé perpendiculairement au tablier, sans trafic :**

- **Coefficient de trainée :** On détermine le coefficient de trainée $C_{f,x}$ à la clé et sur pile à partir de la figure 2-14, courbe (a) avec une largeur du tablier $b=11m$ et il faut tenir compte du devers unique du tablier en majorant de 3% par degré. Nous aurons alors i) à la clé : $d_{tot} = 2.3 + 0.25 = 2.55 m \rightarrow b/d_{tot} = 11/2.55 = 4.31$ et $C_{f,x,0,clé} = 1.3$ ii) sur pile : $d_{tot} = 5.3 + 0.25 = 5.55 m \rightarrow b/d_{tot} = 11/5.55 = 1.98$ et $C_{f,x,0,pile} = 1.93$; avec la majoration de 3% par degré du devers unique du tablier, nous obtenons finalement: $C_{f,x} = C_{f,x,0}[1+\arctan(2.5\%)] = C_{f,x,0} \times 1.043$ d'où $C_{f,x,clé} = 1.3 \times 1.043 = 1.356$ et $C_{f,x,pile} = 1.93 \times 1.043 = 2.01$.

- **Aire de référence $A_{ref,x}$:** nous obtenons respectivement i) à la clé : $A_{ref,x,clé} = h_1 + h_2 + 2h_3$ où avec $h_1 = 2,30 m$ (hauteur de la section hors superstructures) ; $h_2 = 0.25 m$ (hauteur de la longrine) et $h_3 = 0,30 m$ (hauteur forfaitaire pour une barrière de sécurité ajourée : comptée double car l'ouvrage en possède deux cotés), soit $A_{ref,x,clé} = 3.15 m^2/m$. ii) sur pile : $A_{ref,x,pile} = (5.30 + 0.25 + 2 \times 0.3) = 6.15 m^2/m$.

L'effort exercé perpendiculairement au tablier sans trafic, avec un coefficient structural $C_s C_d = 1.0$, sera alors en considérant la relation (2-16a), respectivement i) à la clé : $F_{w,clé} = 1.0 \times 1.356 \times 1325 \times 3.15 = 1789 N/m^2$ ii) sur pile : $F_{w,pile} = 1.0 \times 2.01 \times 1325 \times 6.15 = 16379 N/m^2$.

- **Calcul de l'effort exercé perpendiculairement au tablier, avec trafic :**

- **Coefficient de trainée :** le coefficient de trainée $C_{f,x}$ sera déterminé à la clé et sur pile à partir de la figure 2-14, courbe (b) avec une largeur du tablier $b=11m$. Nous aurons alors i) à la clé : $d_{tot} = d_1 + d_2 + 2d_3$ où avec $d_1 = 2,30 m$ (hauteur de la section hors superstructures) ; $d_2 = 0.11 m$ (hauteur des couches d'étanchéité et de roulement) et $d_3 = 2,0 m$ (hauteur forfaitaire de 2 m° $\rightarrow b/d_{tot} = 2.49$ et $C_{f,x,0,clé} = 1.75$ ii) sur pile : $d_{tot} = 5.3 + 0.11 + 2.0 = 7.41 m \rightarrow b/d_{tot} = 1.48$ et $C_{f,x,0,pile} = 2.05$; avec la majoration de 3% par degré du devers unique du tablier, nous obtiendrons: $C_{f,x} = C_{f,x,0}[1+\arctan(2.5\%)] = C_{f,x,0} \times 1.043 \rightarrow C_{f,x,clé} = 1.75 \times 1.043 = 1.82$ et $C_{f,x,pile} = 2.05 \times 1.043 = 2.14$.

- **Aire de référence $A_{ref,x}$** : nous obtiendrons respectivement i) à la clé : $A_{ref,x,clé} = 2.30 + 0.11 + 2.0 = 4.41 \text{ m}^2/\text{m}$ ii) sur pile : $A_{ref,x,pile} = (5.30 + 0.11 + 2.0) = 7.41 \text{ m}^2/\text{m}$.

Comme pour les calculs sans trafic, nous retenons un coefficient structural $C_s C_d = 1.0$; par suite, nous obtenons les résultats i) à la clé : $F_{w,clé,T} = 1.0 \times 1.82 \times 1325 \times 4.41 = 2412 \text{ N/m}^2$ ii) sur pile : $F_{w,pile,T} = 1.0 \times 2.14 \times 1325 \times 7.41 = 21015 \text{ N/m}^2$.

b) Ouvrage en phase de construction

Considérons la phase des travaux dont la durée est comprise entre 3 mois et un an. D'après l'EC1-1-6, la période de retour associée de l'action climatique es 10 ans ; ce qui implique ; $C_{prob} = 0.92$; les autres coefficients à savoir C_{season} , C_{dir} , $C_r(z_e)$ et $C_0(z_e)$ demeurent inchangés. On trouve finalement : $v_b = 0.92 \times 1.0 \times 1.0 \times 26 = 23.9 \text{ m/s}$ $v_m(z_e) = 1.0 \times 1.3 \times 23.9 = 31.1 \text{ m/s}$ et $q_p(z_e) = 1110 \text{ N/m}^2$. Le calcul des aires de références $A_{ref,x}$ nous conduit à : $A_{ref,x,clé} = 2.30 \text{ m}^2/\text{m}$ et $A_{ref,x,pile} = 5.30 \text{ m}^2/\text{m}$. Par conséquent : $F_{w,clé,T} = 1.0 \times 1.35 \times 1110 \times 2.30 = 3448 \text{ N/m}^2$ et $F_{w,pile,T} = 1.0 \times 1.96 \times 1110 \times 5.30 = 11533 \text{ N/m}^2$.

Chapitre 3

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons
de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur
pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons
de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur
pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons
de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur
pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Chapitre 4

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons
de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur
pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons
de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur
pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons
de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur
pour obtenir le contenu original

Cette section est laissée vide pour des raisons de confidentialité ; veuillez consulter l’auteur pour obtenir le contenu original

CHAPITRE 5

CONCLUSIONS GENERALES

5-1 Rétrospective

L'objectif principal fixé dans ce travail consiste essentiellement d'analyser le comportement sous l'action quasi statique d'une rafale de vent d'un ouvrage suspendu léger sans poutre de rigidité, telle une passerelle suspendue rigidifiée par câbles précontraints. A ceci va se greffer un autre objectif complémentaire qui consiste de mettre en évidence, à travers une analyse paramétrique appropriée, l'effet de certains paramètres sur la stabilité du système comme l'intensité de la rafale de vent, la pré-tension du câble de rigidité et le poids propre de l'ouvrage.

La modélisation mathématique, présentée d'une manière succincte et académique, a été effectuée par l'approche fondamentale qui assimile le comportement de la nappe des suspentes à celui d'un voile continu et inextensible. Les fondements théoriques de la méthode de calcul exploitent fondamentalement la théorie des structures hyperstatiques d'ordre infini que Courbon avait initialement adapté aux structures avec inerties flexionnelles à l'exemple des poutres solidarisées par des suspentes infiniment rapprochées, des poutres sur appuis élastiques infiniment rapprochés indépendants ou non ou les ponts à poutres multiples. Soulignons, toutefois, qu'à la lumière de la revue bibliographique effectuée, les études n'ont pas été étendues à de telles structures sollicitées sous charge horizontales dues à l'action d'une rafale quasi-statique de vent. Cela tient sans doute à la nature des structures étudiés qui sont généralement des toitures suspendues, sollicitées verticalement seulement.

Les hypothèses admises qui délimitent les conditions de validité de la méthode de calcul sont principalement les suivantes:

- les poussées engendrées (h_0 et h_1) dans les câbles sont très petites et sont pratiquement négligeables. Les géométries des haubans de rive sont en outre supposées invariables (extrémités fixes) ;

- les déplacements horizontaux aux extrémités des suspentes restent faibles. La longueur de la suspenste est alors confondue pratiquement avec sa projection verticale (angle toujours faible par rapport à la verticale) ;
- les changements géométriques et mécaniques étant admis petits, il est donc possible d'appliquer le principe de superposition.

5-2 Conclusions

La méthode de calcul est traduite en langage d'ordinateur dont le programme principal s'intitule BPCHOR (Bloc Principal de l'analyse sous Charges HORizontales), programme facilement exploitable sur micro-ordinateurs. La méthode est ensuite appliquée à différents aspects d'analyses relatives au comportement d'un ouvrage suspendu léger et sans poutre de rigidité soumis à des charges quasi-statiques dues à l'action d'une rafale de vent. Un tel ouvrage est l'exemple d'une passerelle piétonnière rigidifiée par câbles précontraints dont les charges appliquées sont horizontales agissant perpendiculairement au plan général de l'ouvrage.

Les résultats sont confrontés avec succès à ceux issus du logiciel ANSYS qui est un code essentiellement numérique basé sur la méthode des éléments finis dont le principe consiste de traiter la structure comme telle soit par modèle discret. Nous avons ainsi pu examiner par le biais de l'analyse paramétrique l'influence de certains paramètres clés sur la stabilité du système comme l'intensité de la rafale de vent, la pré-tension du câble de rigidité et le poids propre de l'ouvrage. En conséquence, nous avons pu juger de la valeur et du mérite des hypothèses simplificatrices du système continu et nous renseigner sur le comportement global de l'ouvrage selon les hypothèses admises.

Les hypothèses de la modélisation numérique sont évidemment plus réalistes que les simplifications admises de continuité et d'inextensibilité des suspentes. Cela confère bien entendu au modèle discrétisé plus de souplesse que n'en possède le modèle analytique ou continu puisqu'il permet de tenir compte des conditions d'appuis, de la présence des pylônes et de n'importe quelle direction de la sollicitation. L'avantage de la méthode analytique proposée demeure, par conséquent, dans la faible taille du problème résultant qui permet se

traiter très aisément sur un micro-ordinateur simple, ce qui répond avec succès à un objectif tant recherché sur le plan théorique et pratique.

Quant aux résultats de l'analyse paramétrique, nous pouvons en dégager les conclusions suivantes :

- Plus les vitesses d'une rafale de vent augmentent, plus les flèches enregistrées aussi bien dans le câble porteur que dans le câble de rigidité sont importantes. L'évolution des flèches n'est toutefois pas linéaire en fonction de la vitesse de la rafale de vent à cause sans aucun doute de la pression dynamique qui est une fonction quadratique i.e dépendante du carré de la vitesse. A titre d'illustration, pour $v=50\text{m/s}$, $w_{1\text{max}}$ vaut 0.391 m alors que pour $v=100\text{m/s}$, $w_{1\text{max}}$ vaut 1.563 m soit une augmentation relative de l'ordre de 300%.
- L'influence stabilisatrice plus nette du poids propre soit, en d'autres termes, la stabilité de l'ouvrage s'avère d'autant meilleure que le poids propre devient de plus en plus important. On note, pour la valeur maximale utilisée, une réduction des effets allant jusqu'à 40% par rapport à la structure usuelle ou de référence ($H_1=600\text{kN}$; $w'=0.5\text{kN/m}$). Cela démontre, que le rappel des suspentes du au décalage horizontal (effet balancier) est grandement proportionnel au poids propre de l'ouvrage.
- La précontrainte initiale de réglage du câble de rigidité contribue très efficacement à la stabilité de l'ouvrage. Les résultats obtenus démontrent qu'avec des valeurs relativement élevées de la précontrainte (H_1), on pourrait réduire de façon appréciable (jusqu'à environ 300%) les flèches engendrées dans les cables. A titre illustratif, nous enregistrons pour $H_1=400\text{ kN}$, $w_{1\text{max}}=0.563\text{ m}$ et pour $H_1=800\text{ kN}$, $w_{1\text{max}}=0.290\text{ m}$; ce qui correspond à une diminution de l'ordre de 200%. Par suite, sans affecter significativement à la hausse du poids propre de la travée, un choix adéquat de ce paramètre permet de réduire la déformabilité à laquelle sont sujettes en majorité ces types de structures suspendues.
- La non-linéarité observée du comportement que ce soit en fonction de la vitesse du vent ou de la précontrainte initiale de réglage du câble de rigidité, est du type positif ou favorable et contribue à la rigidification du système ; elle devient de plus en plus

importante au fur et à mesure que la cambrure et la précontrainte du câble de rigidité diminuent.

5-3 Recommandations futures

Ce qu'on pourrait enfin suggérer comme études futures pour l'amélioration de ce thème de travail sont les suivantes :

- Introduire dans la formulation mathématique l'effet du gradient thermique et en étudier les effets sur la stabilité de l'ouvrage.
- Entreprendre une analyse paramétrique afin de montrer l'influence des pylônes (conditions d'appuis, sections, etc.).

Annexe A

Exemple d'utilisation du programme BPCHOR avec le type d'analyse (IR=1) sous une surcharge horizontale due au vent de vitesse 50m/s

A-1 Entrée des données

Sun Jun 24 04:36:45 2018

C:\Users\newgen\Desktop\APL_BPCHOR\BPCHOR saved Sun Jun 24 04:36:21 2018

BPCHOR

DONNEES GENERALES

DEUX NIVEAUX D'AIDE SONT DISPONIBLES:

0: RAPPEL DES DONNEES D'ENTREE ET IMPRESSION DES
RESULTATS AVEC CERTAINS DETAILS SUPPLEMENTAIRES

1: RAPPEL SEULEMENT DES DONNEES ET IMPRESSION DES
RESULTATS PRINCIPAUX

QUEL NIVEAU DESIREZ-VOUS?

☐:

1

*DEUX TYPES DE REPONSES SONT POSSIBLES:

0: OUI

1: NON

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

SONT-ELLES DEJA ENTREES?

☐:

1

F0: FLECHE MAX. DU CABLE PORTEUR

F1: FLECHE MAX. DU CABLE DE RIGIDITE

L: LONGUEUR DE LA TRAVEE

N: NB DE POINTS D'INTEGRATION NUM. A DISTANCE EGALE

W: DENSITE DU POIDS PROPRE TOTAL DE L'OUVRAGE

H1: PRECONTRAINTES DU CABLE DE RIGIDITE

D: HAUTEUR DE LA STRUCTURE (ENTRE APPUIS DES CABLES SUR LES PYLONNES)

F0	F1	L	N	W	H1	D
----	----	---	---	---	----	---

☐:

6.4	3.2	80	39	0.5	600	12.6
-----	-----	----	----	-----	-----	------

DESIREZ-VOUS CORRIGER CES VALEURS?

☐:

1

INTENSITES DES CHARGES

SONT-ELLES DEJA ENTREES?

☐:

1

CES CHARGES DOIVENT ETRE CONCENTREES EQUIVALENTES
AUX POINTS D'INTEGRATION NUMERIQUES

SUR LE CABLE DE RIGIDITE

Q1:

☐:

0.6

Q0:

☐:

0.3

DESIREZ-VOUS CORRIGER CES VALEURS?

☐:

1

A-2 Le fichier des résultats

SOLUTION: REACTION A CHAQUE POINT D'INTEGRATION

1.390E⁻³

2.860E⁻³

4.418E⁻³

6.071E⁻³

7.824E⁻³

9.685E⁻³

1.166E⁻²

1.375E⁻²

1.595E⁻²

1.826E⁻²

2.066E⁻²

2.314E⁻²

2.564E⁻²

2.811E⁻²

3.047E⁻²

3.263E⁻²

3.447E⁻²

3.589E⁻²

3.679E⁻²

3.710E⁻²

3.679E⁻²

3.589E⁻²

3.447E⁻²

3.263E⁻²

3.047E⁻²

2.811E⁻²

2.564E⁻²

2.314E⁻²

2.066E⁻²

1.826E⁻²

1.595E⁻²
1.375E⁻²
1.166E⁻²
9.685E⁻³
7.824E⁻³
6.071E⁻³
4.418E⁻³
2.860E⁻³
1.390E⁻³

DEPL. CABLE DE RIGIDITE DEPL. CABLE PORTEUR

3.774E ⁻²	3.436E ⁻²
7.348E ⁻²	6.706E ⁻²
1.072E ⁻¹	9.809E ⁻²
1.390E ⁻¹	1.274E ⁻¹
1.688E ⁻¹	1.551E ⁻¹
1.966E ⁻¹	1.811E ⁻¹
2.225E ⁻¹	2.053E ⁻¹
2.463E ⁻¹	2.279E ⁻¹
2.683E ⁻¹	2.487E ⁻¹
2.883E ⁻¹	2.677E ⁻¹
3.063E ⁻¹	2.850E ⁻¹
3.224E ⁻¹	3.006E ⁻¹
3.366E ⁻¹	3.143E ⁻¹
3.489E ⁻¹	3.263E ⁻¹
3.593E ⁻¹	3.364E ⁻¹
3.677E ⁻¹	3.447E ⁻¹
3.743E ⁻¹	3.512E ⁻¹
3.790E ⁻¹	3.559E ⁻¹
3.818E ⁻¹	3.586E ⁻¹
3.828E ⁻¹	3.596E ⁻¹

3.818E ⁻¹	3.586E ⁻¹
3.790E ⁻¹	3.559E ⁻¹
3.743E ⁻¹	3.512E ⁻¹
3.677E ⁻¹	3.447E ⁻¹
3.593E ⁻¹	3.364E ⁻¹
3.489E ⁻¹	3.263E ⁻¹
3.366E ⁻¹	3.143E ⁻¹
3.224E ⁻¹	3.006E ⁻¹
3.063E ⁻¹	2.850E ⁻¹
2.883E ⁻¹	2.677E ⁻¹
2.683E ⁻¹	2.487E ⁻¹
2.463E ⁻¹	2.279E ⁻¹
2.225E ⁻¹	2.053E ⁻¹
1.966E ⁻¹	1.811E ⁻¹
1.688E ⁻¹	1.551E ⁻¹
1.390E ⁻¹	1.274E ⁻¹
1.072E ⁻¹	9.809E ⁻²
7.348E ⁻²	6.706E ⁻²
3.774E ⁻²	3.436E ⁻²

Annexe B

Exemple d'utilisation du code ANSYS pour l'exemple-type
(Sous une surcharge horizontale due au vent de vitesse 50m/s)

B-1 Fichier des données

```
/COM,Analyse d'une passerelle suspendue

/PREP7
/TITLE, VM31, SINGLE CABLE

! 0: câble principal
!1: câble de rigidité

ANTYPE,STATIC
ET,1,LINK180      !
R,1,0.00196,,1    ! 1=> numéro de la constante
                  ! AREA => m^2, , 1=> tension only :activée
R,2,0.00126,,1    ! Section du câble de rigidité
R,3,0.000079,,1   ! Section des suspentes

NLGEOM,ON        ! Active large displacement
SSTIF,ON         ! STRESS STIFFENING

MP,EX,1,150E6    ! Module de Young KN/m^2
mp,prxy,1,0.3    ! Coefficient de Poisson
!mp,dens,1,48.8   ! Masse volumique

nn=41            ! number of nodes
ne=nn-1          ! (nn-1): number of elements
L=80             ! Longueur de la travée m
dd=L/ne          ! Dimension de l'élément
f0=6.4           ! Flèche à mi-travée
f1=3.2           ! Flèche du câble rigidité
                ! Forme parabolique
*do,i,1,nn
xx=(i-1)*dd
X=XX+18.45
yy=((-4*f0/L**2)*xx*(L-xx))+17.3
N,i,X,yy
y=((4*f1/L**2)*xx*(L-xx))+4.7
N,i+nn,X,y
*enddo
```

```

! Câble supérieur
E,1,2      ! Créer un élément entre les nœuds 1 et 2
EGEN,ne,1,-1    ! Créer 'ne' éléments

```

```

! Câble de rigidité
real,2
E,nn+1,nn+2
egen,ne,1,-1

```

```

! Suspentes
real,3
E,2,43
egen,ne-1,1,-1

```

```

! Haubans
      ! nœuds
N,83,0.45,4.7
N,84,116.45,4.7
*do,j,1,5
N1=84+j
N2=95-j
x1=0.45+(j*3)
x2=116.45-(j*3)
y1=4.7+(j*2.1)
N,N1,x1,y1
N,N2,x2,y1
*enddo
      ! elements

```

```

real,1
E,83,85
E,85,86
E,86,87
E,87,88
E,88,89
E,89,1

```

```

E,41,90
E,90,91
E,91,92
E,92,93
E,93,94
E,94,84

```

! Conditions initiales

INIS,SET,CSYS,-2 ! ARBITRARY SMALL INITIAL STRAIN
INIS,SET,DTYP,EPEL

! Déformations initiales du Câble de rigidité

H1=600 ! KN
 $w1=(8*f1*H1)/(L*L)$
 $ccc1=((L*L)/(8*f1))^{**2}$
E=150e6
A1=0.126e-2
x=-1
*do,i,41,80
x=x+2
 $ccc2=((L/2)-x)^{**2}$
 $T1=w1*((ccc1+ccc2)^{**0.5})$
 $epsi1=(T1/(E*A1))$

INIS,DEFINE,i,,,,epsi1 !déformation dans les éléments
*enddo

! Cable principal

H0=362.5 ! KN
 $w0=(8*f0*H0)/(L*L)$
 $ccc1=((L*L)/(8*f0))^{**2}$
E=150e6
A0=0.196e-2
x=-2
*do,i,1,40
x=x+2
 $ccc2=((L/2)-x)^{**2}$
 $T0=w0*((ccc1+ccc2)^{**0.5})$
 $epsi0=(T0/(E*A0))$

INIS,DEFINE,i,,,,epsi0 !déformation dans les éléments
*enddo

! Suspentes

As=0.000079
Ts=2*w1
 $epsis=Ts/(E*As)$
*do,i,81,119

INIS,DEFINE,i,,,,epsis !déformation dans les éléments
*enddo

```

! Haubans
D=12.6
Lh=18
CCCh=(D/Lh)**2
epsih=(H0*((1+ccch)**0.5))/(E*A0)
*do,i,120,131
INIS,DEFINE,i,,,,epsih      !déformation dans les éléments
*enddo

NSUBST,5
OUTPR,,3
OUTPR,NLOAD,3      ! PRINT NODAL FORCES
KBC,1              ! STEP CHANGE B.C.'S

! BOUNDARY CONDITIONS
D,42,ALL      ! Les 3 DDL (ux, uy,uz) du nœud 1 sont nuls
D,82,ALL,,,84

D,1,ALL      ! le déplacement Uz est nul pour tous les nœuds
D,41,ALL

! Application du poids propre 0.5 KN/m
*do,j,2,40
F,j,FY,-1
*enddo

! Charge répartie p=0.15 KN/m ==> 0.15x(2m)= 0.3KN par nœud
*do,j,2,40
F,j,FZ,-0.3
*enddo

! Charge répartie p=0.3 KN/m ==> 0.3x(2m)= 0.6KN par nœud
*do,j,43,81
F,j,FZ,-0.6
*enddo

!acel,-10      ! Appliquer la pesanteur

```

```
FINISH
/SOLU
SOLVE
FINISH
```

B-2 Le fichier des résultats (déplacements horizontaux dans les câbles)

```
PRINT U NODAL SOLUTION PER NODE
```

```
***** POST1 NODAL DEGREE OF FREEDOM LISTING *****
```

```
LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 4
TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0
```

THE FOLLOWING DEGREE OF FREEDOM RESULTS ARE IN THE GLOBAL
COORDINATE SYSTEM

NODE	UZ
1	0.0000
2	-0.33755E-01
3	-0.65864E-01
4	-0.96330E-01
5	-0.12515
6	-0.15230
7	-0.17779
8	-0.20161
9	-0.22373
10	-0.24415
11	-0.26286
12	-0.27985
13	-0.29510
14	-0.30860
15	-0.32034
16	-0.33029
17	-0.33846
18	-0.34483
19	-0.34939
20	-0.35212
21	-0.35304
22	-0.35212
23	-0.34939
24	-0.34483
25	-0.33846
26	-0.33030
27	-0.32034
28	-0.30860

29 -0.29510
30 -0.27985
31 -0.26287
32 -0.24415
33 -0.22373
34 -0.20161
35 -0.17780
36 -0.15231
37 -0.12515

***** POST1 NODAL DEGREE OF FREEDOM LISTING *****

LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 4
TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0

THE FOLLOWING DEGREE OF FREEDOM RESULTS ARE IN THE GLOBAL
COORDINATE SYSTEM

NODE	UZ
38	-0.96331E-01
39	-0.65864E-01
40	-0.33755E-01
41	0.0000
42	0.0000
43	-0.37022E-01
44	-0.72084E-01
45	-0.10519
46	-0.13636
47	-0.16558
48	-0.19287
49	-0.21822
50	-0.24166
51	-0.26318
52	-0.28278
53	-0.30049
54	-0.31630
55	-0.33023
56	-0.34227
57	-0.35245
58	-0.36077
59	-0.36722
60	-0.37183
61	-0.37460
62	-0.37552
63	-0.37460

64 -0.37183
65 -0.36722
66 -0.36077
67 -0.35245
68 -0.34227
69 -0.33023
70 -0.31630
71 -0.30049
72 -0.28278
73 -0.26318
74 -0.24166

***** POST1 NODAL DEGREE OF FREEDOM LISTING *****

LOAD STEP= 1 SUBSTEP= 4
TIME= 1.0000 LOAD CASE= 0

THE FOLLOWING DEGREE OF FREEDOM RESULTS ARE IN THE GLOBAL
COORDINATE SYSTEM

NODE	UZ
75	-0.21822
76	-0.19287
77	-0.16558
78	-0.13636
79	-0.10519
80	-0.72084E-01
81	-0.37022E-01
82	0.0000
83	0.0000
84	0.0000
85	0.0000
86	0.0000
87	0.0000
88	0.0000
89	0.0000
90	0.0000
91	0.0000
92	0.0000
93	0.0000
94	0.0000

MAXIMUM ABSOLUTE VALUES

NODE 62
VALUE -0.37552

Résumé

Nous avons exposé dans ce travail une méthode analytique de calcul d'une structure suspendue par des câbles précontraints sous l'action quasi-statique du vent.

Il s'agit principalement de trouver la formulation de l'effort exercé par vent sur les structures de génie civil en général, en se basant sur des recommandations techniques et réglementaires. L'approche analytique de la problématique est ensuite illustrée à travers la formulation mathématique de l'étude d'un système précontraint suspendue sous l'effet des charges horizontales. Il s'agit essentiellement de transformer un système continu linéaire d'ordre infini à un système d'ordre fini, en se basant sur les notions de la mécanique des structures et en appliquant l'équation intégrale de Fredholm.

Une implémentation sur l'outil informatique a été ensuite réalisée sur le code informatique APL via le programme BPCHOR. Les résultats obtenus sont validés par un logiciel commercial de modélisation et de calcul des structures à savoir le code ANSYS. Il est constaté ainsi que ce programme analytique BPCHOR peut bien être utilisé dans des calculs portant sur ce type de structures.

Une exploitation simple des résultats de cette étude est illustrée à travers une analyse paramétrique portant sur la variation des déplacements horizontaux en fonctions de certains paramètres à savoir la variation de la vitesse du vent, la variation de la précontrainte dans les câbles ainsi que la variation du poids propre de la structure. Les résultats obtenus montrent que l'augmentation de la vitesse du vent conduit à des déplacements d'autant plus grands alors que l'augmentation de la précontrainte ou du poids propre joue un rôle stabilisateur en diminuant les déplacements horizontaux des câbles.

Mots-clés :

Structures suspendues, câbles précontraints, calcul au vent, modélisation, BPCHOR, ANSYS.

Abstract

We present in this work an analytical method for calculating a suspended structure with prestressed wires, submitted to the quasi-static load of the wind.

The main purpose is to make a study of wind stress on civil engineering structures generally, based on technical and normative recommendations. The analytical approach of the problem is then illustrated through the mathematical formulation of the study of a prestressed suspended system under the effect of horizontal loads. It consists basically on transforming a continuous linear system of infinite order to a system of finite order, using structural mechanic concepts and applying the Fredholm integral equation.

A model on the computer tool was then performed on the APL computer code using the BPCHOR program. The results obtained are validated by commercial software modeling and calculation of structures namely the ANSYS code. It is noted that this analytical program BPCHOR can be used typically in calculations of this form of structures.

A simple use of the results of this study is illustrated through a parametric analysis concerning the variation of the horizontal displacements according to some parameters namely the variation of the speed of the wind, the variation of the prestress in the cables as well as the variation of the weight of the structure. The results show that the increase in wind speed leads to even greater displacements, whereas the increase in prestressing or structure weight has stabilizing role by reducing the horizontal displacements of the wires.

Keywords:

Suspended structures, prestressed wires, wind analyze, computer modeling, BPCHOR, ANSYS.