UCLouvain

epl

École polytechnique de Louvain

Analyses préliminaires à l'étude des effets d'une explosion sur un pont suspendu de grande portée

Auteur: **Baptiste DUPONT**
Promoteur: **Luca SGAMBI**
Lecteurs: **Igor BOUCKAERT, Pierre LATTEUR, Luca SGAMBI**
Année académique 2019–2020
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Remerciements

J'adresse mes remerciements à l'ensemble des professeurs de l'École polytechnique de Louvain.

Et tout particulièrement, je tiens à remercier le professeur Luca Sgambi, mon promoteur, pour ses conseils, son implication et sa disponibilité tout au long de ce travail de fin d'études.

Je remercie également Pierre Latteur et Igor Bouckaert qui ont accepté d'être lecteurs de ce TFE.

Je remercie aussi Elias Robert et Gilles Deveen pour le chemin parcouru côte à côte durant mon parcours universitaire. Enfin, je souhaite remercier mes parents pour la confiance accordée tout au long de mon parcours d'études et, plus particulièrement ma maman pour son aide à la relecture de cet ouvrage.

Objectifs

Les attentats terroristes sont de nos jours devenus une thématique importante pour la conception structurale d'ouvrages d'art tels que les ponts. En effet, durant les dernières décennies, l'augmentation du nombre d'attentats (Fig.1) a engendré la perte de nombreuses vies humaines et impacté socio-économiquement notre société.

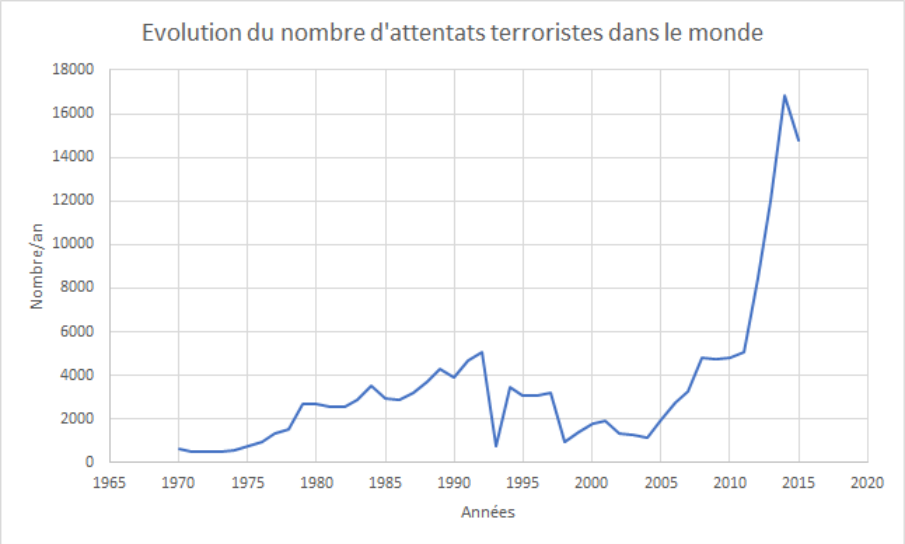


Figure 1: Évolution du nombre d'attentats dans le monde: Source [DataWorld]

De manière générale les enjeux de ce TFE consistent en un ensemble d'analyses préliminaires en vue d'une étude des effets d'une explosion sur un pont suspendu de grande portée.

Les objectifs sont multiples. Le premier est l'étude des pressions générées par une charge explosive dans le but d'intégrer le phénomène lors de simulations numériques.

Le deuxième objectif est de tester et comprendre l'utilisation du logiciel ABAQUS ainsi que de valider son utilisation dans le cadre d'analyses d'actions intenses et rapides sur des modèles numériques de grandes tailles.

Enfin le troisième objectif est de mettre en oeuvre et tester divers modèles numériques afin de déterminer les paramètres à choisir pour une futur étude d'un modèle complet d'un pont suspendu de grande portée sujet à des actions explosives.

Table des matières

1 Introduction **1**

2 Le projet de pont suspendu du détroit de Messine **6**
2.1 Introduction 6
2.2 Histoire et contexte 6
2.3 Le site de traversée 7
2.4 Design du pont 10
2.4.1 Concepts généraux de design 10
2.4.2 Choix de la localisation et de l'allure générale 11
2.4.3 Le tablier 12
2.4.4 Le système de suspension 14
2.4.5 Fondations et blocs d'ancrage 17
2.5 Conclusion 19

3 Les explosions **20**
3.1 Introduction 20
3.2 Caractéristiques d'une explosion 20
3.2.1 Catégories d'explosion 22
3.2.2 Pression incidente et pression réfléchie 24
3.2.3 Paramètres d'une explosion 28
3.2.4 Coefficient de décroissance 32
3.2.5 Ordres de grandeur 36
3.3 Les explosions en pratique 45
3.3.1 Force agissant dans une suspente 45
3.3.2 Pressions agissant sur le tablier 50
3.3.3 Pressions agissant sur un pilier du pont 55
3.4 Conclusion 59

4 Le logiciel ABAQUS **60**
4.1 Introduction 60
4.1.1 Comparaison entre l'intégration implicite et explicite 60
4.1.2 Unités 61
4.2 Validation du logiciel ABAQUS 62
4.2.1 Modèles élastiques linéaires statiques 62
4.2.2 Modèle élastique linéaire soumis à une variation de température statique 66
4.2.3 Modèle non-linéaire statique 66

4.2.4 Modèles élastiques linéaires dynamiques (1 degré de liberté) 71
4.3 Conclusion 74

5 Étude de la modélisation du pont suspendu du détroit de Messine 76
5.1 Introduction 76
5.2 Modélisation 2D d'une suspente 77
5.2.1 Modèle élastique linéaire 80
5.2.2 Modèle non-linéaire 86
5.3 Modélisation 2D d'une portion du tablier suspendu 91
5.3.1 Modèle élastique linéaire 93
5.3.2 Modèle non-linéaire 103
5.4 Modélisation 3D du pont suspendu de Messine 106
5.4.1 Importation de la géométrie et des matériaux de la structure dans le logiciel ABAQUS 106
5.4.2 Modèle statique: état initial 111
5.4.3 Modèle dynamique: état initial 113
5.4.4 Modèle dynamique: explosion 114
5.5 Conclusion 122

6 Conclusion 123

Bibliographie 124

Annexes I
A) Codes MATLAB I
B) Temps réels des simulations XI

Liste des figures

1 Évolution du nombre d'attentats dans le monde 1

1.1 Akashi-Bridge 1
1.2 Évolution de la portée principale des ponts suspendus au cours du temps . 2
1.3 Attaque à la bombe dans le centre ville de Manchester, 1996 IRA 3
1.4 Attaque à la bombe dans le ville d'Oklahoma 4

2.1 Le Monde et la Méditerranée selon Strabon 7
2.2 Situation du détroit de Messine dans le système de transport européen . . 8
2.3 Bathymétrie du détroit de Messine 9
2.4 Circulation maritime dans le détroit de Messine 9
2.5 Positions alternatives du pont sur le détroit de Messine 11
2.6 Allure générale du pont suspendu du détroit de Messine 12
2.7 Section du tablier du pont suspendu de Messine 12
2.8 Croquis du tablier du pont suspendu de Messine 14
2.9 Design des câbles principaux du pont suspendu de Messine 15
2.10 Visualisation des familles de suspentes du pont suspendu de Messine 16
2.11 Schéma des piliers du pont suspendu du détroit de Messine 18
2.12 Géologie du site du pont suspendu du détroit de Messine 19

3.1 Variation de l'allure du front de pression avec la distance 21
3.2 Variation de la pression en fonction du temps en un point fixe de l'espace . 21
3.3 Comparaison entre une charge de plein air a) et une charge de surface b) . 23
3.4 Influence de l'angle d'incidence sur la pression réfléchie 24
3.5 Illustration du phénomène "Mach stem creation" 27
3.6 Paramètres du front de pression en fonction de la distance normalisée Z (F.A.B) 33
3.7 Paramètres du front de pression en fonction de la distance normalisée Z (S.B) 34
3.8 Coefficient de décroissance b en fonction de la distance normalisée Z 36
3.9 Exemples A et B: charge de plein air 37
3.10 Exemple A: charge en plein Air, onde incidente 38
3.11 Exemple B: charge en plein air, onde réfléchie 39
3.12 Exemples C et D: charge de surface 39
3.13 Exemple C: charge de surface, onde incidente 40
3.14 Exemple D): Charge de surface, onde réfléchie 41
3.15 Portée des équations empiriques de Kingery-Bulmash en fonction de la masse de TNT: $W > 1000kg$ 43

3.16 Portée des équations empiriques de Kingery-Bulmash en fonction de la masse de TNT: $W < 100kg$ 43
3.17 Définition de Z_{max} en pratique 44
3.18 Visualisation de Z_{max} en pratique 44
3.19 Rayon d'action d'une explosion en pratique 45
3.20 Schéma utile à la compréhension de l'algorithme MATLAB calculant la résultante des pression sur une surface 2D 46
3.21 Vue zénitale d'un segment du tablier du pont de Messine 47
3.22 Visualisation de la position de la charge de surface sur le tablier du pont suspendu de Messine 55

4.1 Comparaison du coût de calcul en fonction du nombre de degrés de liberté 61
4.2 Schéma statique d'une poutre isostatique 62
4.3 Diagramme des moments et déformées de la poutre isostatique 63
4.4 Résultats Abaqus des déplacements verticaux de la poutre isostatique . . . 64
4.5 Schéma statique du treillis rotulé 64
4.6 Résultats ABAQUS des contraintes au sein du treillis rotulé 65
4.7 Résultats ABAQUS des déplacements au sein du treillis rotulé 65
4.8 Schéma statique d'une poutre bi-encastrée 66
4.9 Résultats ABAQUS des contraintes axiales au sein dans la poutre bi-encastrée 66
4.10 Schéma statique d'un tirant vertical 67
4.11 Graphe trilinéaire des "contraintes - déformations" 67
4.12 Graphe trilinéaire des "contraintes - déformations plastiques" 68
4.13 Résultats ABAQUS des déplacements verticaux au sein du tirant vertical . 70
4.14 Graphe du déplacement vertical de l'extrémité du tirant en fonction d'une force statique variable et du temps 70
4.15 Schéma statique du pendule 72
4.16 Résultats Abaqus du déplacement et de la vitesse horizontale de l'extrémité du pendule en fonction du temps 73
4.17 Schéma statique du portique 73
4.18 Résultats ABAQUS du déplacement et de vitesse horizontale de la transversale horizontale du portique en fonction du temps 74

5.1 Vue et dimensions générales du pont du détroit de Messine 77
5.2 Schéma du modèle de la suspente dynamique 78
5.3 Vue en plan des éléments du tablier permettant l'estimation de la force dans une suspente 79
5.4 Évolution de l'impulsion $F(t)$ issue d'une charge de 3000 $[kg]$ dans le temps 80
5.5 Différents maillages testés sur le modèle de la suspente et mise en valeur des noeuds de mesures des résultats 81
5.6 Courbe de Rayleigh 87
5.7 Loi tri-linéaire de "contraintes-déformations" 88
5.8 Impulsions de différentes charges explosives 88
5.9 Schéma du modèle de la portion de tablier 92
5.10 Positions et numérotation des noeuds de mesures sur les suspentes 94
5.11 Modélisation Autocad vue générale 107
5.12 Modélisation Autocad vue approchée d'un pilier 107

5.13 Modélisation Autocad vue dans l'axe du tablier 108
5.14 Modèle "beam" importé dans ABAQUS 108
5.15 Données sur les conditions de bords du modèle du pont suspendu de Messine 110
5.16 Vue des conditions de bords/appuis dans Abaqus 110
5.17 Maillage général du modèle du pont suspendu de Messine 111
5.18 vue en plan du maillage raffiné du tablier du pont autour de l'impulsion de l'explosion 111
5.19 Résultats Abaqus d'un calcul statique des déplacements verticaux du pont soumis à la gravité 112
5.20 Résultats Abaqus d'un calcul statique des déplacements verticaux du pont soumis à la gravité et à une variation de température 112
5.21 Résultats Abaqus des contraintes dans les suspentes après mise en tension du modèle 114
5.22 Position de la charge explosive sur le tablier du pont suspendu du détroit de Messine 115
5.23 Visualisation des noeuds de mesures 115
5.24 Loi "contraintes-déformations" non-linéaire 118

Liste des tableaux

1.1 Liste des ponts suspendus de grande portée 2

2.1 Comparaison des dimensions entre le "Messina Bridge" et l' "Akashi Bridge" 10
2.2 Comparaison du poids par mètre entre différents ponts de longue portée . . 13
2.3 Propriétés géométriques des sections des caissons du tablier 14
2.4 Propriétés mécaniques des sections des caissons du tablier 14
2.5 Propriétés géométriques des sections des suspentes du pont 16
2.6 Propriétés mécaniques des suspentes du pont 16
2.7 Propriétés géométriques des composantes des piliers 17
2.8 Propriétés mécaniques des composantes des piliers 17

3.1 Coefficients d'équivalence entre explosifs 23
3.2 Influence de l'angle d'incidence et de la pression incidente sur la pression réfléchie: Source [1] 26
3.3 Coefficients de Kingery-Bulmash pour le calcul du paramètre de surpression maximale incidente 29
3.4 Coefficients des équations modifiées des paramètres du front de pression (F.A.B) 31
3.5 Coefficients des équations modifiées des paramètres du front de pression (S.B) 32
3.6 Capacité estimée de charge explosive pour différents types de véhicule . . . 37
3.7 Exemple A: paramètres du front de pression 37
3.8 Exemple B: paramètres du front de pression 38
3.9 Exemple C: paramètres du front de pression 40
3.10 Exemple D: paramètres du front de pression 41
3.11 Visualisation de l'évolution du front de pression dans le temps et l'espace et force résultante sur le rectangle en fonction du temps 50
3.12 Évolution dans le temps de la pression sur une surface rectangulaire $12 \times 30\ [m^2]$ pour une charge $W = 1000\ [kg]$ placée au centre. 52
3.13 Évolution de la pression sur une surface rectangulaire $12 \times 30\ [m^2]$ pour une charge $W = 1500\ [kg]$ placée au centre. 53
3.14 Évolution dans le temps de la pression sur une surface rectangulaire $12 \times 30\ [m^2]$ pour une charge $W = 2000\ [kg]$ placée au centre. 54
3.15 Évolution dans le temps de la pression sur la surface interne du pilier $16 \times 105\ [m^2]$ pour une charge $W = 1000\ [kg]$ 56
3.16 Évolution dans le temps de la pression sur la surface interne du pilier $16 \times 105\ [m^2]$ pour une charge $W = 1500\ [kg]$ 57
3.17 Évolution dans le temps de la pression sur la surface interne du pilier $16 \times 105\ [m^2]$ pour une charge $W = 2000\ [kg]$ 58

4.1 Systèmes d'unités cohérents d'ABAQUS 62
4.2 Efforts normaux, contraintes et longueurs des éléments du treillis 65

5.1 Maillages et paramètres de "damping" de la famille 1 de tests 80
5.2 Maillages et paramètres de "damping" de la famille 2 de tests 82
5.3 Résultats ABAQUS de la famille 1 de tests en termes de déplacements . . 84
5.4 Résultats Abaqus de la famille 1 de tests en termes de contraintes axiales . 85
5.5 Résultats Abaqus de la famille 2 de tests: contraintes axiales au noeud 1 . 86
5.6 Résultats Abaqus de déplacements de la suspente non-linéaire soumise à différentes impulsions 90
5.7 Résultats ABAQUS de contraintes dans la suspente non-linéaire soumise à différentes impulsions 91
5.8 Cas de maillage testés sur le tablier 93
5.9 Résultats Abaqus de déplacements dans les suspentes du modèle d'une portion de tablier 98
5.10 Résultats Abaqus de contraintes dans les suspentes du modèle d'une portion de tablier 103
5.11 Cas de maillage testés sur le tablier 103
5.12 Chronologie des déformées du modèle d'une portion du pont suspendu pour différentes impulsions 105
5.13 Familles d'éléments "beam" constituant le pont suspendu du détroit de Messine 106
5.14 Types de matériaux 109
5.15 Types de sections 109
5.16 Amplitude de la gravité/température en fonction du temps relatif au "step" 113
5.17 Cas de charge testés sur le modèle élastique linéaire du pont suspendu . . . 116
5.18 Résultats ABAQUS des forces axiales aux 6 noeuds de mesures pour un modèle élastique linéaire du pont 117
5.19 Résultats ABAQUS non-linéaires des forces axiales aux 6 noeuds de mesure proches de l'explosion 119
5.20 Résultats ABAQUS non-linéaires des forces axiales aux 6 noeuds de mesure proches de l'explosion 120
5.21 Résultats ABAQUS non-linéaires des forces axiales aux 6 noeuds de mesure proches de l'explosion 121

1 Temps réels des simulations: modèle 2D d'une suspente, famille de tests 1 . XI
2 Temps réels des simulations: modèle 2D d'une suspente, famille de tests 2 . XI
3 Temps réels des simulations: modèle 2D d'une suspente, tests non-linéaires XII
4 Temps réels des simulations: modèle 2D d'une portion du tablier, tests non-linéaires XII
5 Temps réels des simulations: modèle 2D d'une portion du tablier, tests non-linéaires XII
6 Temps réels des simulations: modèle 3D du pont suspendu de Messine, tests élastiques linéaires XII
7 Temps réels des simulations: modèle 3D du pont suspendu de Messine, tests non-liénaires XII

Chapitre 1

Introduction

Les ponts suspendus sont les ouvrages détenant les records de plus longue portée toutes catégories confondues. Généralement, ce type de structure se compose de deux piliers, de deux câbles principaux passant par le sommet des piliers et ancrés à d'importantes fondations aux extrémités de l'ouvrage, des culées et, bien sûr, du tablier suspendu sur toute sa longueur aux câbles principaux par de multiples suspentes (Fig.1.1).

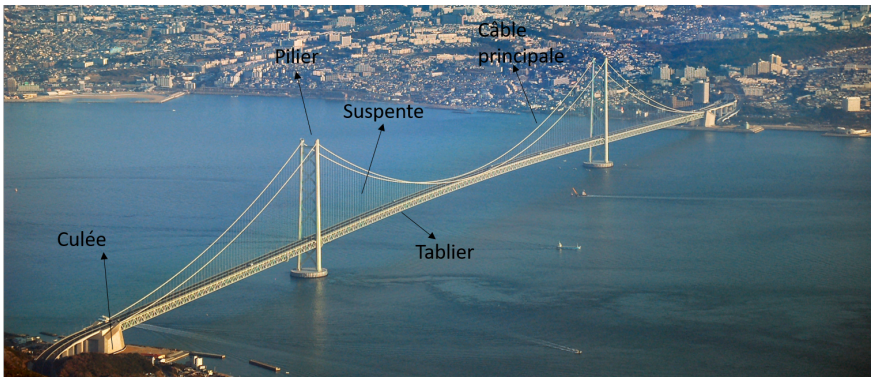


Figure 1.1: Akashi-Bridge: Source [Wikipedia]

Au cours de l'Histoire, les avancées techniques et scientifiques ont permis de construire des ponts suspendus toujours plus grands (Fig.1.2). Le premier d'entre eux fût le «Jacob's Creek Bridge» construit en 1801 en Pennsylvanie aux États-Unis avec une portée ne dépassant pas les 21 mètres. Depuis, les inventeurs des deux siècles derniers se sont succédés améliorant constamment le concept. Aujourd'hui, les records de portée dépassent aisément le kilomètre et demi (Tab.1.1) et la portée maximale jamais construite atteint quasiment les deux kilomètres avec le célèbre Akashi Kaikyõ Bridge du Japon qui franchit la mer intérieure de Seto reliant ainsi les villes de Kobe et Awaji.

La fonction des ponts suspendus est de permettre le passage d'un point A à un point B. Ces structures doivent être capables de résister à diverses sollicitations comme le poids propre, les charges variables telles que la circulation due à un trafic routier, le passage d'un train ou encore l'action du vent ou des mouvements du sol. Cependant certains évènements ou combinaisons d'évènements accidentels ont déjà mené ce type d'ouvrage à

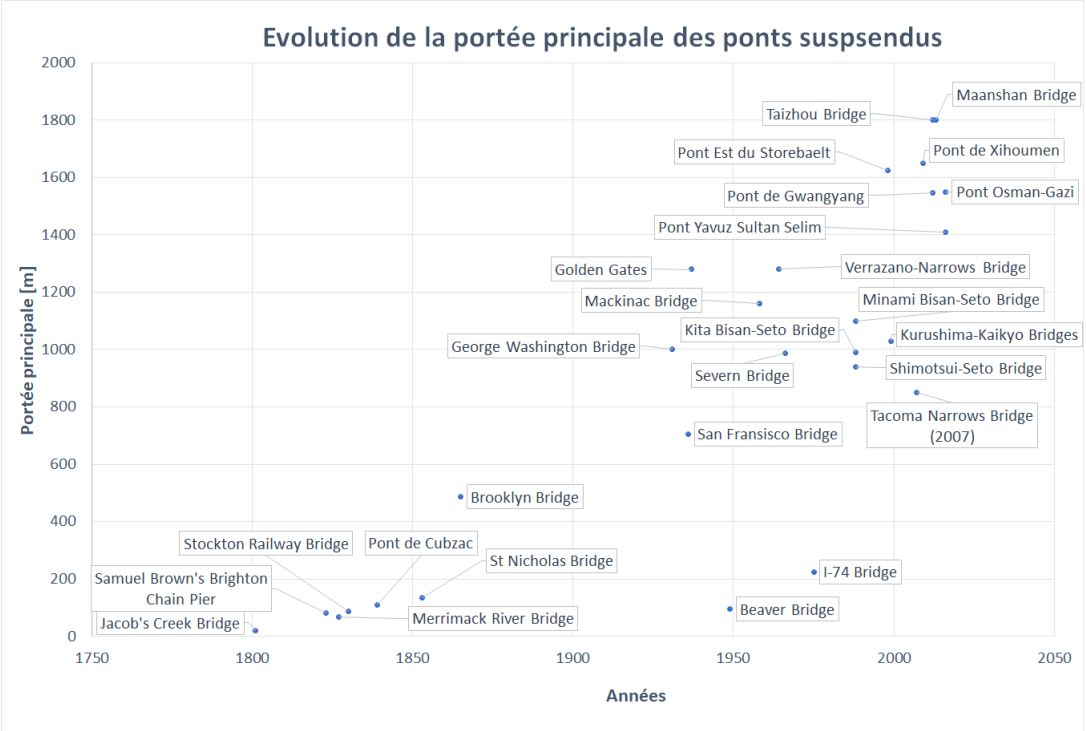


Figure 1.2: Évolution de la portée principale des ponts-suspendus au cours du temps: Source [Wikipedia],[Honshu-Shikoku],[Honshu-Shikoku2],[Structurae],[Honshu-Shikoku3],[BridgeHunter],[Catskill Archive],[Structurae2],[2]

Nom	Localisation	Portée principale $[km]$
1. Akashi Kaikyō Bridge	Kobe - Japon	1.991
2. Nansha Bridge	Dongguan - China	1.688
3. Xihoumen Bridge	Zhoushan - China	1.650
4. Great Belt Bridge	Korso-Sprogo - Danemark	1.624
5. Osman Gazi Bridge	Dilovasi - Turquie	1.550
6. Yi Sun-sin Bridge	Gwangyang - South Korea	1.545

Tableau 1.1: Liste des ponts suspendus de grande portée: Source [Wikipedia]

des effondrements progressifs.

Depuis l'apparition des ponts suspendus au début du XIX^{e} siècle, plusieurs drames se sont déjà produits. Par exemple, le célèbre " Tacoma Narrows Bridge "[C'est pas sorcier] situé aux USA qui, en 1940, sous l'effet d'une tempête entra en résonance. Le point de départ de l'effondrement progressif serait la rupture d'un des raidisseurs du tablier. Un autre cas de rupture est celui du "Silver Bridge" [3], un pont suspendu dans l'Ohio, aux USA également. En 2001, une des barres à oeillets constituant un des deux câbles porteurs de l'ouvrage aurait cédé en raison de sa défectuosité. En effet, l'élément aurait présenté une légère fissure lors de son moulage. Au cours des années, la corrosion et la fatigue de l'élément auraient mené à la rupture de ce dernier. Il s'en est suivi l'effondrement progressif et total de la structure. Comme autre exemple de rupture, nous observons aussi le "Kutai

Kartanegara Suspension Bridge"[4]. En novembre 2005, au cours de l'entretien d'une des suspentes, cette dernière céda entraînant la mort d'une dizaine d'ouvriers. Récemment, en Avril 2018, "The Myaung Mya Bridge"[University of Tokyo], un pont suspendu du Myanmar s'écroule totalement suite à la rupture subite d'un câble principal et ce, en raison de la corrosion induite par l'accumulation d'eau au niveau de la fondation. Un dernier cas, plus anecdotique, est celui du "Broughton Suspension Bridge", [LiveScience] un pont anglais qui en 1831 s'écroula à cause du passage d'une marche militaire.

Nous remarquons en outre qu'à l'heure actuelle, aucun pont suspendu n'a été endommagé jusqu'à un effondrement progressif complet par une quelconque attaque à la bombe. Cependant, plusieurs cas d'attaques explosives ont été dénombrés au cours de l'histoire.

En 1996, l'armée républicaine irlandaise (IRA) manque une attaque à la bombe sur le "Hammersmith Bridge" à Londres. Deux fois 30 $[lb]$ de semtex étaient installés sous le tablier du pont. Une telle quantité d'explosif aurait pu mener l'ouvrage à une rupture complète. Deux mois plus tard, une attaque encore plus conséquente fut menée au centre de Manchester (Fig.1.3) avec une masse de 1500 $[kg]$ d'explosif placée dans un véhicule [The Herald] , [L.A Times].



Figure 1.3: Attaque à la bombe dans le centre ville de Manchester, 1996 IRA: Source [Independent]

Plus récemment en 2016, deux attaques terroristes simultanées à la bombe ont eu lieu en Belgique, à Bruxelles, respectivement dans la station métro de Maelbeek et au terminal principal de l'aéroport national de Zaventem. 32 personnes y perdirent la vie [BBC]. Plus tôt, en 2014, un acte similaire du groupe islamiste de Boko Haram avait déjà tué 21 personnes dans la capitale du Nigeria en 2014. 52 autres personnes furent également blessées.

Beaucoup d'autres exemples d'attaques à la bombe peuvent encore être cités comme l'attaque d'Oklahoma contre les buildings gouvernementaux en 1995 (Fig.1.4) ou encore les attentats des ambassades américaines au Kenya et en Tanzanie de 1998.



Figure 1.4: Attaque à la bombe dans le ville d'Oklahoma: Source [Britannica]

Les incidents explosifs surviennent de manière accidentelle ou intentionnelle. Mais dans les deux cas, ils sont imprévisibles et peuvent engendrer des blessés graves, des morts et des dommages structurels lourds. Ils impactent aussi sévèrement les esprits et l'économie. Quant aux ponts, ils sont des composantes essentielles dans l'infrastructure des transports, ils prennent part à la renommée de certains lieux et symbolisent aussi le lien entre les villes, les pays et les cultures de nos sociétés. Ces ouvrages coûteux sont dès lors des cibles attractives pour toute attaque. Tout cela renforce l'intérêt actuel des ingénieurs et des designers pour l'étude de tels scénarios lors de la conception de nouvelles structures.

Ce travail de fin d'étude vise à terme l'étude des effets d'une explosion sur un pont suspendu de grande portée. Le sujet de cette étude sera le projet de pont du détroit de Messine.

Après le présent chapitre introductif, nous débuterons l'étude par le chapitre 2 présentant le contexte historique et géographique du projet. Nous verrons également les concepts constructifs utilisés ainsi que les composantes de l'ouvrage.

Le chapitre 3 se focalisera sur l'étude du phénomène engendré par une charge explosive en terme de pressions. Ce chapitre nous permettra de nous familiariser avec les ordres de grandeurs d'un tel évènement et nous verrons comment mettre tout cela en pratique.

Ensuite, le chapitre 4 introduira le logiciel de modélisation aux éléments finis Abaqus. Un commentaire sera fait sur le choix du logiciel et sur ses caractéristiques. De plus, nous comparerons les résultats de certains exemples simples de modèles avec des calculs manuels afin de valider l'utilisation et la compréhension du logiciel.

Enfin, le chapitre 5 sera une analyse préliminaire à l'étude des effets d'une explosion sur un pont suspendu de grande portée. Dans celui-ci, nous analyserons l'influence du choix de maillage et des paramètres d'amortissement dynamique ("damping") sur les résultats d'un modèle d'une suspente de pont suspendu soumise à une impulsion explosive. Nous étudierons également le maillage sur un autre modèle d'une portion du tablier du pont suspendu de Messine en vue d'effectuer une première étude sur un modèle complet du projet de pont suspendu.

Chapitre 2

Le projet de pont suspendu du détroit de Messine

2.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la structure générale du projet de pont suspendu sur le détroit de Messine. Le contexte historique et géographique du site du détroit est présenté ainsi que les différents concepts de design et éléments constituant l'ouvrage.

2.2 Histoire et contexte

L'Histoire a souvent présenté la Sicile et le détroit de Messine comme des éléments centraux au coeur de la Méditerranée. En effet, l'île occupe une position stratégique au centre du bassin méditerranéen, à moins de 200 kilomètres du nord de l'Afrique, constituant ainsi une passerelle idéale entre L'Europe et l'Afrique mais aussi entre les pays de l'Est et de l'Ouest de la Méditerranée.

Strabon, historien et géographe de l'Antiquité, décrivait le détroit de Messine comme situé sur la ligne horizontale considérée, à l'époque, comme le centre du monde habité (Fig. 2.1). Cette ligne relie le détroit de Gibraltard, le détroit de Messine, Athènes, l'île de Rhodes et les pays de l'est de la Méditerranée.

Cette position centrale dans le monde civilisé faisait du détroit de Messine et de la Sicile un lieu de passage historique connectant les mers Égée et Tyrrhénienne, les peuples anciens et les cultures.

Les régions autour du détroit ont joué un rôle important pour de nombreuses civilisations telles que les civilisations grecques, romaines et byzantines. Durant l'ère classique antique, la région est un centre important de commerce. Plus tard, au cours de l'époque de l'empire romain, la Sicile permet l'exportation en masse de productions agricoles, de minerais ou encore de poteries.

Toutes les civilisations qui ont occupé l'île et le détroit de Messine, ont laissé des traces artistiques et culturelles engendrant ainsi l'un des sites les plus précieux en termes

d'archéologie et de patrimoine. La création d'un lien permanent entre l'île et le continent représente alors un symbole fort de tous ces héritages .

Aujourd'hui, la Sicile, s'appuyant sur les projets d'infrastructures modernes de transports, mise sur son potentiel pour regagner une certaine centralité dans le monde politique et économique actuel (Fig. 2.2).

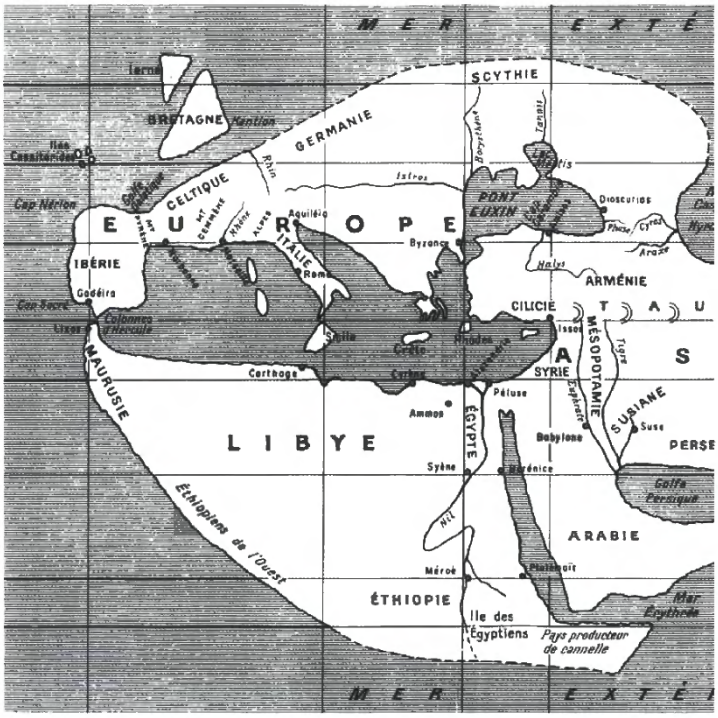


Figure 2.1: Le Monde et la Méditerranée selon Strabon: source [5]

2.3 Le site de traversée

Le détroit de Messine possède, à sa section la plus étroite, une largeur de seulement 3 km située au nord du détroit et séparant ainsi les deux régions d'Italie : la Sicile et la Calabre. Ce passage entre les terres calabriennes et siciliennes forme la jonction entre la mer Ionnienne et Tyrrhénienne. Il constitue l'une des voies de navigations internationales les plus importantes entre l'ouest et l'est de la Méditerranée.

Par ailleurs, la tectonique, la morphologie et les phénomènes issus des conditions marines du détroit ont rendu sa traversée très difficile par le passé. Ces facteurs naturels ont également été très déterminants pour la conception et le design du pont reliant l'île au continent.

En effet, le détroit présente une séismicité non négligeable due à la présence d'une faille, du mouvement relatif de la plaque africaine et du processus de subduction du sol de la mer Ionienne sous l'arc calabrien. En 1908, le détroit connaît le tremblement de terre le plus important jamais enregistré en Italie avec une magnitude de 7.1. Ce tremblement de

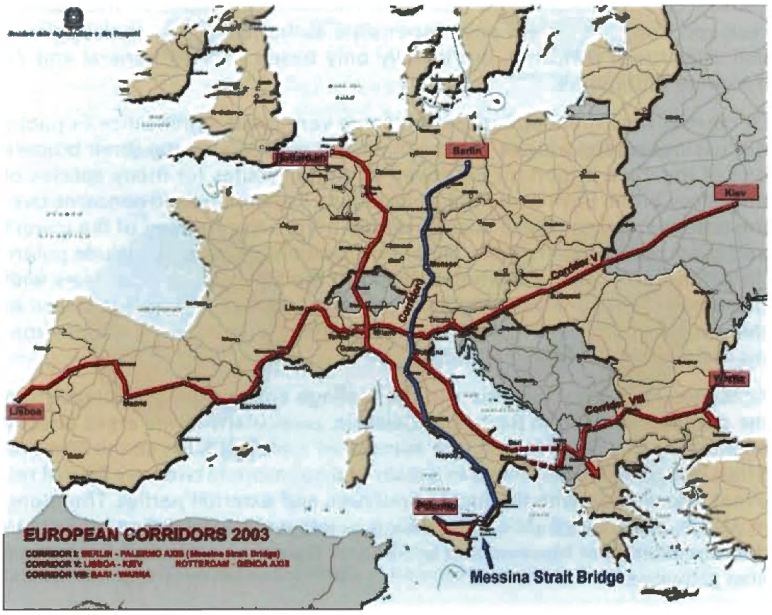


Figure 2.2: Situation du détroit de Messine dans le système de transport européen: source [5]

terre a fait l'objet de nombreuses études et a notamment servi à créer le spectre séismique de référence pour l'analyse du pont suspendu du détroit de Messine. De plus, aux environs du site émergent également trois des plus importants volcans d'Europe: l'Etna, le Vulcano et le Stromboli.

Malgré sa faible largeur, le détroit peut atteindre des profondeurs importantes à certains endroits, jusqu'à 300 mètres sous le niveau de la mer, ainsi que des courants marins forts (Fig.2.3). De plus, sur ses berges s'érigent des montagnes pouvant aller jusqu'à 2000 mètres d'altitude du côté de la Calabre et jusqu'à 1250 mètres du côté de la Sicile, avec les monts Péloritains. Cette morphologie que nous pouvons retrouver à plusieurs endroits du globe, génère des vents puissants au sein du détroit.

Une autre particularité de l'environnement marin du site est l'inversion perpétuelle et continue du flux d'eau entre la mer Ionienne et Tyrrhénienne créant par endroits des courants allant jusqu'à 5 m/s en surface.

D'un point de vue maritime, toutes les caractéristiques et les phénomènes naturels du site rendent la navigation complexe, sans oublier la présence d'un trafic de ferries important (Fig. 2.4).

Enfin, l'écosystème de grande valeur du détroit de Messine a également joué un rôle prédominant dans le choix de la solution du type d'ouvrage en vue de réaliser l'un des projets les plus pharaoniques de l'histoire du génie civil.

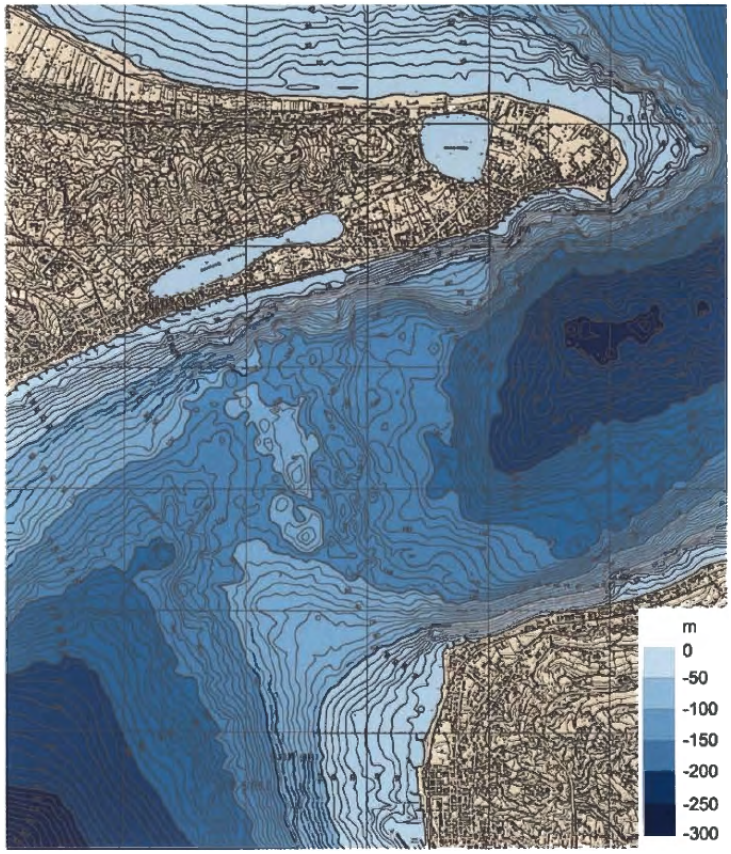


Figure 2.3: Bathymétrie du détroit de Messine: source [5]

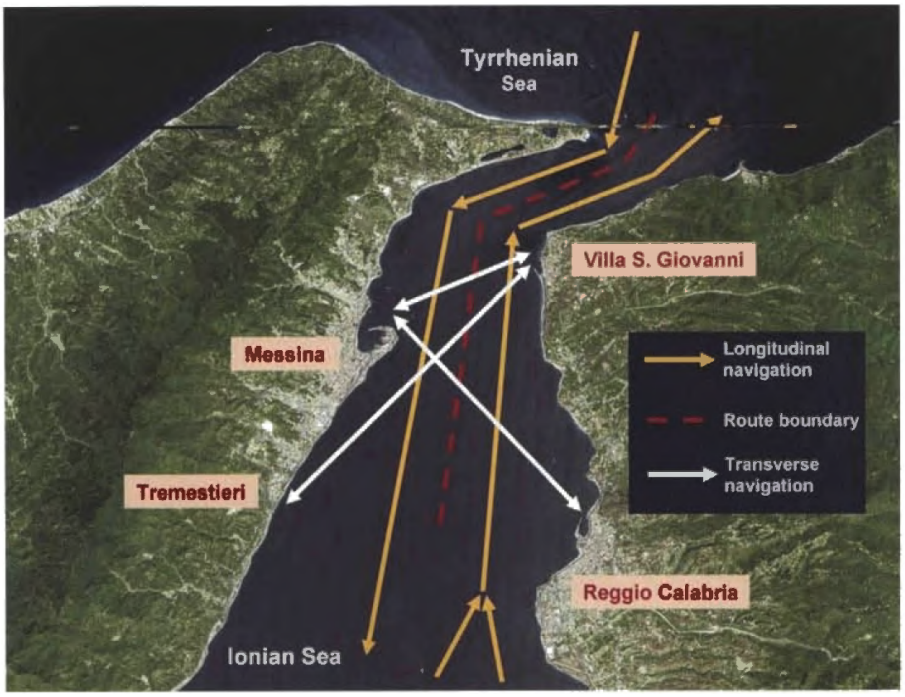


Figure 2.4: Circulation maritime dans le détroit de Messine: source [5]

2.4 Design du pont

2.4.1 Concepts généraux de design

Un principe fondamental pour la construction d'ouvrage d'une telle envergure que celui qui traversera peut-être un jour le détroit de Messine, est d'atteindre une robustesse et un niveau de performance au moins aussi élevé que celui des infrastructures de transports actuellement en place ou en construction. C'est-à-dire que l'ouvrage devra être aussi fiable, sécurisé, durable et fonctionnel que ceux récemment mis oeuvre.

Plusieurs concepts généraux ont été adoptés comme ligne de conduite pour le design de l'ouvrage:

1. Le concept structurel est basé sur le schéma d'un pont suspendu classique dont les comportements sont connus et maîtrisés par les experts du domaine.

2. Les composantes générales de l'ouvrage telles que le tablier, le système de suspension, les piliers, les fondations et les ancrages, sont réalisées à l'aide de matériaux, de technologies et de méthodes ayant déjà fait leurs preuves sur des ouvrages de même échelle. Typiquement, l'ouvrage sera souvent comparé au célèbre "Akashi Bridge" détenant le record actuel de portée (Fig.2.1).

	Messina bridge	Akashi-Kaikyo
Pilier		
- hauteur au dessus du niveau de la mer $[m]$	380	297
- section des "jambes" du pilier $[m]$	12 X 16	7 X 15
- épaisseur des plaques d'acier $[mm]$	jusqu'à 65	jusqu'à 70
Câbles principaux		
- diamètre des câbles $[m]$	1.24 (4 câbles)	1.12 (2 câbles)
- longueur entre les ancrages $[m]$	5270	4070
- poids total $[t]$	4 X 41.65	2 X 25.250
Tablier		
- longueur $[m]$	3666	3911
- poids total d'acier $[t]$	67000	90000
Fondation des piliers		
- volume $[m^3]$	72400 + 86400	350000
Bloque d'ancrage		
- volume $[m^3]$	237000	140000 + 420000

Tableau 2.1: Comparaison des dimensions entre le "Messina Bridge" et l' "Akashi Bridge": source [5]

3. L'impact de la construction et de la mise en service du pont doit être minimisé vis-à-vis de l'environnement, de l'écosystème et du trafic marin déjà en place.

4. L'esthétique du pont est définie d'une part sur base de sa beauté intrinsèque, son élancement et ses formes visant à optimiser ses performances et, d'autre part, sur la minimisation d'éléments superflus.

5. Le pont doit être compatible avec l'environnement et sa durabilité doit être maintenue pendant et après sa construction.

6. La fiabilité globale de l'ouvrage tout comme ses performances aérodynamiques doivent être garanties par l'ouvrage en lui même, de par ses caractéristiques intrinsèques et de design. L'intervention d'outils de contrôles extérieurs, mise à part pour des éléments ponctuels, doit être limitée.

2.4.2 Choix de la localisation et de l'allure générale

La position du pont suspendu sur le détroit et l'option de la portée unique ont été choisies de façon à minimiser l'impact de l'ouvrage sur l'environnement tant sur les plans écosystémique et de gestion du passage au sein du détroit, que sur le plan visuel.

Dès lors, cette simple portée limite la localisation de l'ouvrage à une bande de 800 mètres de large reliant les deux berges du détroit (Fig.2.5). Le choix de la position finale s'est fixé de façon à ne pas interférer avec des lieux culturels déjà existants tels que le cimetière monumentale de Ganzirri ou encore les deux lacs "Pantano Grande" et "Pantano Piccolo".

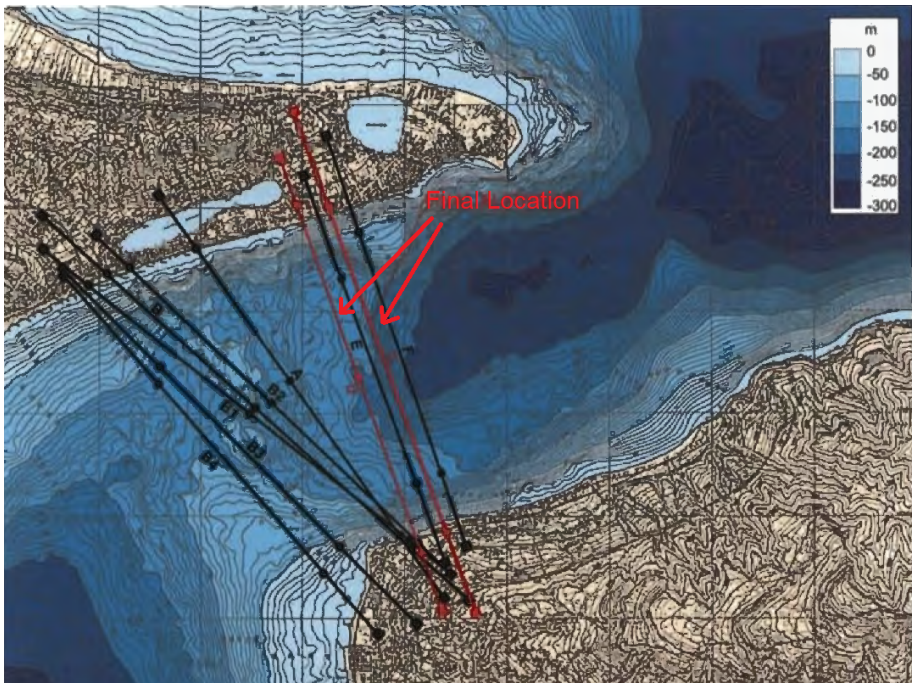


Figure 2.5: Positions alternatives du pont sur le détroit de Messine: source [5]

Afin de minimiser le poids des câbles, le ratio flèche-portée ("sag to span ratio") doit être gardé le plus grand possible mais cela nécessite des hauteurs de piliers importantes. Afin de limiter l'impact visuel des piliers dans le paysage, ceux-ci ont été limités à une hauteur de 382.6 mètres au dessus du niveau de l'eau.

Finalement, le profil du pont a été dessiné de façon à garder un canal central de 600 mètres de large avec une hauteur disponible de 60 mètres entre l'ouvrage et l'eau ainsi

que deux canaux latéraux dont la hauteur est limitée à 50 mètres. Ces canaux sont indispensables pour la navigation du détroit. L'allure générale du pont est représentée à la Figure 2.6.

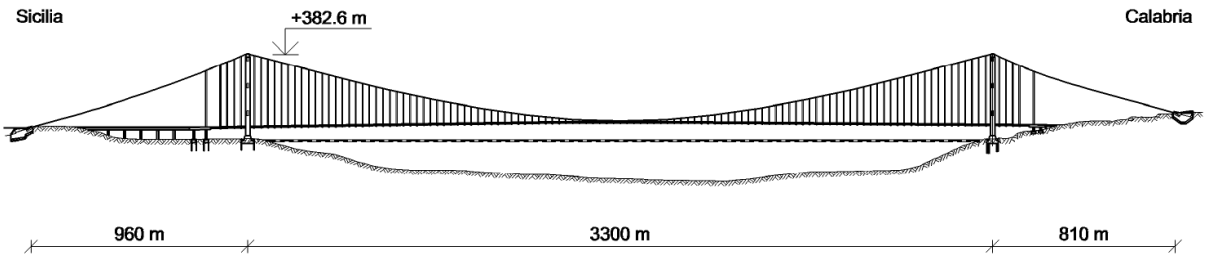


Figure 2.6: Allure générale du pont suspendu du détroit de Messine: source [6]

2.4.3 Le tablier

Le tablier suspendu du pont du détroit de Messine est composé de trois poutres caissons juxtaposées. Le caisson central constitue une voie pour le passage de trains et les deux caissons latéraux supportent les voies routières (Fig.2.7).

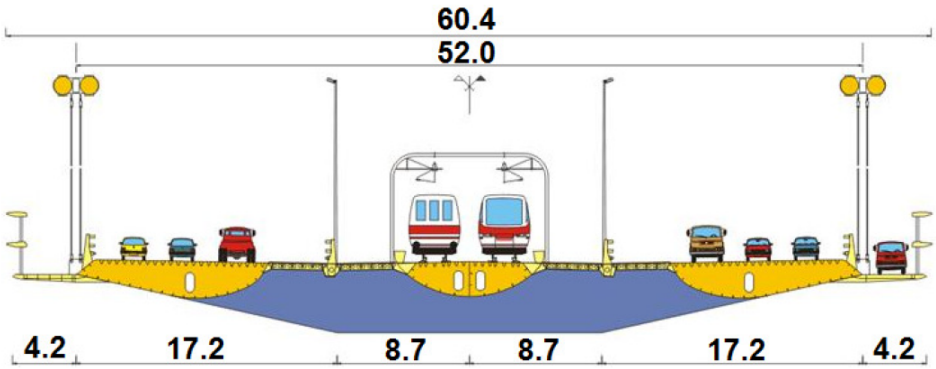


Figure 2.7: Section du tablier du pont suspendu de Messine: source [7]

Le tablier contient ainsi quatre voies routières de 3.75 mètres de large auxquelles s'ajoutent des bandes d'arrêts d'urgence. Des voies d'inspection et de maintenance ont également été prévues aux extrémités transversales du tablier le long des voies routières, à l'extérieur des câbles de suspentes soutenant l'ensemble du tablier. La voie centrale prévue pour le passage de train contient deux voies ferroviaires également accompagnées de bandes d'inspection. La largeur totale du tablier mesure 61 mètres dont 52 mètres sont compris entre les deux plans formés par les rangées de suspentes.

Les trois poutres longitudinales du tablier sont reliées par des poutres transversales dont la hauteur de section varie.

La configuration finale (Fig. 2.8), sous réserve de quelques modifications de détails, est basée sur une série de besoins allant de l'aérodynamique, du comportement structurel à la maintenance. Aussi, nous notons les considérations suivantes:

- Pour une aérodynamique efficace de l'ouvrage, la poutre caisson centrale doit être la moins profonde possible. Mais pour permettre une inspection interne et une maintenance suffisante, une hauteur minimale est fixée à 2.2 mètres.

- Une fois la hauteur de la poutre centrale fixée, l'espacement entre les différentes poutres transversales peut être maximisé en tenant compte de la résistance de la poutre centrale soumise à un chargement dynamique dû au passage ferroviaire. Cela résulte en un espacement de 30 mètres entre chaque transversale du tablier. Ces traverses mesurent 4 mètres de large et possèdent une section rectangulaire dont la hauteur varie de 1.3 mètres à 4.7 mètres.

- Les caissons des voies routières ont été prévus plus profonds que ceux des voies ferroviaires afin de diminuer l'épaisseur de la tôle inférieure pour minimiser le poids tout en assurant une certaine stabilité locale et une bonne durabilité. De cette manière, la profondeur des caissons latéraux atteint 2.8 mètres. Cette hauteur permet également une raideur torsionnelle plus importante.

- La forme des sections des caissons a été conçue de façon à avoir un comportement aérodynamique optimal de l'ensemble de la section du tablier. Les formes courbées jouent également un rôle dans la stabilité locale contre le flambement des parties comprimées longitudinalement.

- En outre, la redondance du système du tablier est prévue de manière à ne pas se rompre totalement dans le cas où toutes les suspentes situées à une extrémité d'une traverse venaient à rompre soudainement.

Les matériaux utilisés pour le tablier sont l'acier S355ML (résistance ultime $> 450\ [N/mm^2]$) pour la plupart du volume du tablier sauf pour certains éléments spéciaux situés près des articulations des piliers pour lesquels de l'acier S420ML (résistance ultime $> 500\ [N/mm^2]$) a été préféré.

Le poids total du tablier est d'environ 55 tonnes, ce qui revient à un poids par mètre de tablier de 18 $[t/m]$. Cette valeur reste tout à fait raisonnable par rapport aux poids des ouvrages d'envergure similaire existants (Tab. 2.2).

	Messina	Akashi	Storebaelt	Tsing Ma
Portée principale $[m]$	3300	1991	1624	1377
Longueur totale suspendue $[m]$	3666	3911	2696	1733
Largeur totale de service (routes + rail) $[m]$	35.2	21.5	23.2	38.2
Poids de l'acier du tablier $[t/m]$	18.1	23.0	11.1	20.8
Poids par largeur de service $[t/m^2]$	0.51	1.07	0.48	0.54

Tableau 2.2: Comparaison du poids par mètre entre différents ponts de longue portée: source [5]

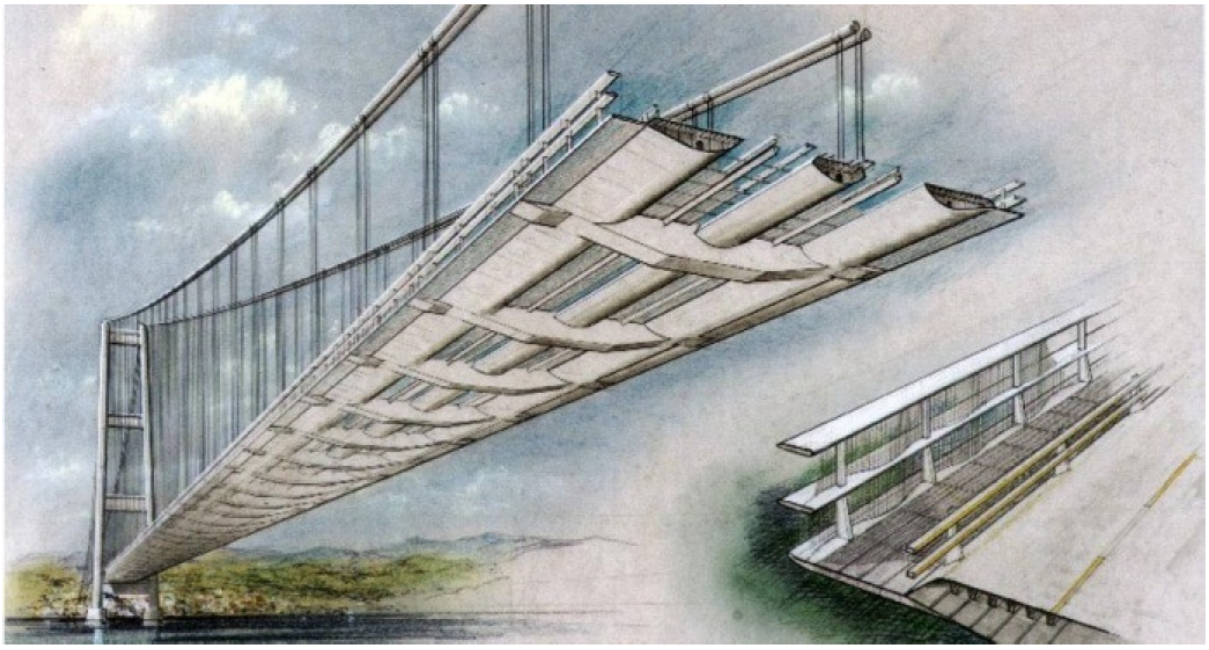


Figure 2.8: Croquis du tablier du pont suspendu de Messine: source [7]

Les propriétés mécaniques des caissons sont reprises dans les tableaux ci-dessous (Tab.2.3 et Tab.2.4).

Elements	$A\ [m^2]$	$I_{tors}\ [m^4]$	$I_{flex,1}\ [m^4]$	$I_{flex,2}\ [m^4]$
Caissons routiers	0.45	1.1642	0.3589	8.0787
Caissons ferroviaires	0.2996	0.6877	0.2245	2.4394
Traverses	0.3233	1.1344	0.6336	0.7629

Tableau 2.3: Propriétés géométriques des sections des caissons du tablier: source [8]

Elements	$E\ [kN/m^2]$	$\nu\ [-]$	$\rho\ [T/m^3]$	$\alpha\ [K^{-1}]$
Caissons routiers	206000000	0.25	7.980	1.17e-5
Caissons ferroviaires	206000000	0.25	7.980	1.17e-5
Traverses	206000000	0.25	7.980	1.17e-5

Tableau 2.4: Propriétés mécaniques des sections des caissons du tablier: source [8]

2.4.4 Le système de suspension

Les câbles principaux

Le système de suspension comprend deux paires de câbles principaux de part et d'autre du tablier, espacés de 52 mètres (Fig. 2.9), largeur du tablier. Ces quatre câbles ont un diamètre de 1.24 mètres et comprennent 44 352 files de 5.38 $[mm]$ chacun, donnant une section totale légèrement supérieure à 1 $[m^2]$ à chacun des câbles principaux. De plus,

chaque câble mesure environ 5270 $[m]$ de long.

Les paires de câbles auraient pu chacune être remplacées par un simple câble d'un diamètre de 1.6 mètres mais la division en deux câbles permet une mise en oeuvre plus simple et plus rapide. Cette division permet également une prise au vent moins importante.

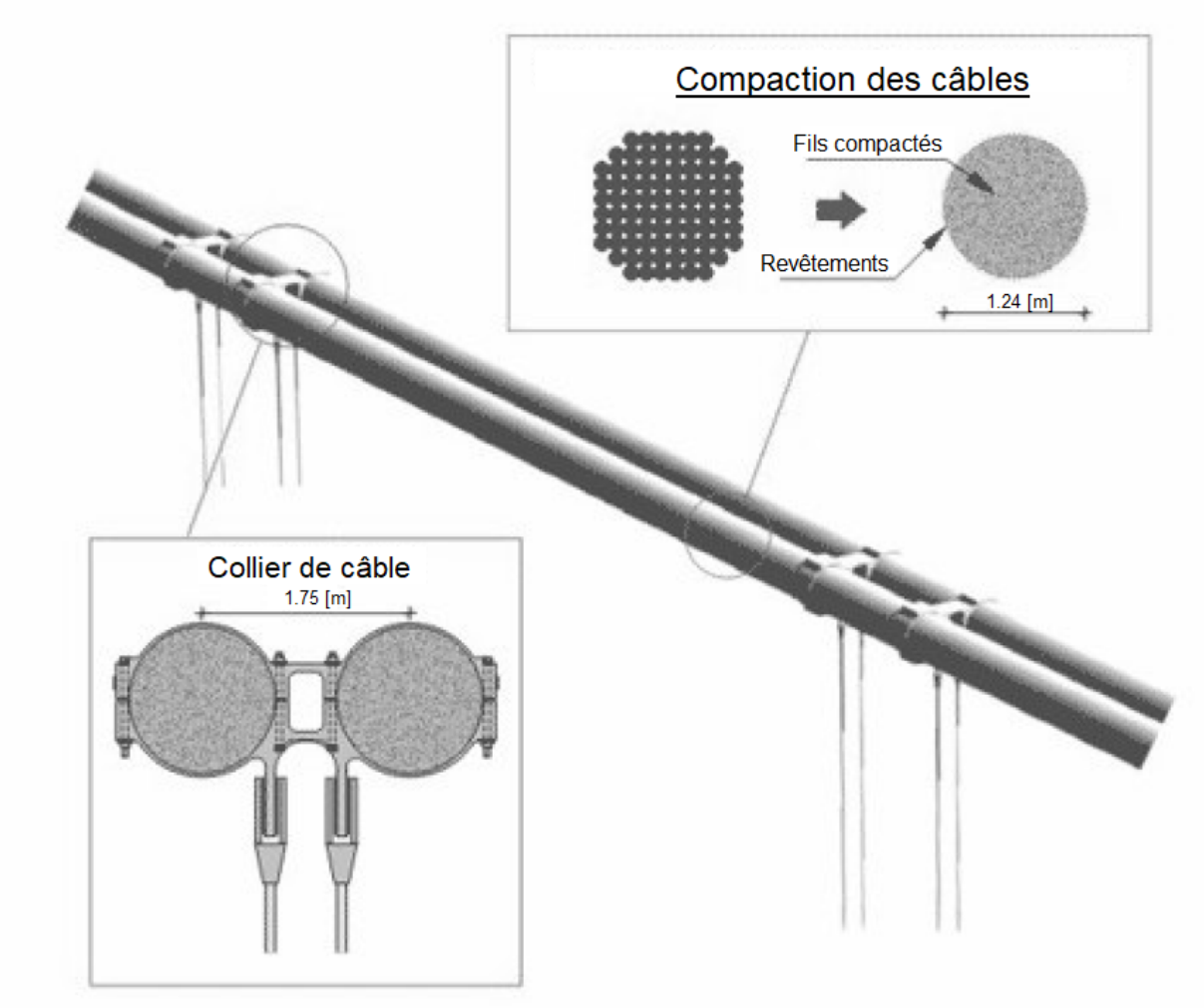


Figure 2.9: Design des câbles principaux du pont suspendu de Messine: source [8]

L'acier envisagé pour la confection de ces câbles est de l'acier à haute résistance (1860 $[MPa]$). La quantité totale d'acier utilisé dans le système de suspente représente 167 000 tonnes dont 5 500 tonnes proviennent des suspentes et 7000 tonnes des moyens d'assemblages.

Les suspentes

Les suspentes sont espacées tous les 30 $[m]$ et relient chaque extrémité de traverses du tablier aux câbles principaux. La section des suspentes varie en fonction de leur position sur l'ouvrage (Fig.2.10). Nous distinguons ainsi trois familles de suspentes caractérisées

par la surface de leur section.

L'acier employé pour les suspentes est le même que celui des câbles principaux et les caractéristiques mécaniques et géométriques de suspentes sont reprises dans les Tableaux 2.5 et 2.6

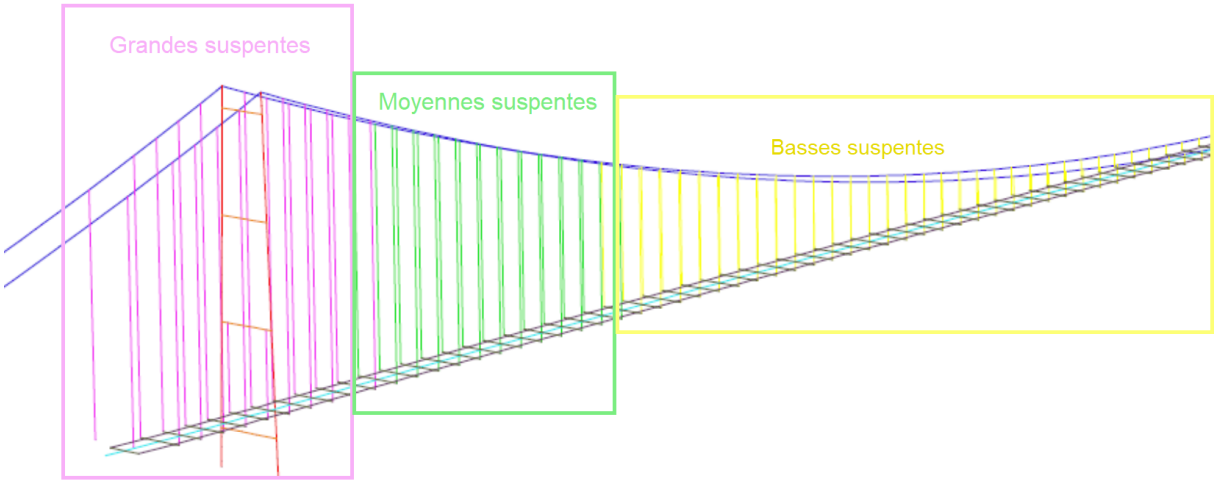


Figure 2.10: Visualisation des familles de suspentes du pont suspendu de Messine

Elements	$A\ [m^2]$	$I_{tors}\ [m^4]$	$I_{flex,1}\ [m^4]$	$I_{flex,2}\ [m^4]$
Grandes suspentes	0.0327	1.7e-4	8.510e-5	8.510e-5
Moyennes suspentes	0.0137	2.987e-5	1.493e-5	1.493e-5
Basses suspentes	0.0117	2.180e-5	1.09e-5	1.09e-5

Tableau 2.5: Propriétés géométriques des sections des suspentes du pont: source [8]

Éléments	$E\ [kN/m^2]$	$\nu\ [-]$	$\rho\ [T/m^3]$	$\alpha\ [K^{-1}]$
Grandes suspentes	188163000	0.25	7.980	1.17e-5
Moyennes suspentes	188163000	0.25	7.980	1.17e-5
Basses suspentes	188163000	0.25	7.980	1.17e-5

Tableau 2.6: Propriétés mécaniques des suspentes du pont: source [8]

Les piliers

Les piliers de l'ouvrage sont des structures extrêmement imposantes s'élevant jusqu'à 382 mètres de haut (Fig. 2.11). Les charges verticales transmises aux piliers par les câbles principaux sont énormes. Le design des piliers est un challenge économique. Au cours de l'étude des piliers, la présence d'importantes forces de vent latéral ainsi que de tremblements de terre violents, a du être prise en compte.

Ces actions très importantes que subissent les piliers de la structure, ont mené à se diriger vers de l'acier à haute résistance pour leur fabrication. En effet, une structure en béton à haute résistance mènerait à une structure extrêmement massive, virtuellement irréalisable, souffrant de forces sismiques importantes et dont le poids serait démultiplié.

Le matériau utilisé pour les tours est donc de l'acier S420 et les épaisseurs des plaques mises en oeuvres varient de $40-45\ [mm]$ à $60-65\ [mm]$. La masse totale d'acier comprise dans les tours est d'environ 55 500 tonnes par tour.

Chaque jambe d'un pilier a des dimensions d'environ $12 \times 16\ [m^2]$ et est connecté à sa jumelle par quatre traverses dont la section rectangulaire mesure $4 \times 16.9\ [m^2]$.

Pour la mise en oeuvre, chaque jambe des piliers est divisée en 21 segments de $17.5\ [m]$ de long, pré-assemblés en usine avant d'être transportés par barge jusqu'au site de construction. Une fois sur place, les éléments sont assemblés à l'aide de grue pouvant soulever plus de 1500 tonnes. Les joints sont fixés au moyen de boulons M100 de $1.6\ [m]$ et pré-tendus afin d'éviter des ouvertures dans les joints lorsque les piliers sont en flexion.

Les bases des piliers sont ancrées dans les fondations de béton à une profondeur de $12\ [m]$. Les surfaces des parties coulées dans le béton sont recouvertes d'un grand nombre de goujons pour permettre une bonne adhésion entre le béton et les bases des piliers.

Dans les tableaux 2.7 et 2.8 sont reprises les caractéristiques géométriques et mécaniques des sections constituant les piliers du pont suspendu.

Éléments	$A\ [m^2]$	$I_{tors}\ [m^4]$	$I_{flex,1}\ [m^4]$	$I_{flex,2}\ [m^4]$
Jambes des piliers	8.4252	52.941	22.3904	131.5288
Traverse des piliers	1.9792	13.9804	67.2698	6.1036

Tableau 2.7: Propriétés géométriques des composantes des piliers: source [8]

Éléments	$E\ [kN/m^2]$	$\nu\ [-]$	$\rho\ [T/m^3]$	$\alpha\ [K^{-1}]$
Jambes des piliers	206000000	0.25	7.980	1.17e-5
Traverses des piliers	206000000	0.25	7.980	1.17e-5

Tableau 2.8: Propriétés mécaniques des composantes des piliers: source [8]

2.4.5 Fondations et blocs d'ancrage

La portée principale du pont interagit avec le sol par les fondations des piliers et par les blocs d'ancrages dans lesquels viennent s'insérer les câbles principaux.

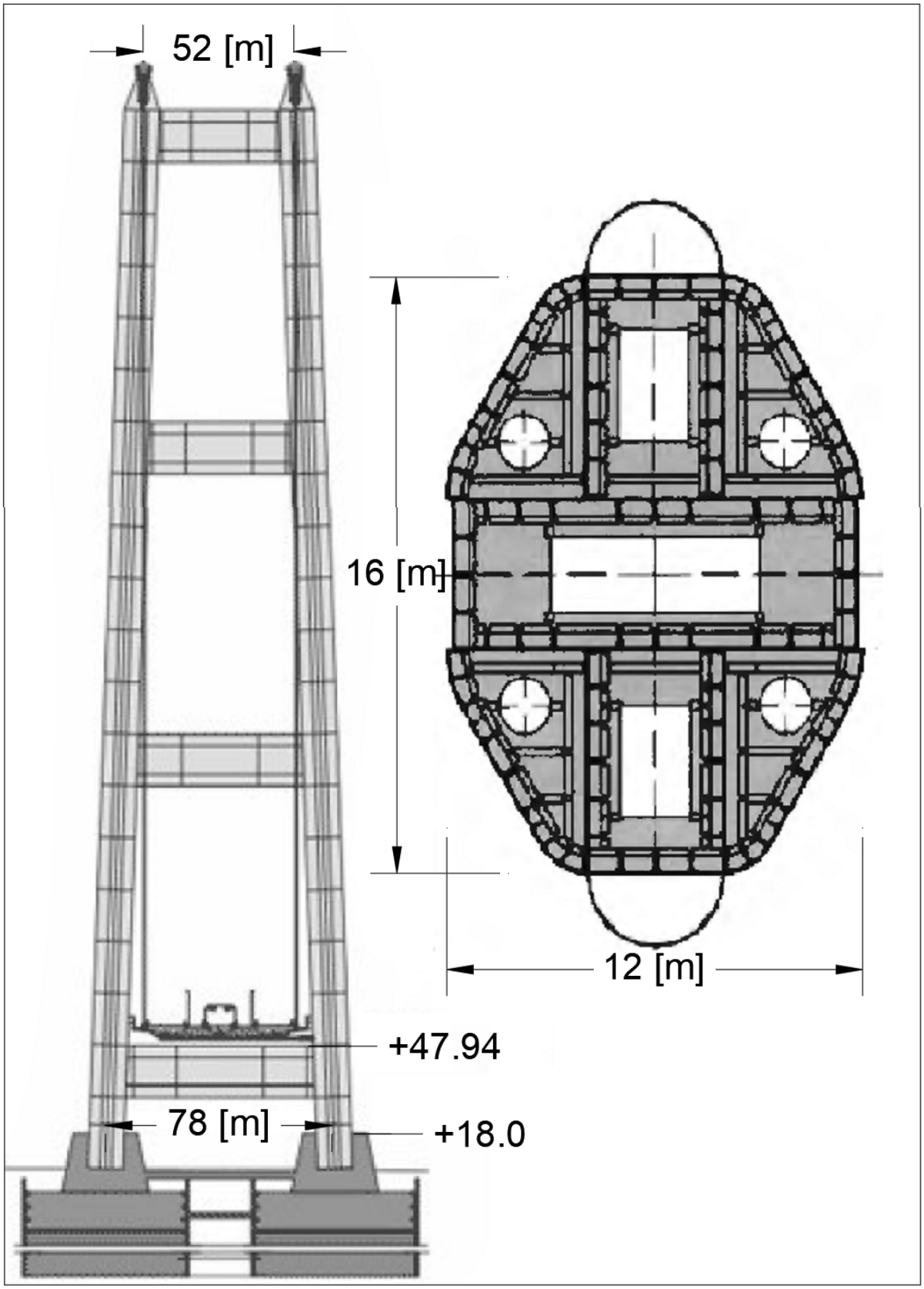


Figure 2.11: Schéma des piliers du pont suspendu du détroit de Messine: sources [8] et [5]

Fondations des piliers

Chaque jambe de pilier repose sur une dalle de 57 $[m]$ de diamètre, située 15 $[m]$ sous la surface du sol. En raison de la faible résistance du sol par rapport aux charges appliquées, ce dernier a été renforcé par injection de coulis jusqu'à 35 $[m]$.

Blocs d'ancrages

Le bloc d'ancrage du côté sicilien est placé sur gravier (Fig. 2.12) tandis que le bloc d'ancrage du côté calabrien est posé sur une roche légère. Le côté plus poreux du sol sicilien nécessite un bloc d'ancrage plus imposant, 315000 $[m^3]$ contre 220000 $[m^3]$ du côté italien. Dans leur plus grande direction, les blocs mesurent jusqu'à 90 $[m]$.

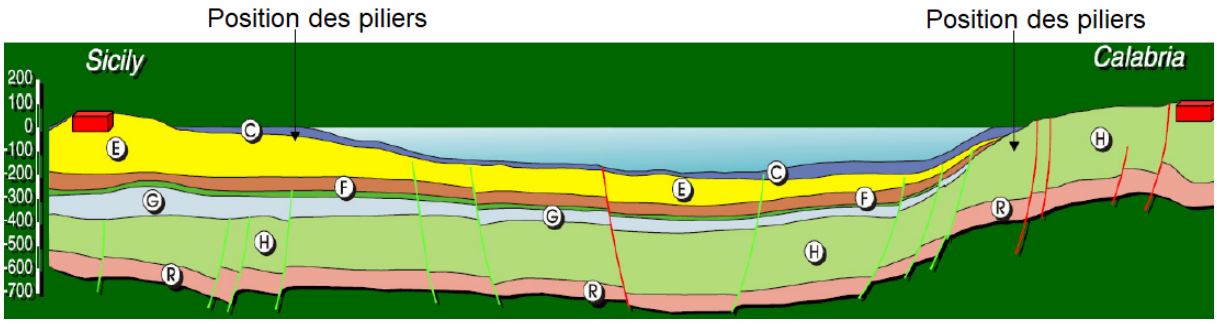


Figure 2.12: Géologie du site du pont suspendu du détroit de Messine. Les flèches indiquent la position des piliers, les blocs rouges sont les blocs d'ancrage et la large bande verte (H) est la couche de fragments de roches (celle avec la plus haute résistance). Les lignes rouges et vertes sont des failles, respectivement, actives et inactives: sources [7]

2.5 Conclusion

Grâce à ce chapitre, nous comprenons mieux l'enjeu et le contexte du projet de pont sur le détroit de Messine. Nous avons vu les éléments principaux constituant le pont suspendu. Cela nous permet donc de connaître les différentes dimensions des sections utiles à la future modélisation ainsi que les matériaux employés.

Chapitre 3

Les explosions

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous étudierons les caractéristiques et paramètres d'une charge explosive. Nous analyserons également quelques exemples afin de nous familiariser avec les ordres de grandeur du phénomène. Finalement, nous verrons comment, en pratique, faire le lien entre la théorie et le cas pratique d'une explosion survenant sur le tablier d'un pont suspendu.

3.2 Caractéristiques d'une explosion

De manière générale, une explosion est une réaction chimique très rapide au cours de laquelle de très grandes quantités d'énergie et de chaleur sont relâchées dans l'environnement. La durée de ce phénomène est de l'ordre de la milliseconde.

Au cours d'une explosion, l'expansion des gaz chauds dans l'air génère un front de très haute pression dont les caractéristiques varient suivant la distance par rapport au centre de l'explosion (Fig.3.1) et suivant le temps et l'environnement de la détonation.

Pour un point situé à une certaine distance du centre de l'explosion, la courbe de pression en fonction du temps est illustrée à la Figure 3.2. A l'instant $t = T_a$, le front de pression atteint ce point avec sa surpression maximale P_{s0} ou P_{r0} en fonction de la nature de l'onde de pression. Celle-ci est soit une onde incidente, soit une onde réfléchie de l'explosion. Ensuite, durant un temps T_0 , la pression décroît exponentiellement jusqu'à la valeur de la pression ambiante initiale. Cette phase de durée T_0 s'appelle la phase positive car il s'agit de surpression. Il s'ensuit la phase négative d'une durée plus longue T_0^- au cours de laquelle une dépression se crée allant jusqu'à une valeur plus faible de pression P_{s0}^- ou P_{r0}^-. Finalement, la pression remonte doucement jusqu'à atteindre à nouveau la valeur de pression ambiante. L'impulsion positive I_s ou I_r et l'impulsion négative I_s^- ou I_r^- sont définies comme la valeur de l'intégrale, respectivement, de la phase positive et de la phase négative.

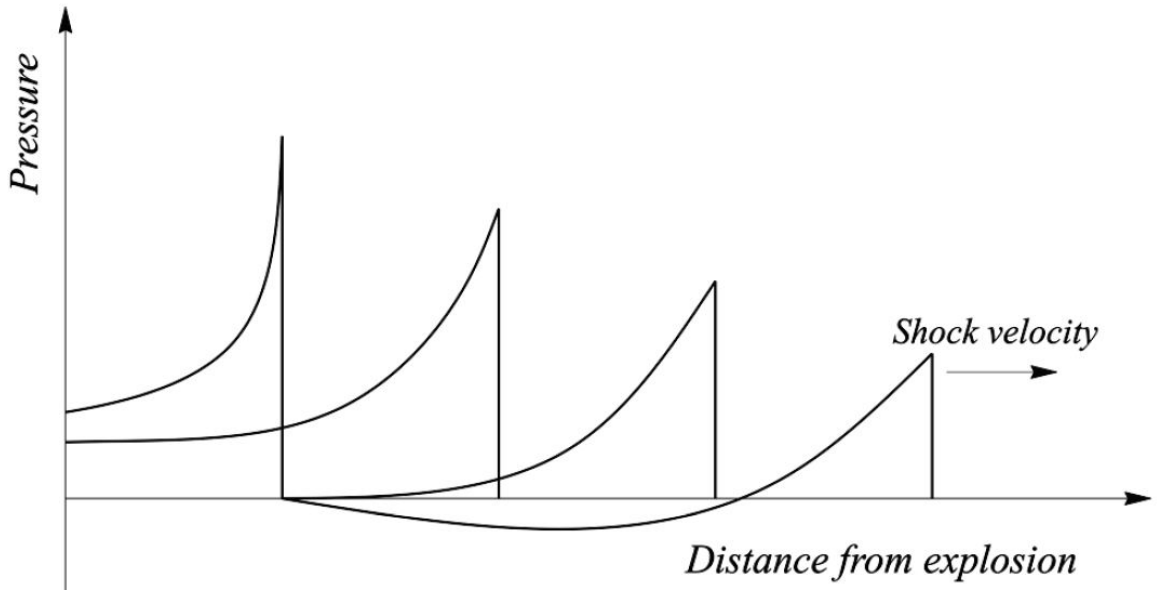


Figure 3.1: Variation de l'allure du front de pression avec la distance: Source [9]

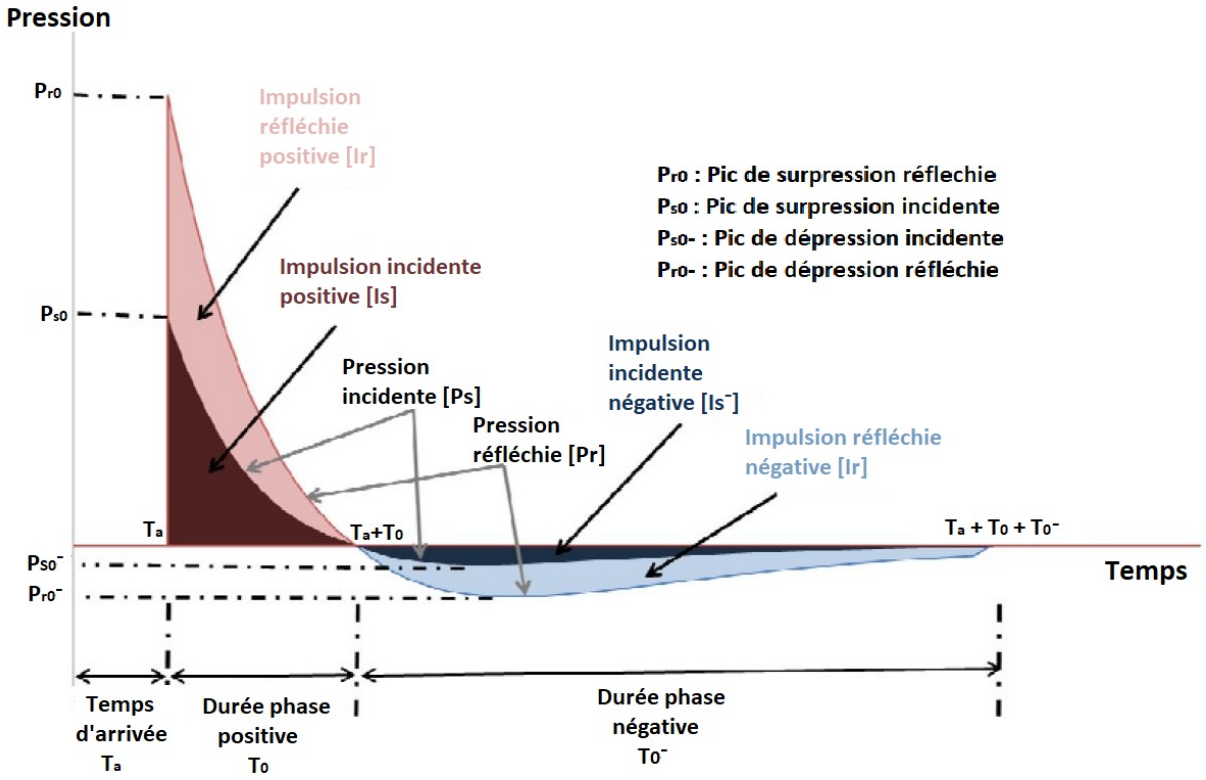


Figure 3.2: Variation de la pression en fonction du temps en un point fixe de l'espace: Source [10]

Généralement, lors d'une analyse, la phase négative est négligée de par sa faible contribution aux dégâts occasionnés. Cette hypothèse place l'ingénieur du côté de la sécurité car la dépression a un effet opposé à la surpression, principale cause des dommages.

Dans la littérature [1], l'exponentielle décroissante de la phase positive est généralement donnée par l'équation de Friedlander reprise à l'équation (3.1) et (3.2), respectivement, pour le cas de l'onde incidente et de l'onde réfléchie.

$$P_s(t) = P_{s0}\left(1 - \frac{t - T_a}{T_0}\right) e^{\left(-b\frac{t-T_a}{T_0}\right)} \tag{3.1}$$

$$P_r(t) = P_{r0}\left(1 - \frac{t - T_a}{T_0}\right) e^{\left(-b\frac{t-T_a}{T_0}\right)} \tag{3.2}$$

Où le coefficient b est le coefficient de décroissance de la vague de front. Il dépend de l'environnement de l'explosion et de la distance par rapport au centre de cette dernière.

Nous étudierons à la section 3.2.3, les paramètres du front de pressions : les pressions maximales P_{s0} ou P_{r0} $[Pa]$, le temps d'arrivée T_a $[ms]$, la durée T_0 $[ms]$ et l'impulsion I $[Pa.ms]$. Ces paramètres, propres à chaque point de l'espace distant d'une valeur R $[m]$ du centre de l'explosion, dépendent de la quantité d'explosif W $[kg]$ à l'origine de l'explosion. Toutes les lois dérivées par les scientifiques introduisent alors une loi d'échelle afin de normaliser ces lois par rapport à la quantité d'explosif. De cette manière, les lois ne dépendent plus directement de la quantité d'explosif mais uniquement d'une distance normalisée. La loi principalement utilisée pour définir cette distance normalisée est celle développée par Hopkinson-Cranz qui définit le paramètre Z à l'équation (3.3).

$$Z = \frac{R}{\sqrt[3]{W}} \ \ [m/kg^{1/3}] \tag{3.3}$$

En outre, la grande variété de composés explosifs disponibles a poussé les chercheurs à définir un composé de référence. Actuellement, les lois relatives aux phénomènes explosifs sont établies pour le Trinitrotoluène (TNT). Cela dit, ces lois peuvent être applicables à tout autre type d'explosif. Pour cela, il suffit de déterminer la quantité de TNT équivalente, du point de vue énergétique, à la masse du composé utilisé (3.4). Des exemples d'équivalences sont repris dans le tableau ci-dessous (Tab.3.1).

$$W = W_{exp}\frac{H^d_{exp}}{H^d_{TNT}} \ \ [kg] \tag{3.4}$$

Dans l'équation (3.4), W est la masse de TNT équivalente [kg], W_{exp} est la masse d'un explosif quelconque [kg], H^d_{exp} est la chaleur spécifique de détonation de l'explosif quelconque et H^d_{TNT} est la chaleur spécifique de détonation de la TNT.

3.2.1 Catégories d'explosion

Comme explicité ci-avant, les paramètres d'une explosion sont généralement exprimés en fonction du paramètre de distance normalisée Z $[m/kg^{1/3}]$, afin de rendre les lois indépendantes de la quantité d'explosif.

Ces lois peuvent fortement varier en fonction de la catégorie de l'explosion définie principalement par l'environnement dans lequel la détonation a lieu. Dans le cadre de ce

Explosive	Specific energy [kJ/kg] H^d_{exp}	TNT equivalent [-] H^d_{exp}/H^d_{TNT}
Compound B (60 % RDX, 40 % TNT)	5190	1.148
RDX (Ciklonit)	5360	1.185
HMX	5680	1.256
Nitroglycerin (liquid)	6700	1.481
TNT	4520	1
Explosive gelatin (91 % nitroglycerin, 7,9 % nitrocellulose, 0,9 % antracid, 0,2 % water)	4520	1
60 % Nitroglycerin dynamite	2710	0.6
Semtex	5660	1.250
C4	5057	1.340

Tableau 3.1: Coefficients d'équivalence entre explosifs: Source [9]

travail de fin d'études, nous distinguons deux grandes familles d'explosion : la charge en plein air et la charge de surface (Fig.3.3). Mais dans les deux cas, la détonation n'est pas confinée au sein d'un élément de structure.

Charge en plein air (Free-air-burst): [1] L'explosion se produit dans l'air à une certaine hauteur par rapport au sol et le front de pression généré par l'explosion atteint la structure directement sans interagir avec le sol ou un quelconque obstacle.

Charge de surface (Surface burst): [1] La charge explosive détone à la surface du sol. Localement, l'onde de pression interagit directement avec le sol et se propage ensuite de manière hémisphérique autour du centre de l'explosion jusqu'à atteindre la structure.

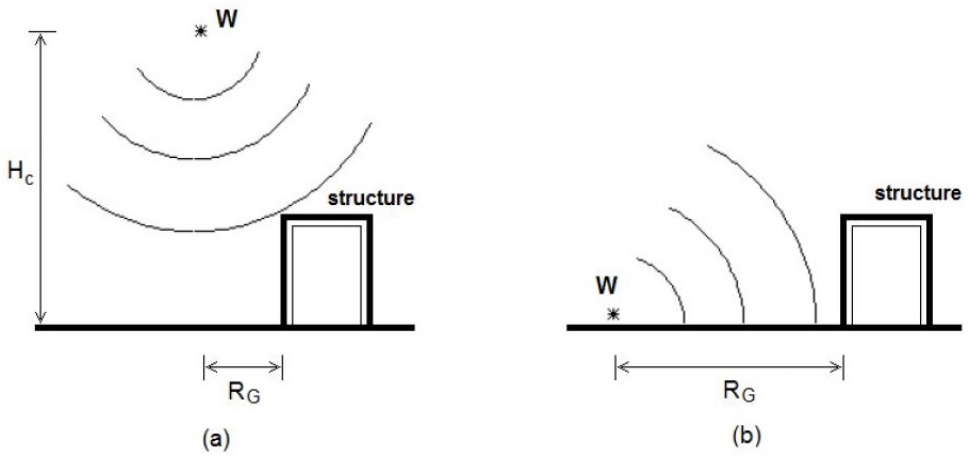


Figure 3.3: Comparaison entre une charge de plein air a) et une charge de surface b): Source [1]

De par l'interaction directe avec le sol, dans le cas d'une charge de surface, nous comprenons que l'onde incidente ainsi générée est plus puissante que celle générée par une charge de pleine air. En effet, la réflexion locale directe de l'onde dirigée vers le sol se superpose quasi instantanément avec l'onde se propageant vers le ciel. Ce qui résulte en un front de pression plus intense se propageant radialement de façon hémisphérique autour de la détonation.

3.2.2 Pression incidente et pression réfléchie

Lorsque l'onde incidente issue d'une détonation atteint une structure rigide, la pression réfléchie P_{r0} est plus intense que la pression incidente P_{s0} (Fig. 3.2). La raison de cette augmentation est due à la nature de la propagation de l'onde de pression dans l'air.

En effet, quand l'onde se propage, elle perturbe et déplace les particules de l'air. A l'arrivée de l'onde sur une surface, les particules d'air ainsi en mouvement entrent en collision avec cette surface. Dans un cas idéal linéaire-élastique, les particules rebondiraient parfaitement sur la surface et la pression réfléchie serait égale à la pression incidente. La pression ainsi ressentie par la surface serait le double de la pression incidente.

En réalité, lors de l'impact d'une onde de pression très forte, le phénomène devient non-linéaire et la réflexion des particules sur la surface est obstruée par les particules successives arrivant sur la surface. Cela mène à des pressions réfléchies beaucoup plus importantes et des pressions ressenties par la surface impactée beaucoup plus intenses que les pressions incidentes. Il est clair que ce sont ces pressions réfléchies ressenties par l'obstacle qui doivent être utilisées pour le design de structures.

Globalement, nous parlerons de pressions incidentes quand il s'agit de pressions mesurées dans l'air, et de pressions réfléchies dans le cas de pressions impactant une surface physique.

Angle d'incidence

Nous allons maintenant nous attarder sur l'influence de l'angle d'incidence α sur la valeur de la pression réfléchie (Fig.3.4).

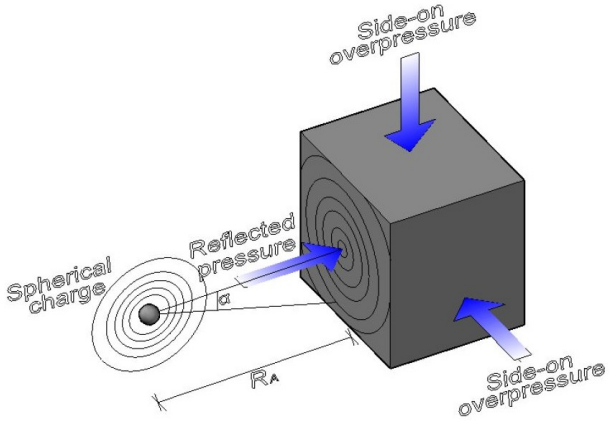


Figure 3.4: Influence de l'angle d'incidence sur la pression réfléchie: Source [1]

Nous pouvons distinguer trois cas de réflexion en fonction de l'angle d'incidence [1]:

1. Celui où la surface de réflexion est perpendiculaire à la direction de l'onde de pression. Il s'agit du cas le plus critique où la réflexion est normale à la surface.

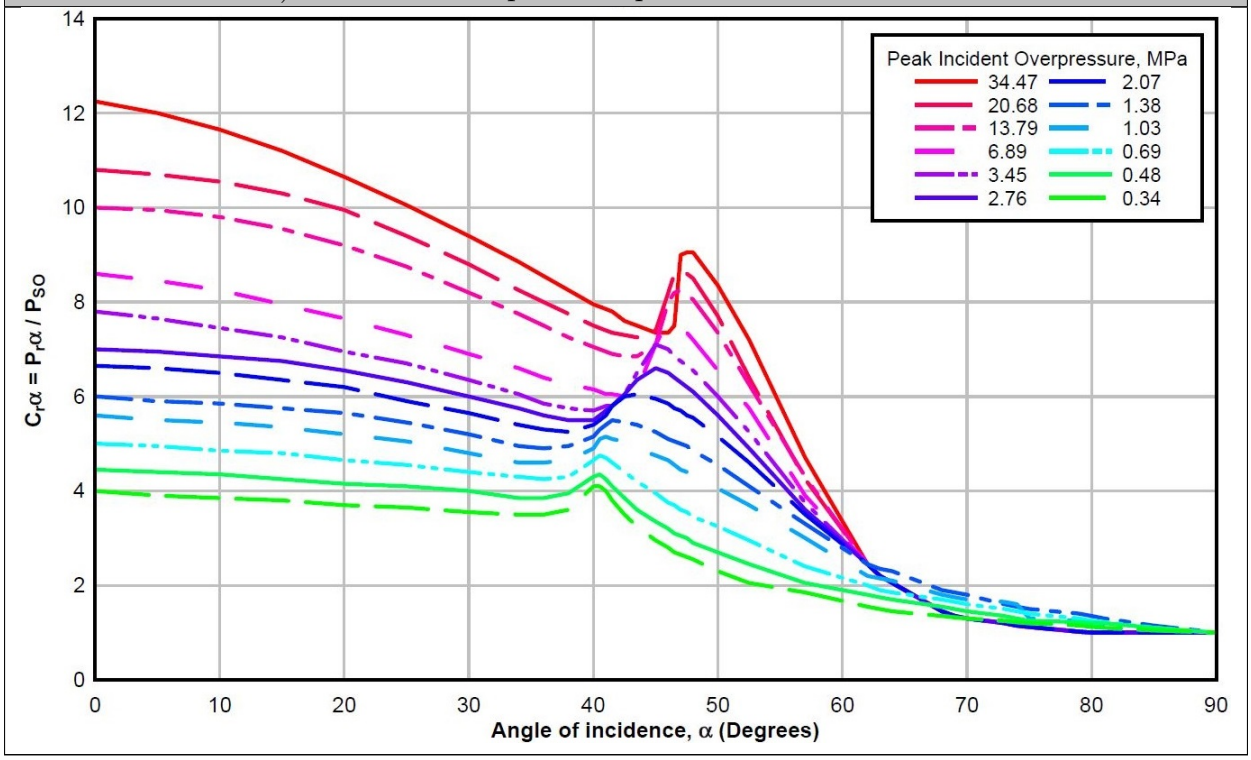
2. Celui où l'angle d'incidence est faible.

3. Celui où, pour certaines valeurs d'angle d'incidence, un phénomène appelé "Match stem creation" se produit.

Pour ces trois cas, la pression réfléchie est plus grande que la pression incidente. La pression incidente est aussi appelée la "pression de côté" ("Side-on overpressure") car elle est égale à la pression réfléchie lorsque l'angle d'incidence vaut $\alpha = 90°$, c'est-à-dire que la surface est parallèle à la direction de propagation du front de pression de l'explosion.

Sur une surface sujette à l'arrivée d'un front de pression (Fig.3.4), la pression réfléchie est donc maximale au point de la surface où $\alpha = 0$. Elle diminue avec l'augmentation de α jusqu'à atteindre son minimum pour $\alpha = 90°$, où la pression réfléchie est alors égale à la pression incidente. Cependant cette dépendance à α n'est pas monotone. Les expériences montrent, en effet, que la pression réfléchie dépend de l'angle α mais aussi de la valeur de la pression incidente, comme le montrent les graphes illustrés dans le Tableau 3.2.

a) Influence de α pour des pressions incidentes fortes



b) Influence de α pour des pressions incidentes faibles

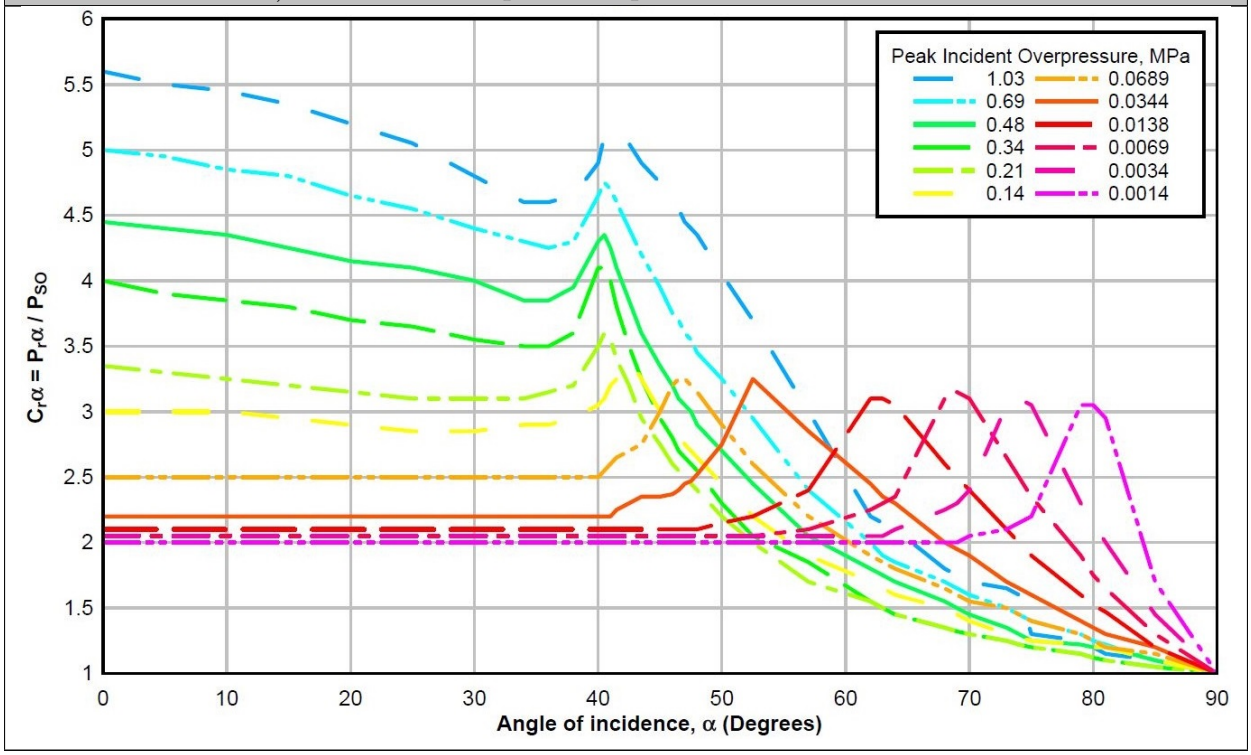


Tableau 3.2: Influence de l'angle d'incidence et de la pression incidente sur la pression réfléchie: Source [1]

Les graphes présentés, ci-avant, de l'influence de l'angle d'incidence α sur la pression réfléchie, définissent le paramètre $c_{r\alpha}$ comme le rapport entre la pression réfléchie pour un certain angle d'incidence et la pression incidente:

$$c_{r\alpha} = \frac{P_{r\alpha}}{P_{s0}} \tag{3.5}$$

Nous pouvons tirer plusieurs conclusions sur base des graphes du Tableau 3.2:

- Pour les cas de pressions incidentes très fortes a), nous pouvons négliger, de manière sécuritaire, l'influence de l'angle d'incidence pour calculer la pression réfléchie. Dans ce cas, nous considérons la pression réfléchie maximale ($\alpha = 0^\circ$) sur toute la surface de réflexion.

- Pour des angles d'incidence inférieurs à 40° et, quelle que soit la valeur de la pression incidente P_{s0}, il est également sécuritaire de considérer la valeur de la pression réfléchie comme égale à la pression réfléchie maximale lorsque $\alpha = 0^\circ$ (normal à la surface). En effet, Nous pouvons constater, sur les graphes des Figure 2 et 3, que pour $\alpha < 40^\circ$, $c_{r\alpha}$ est décroissant et varie peu.

- Au delà de 40° et pour des pressions incidentes faibles b), il n'est pas sécuritaire de considérer $P_{r\alpha} = P_{r0} = P_r(\alpha = 0^\circ)$ car $C_{r\alpha}$ augmente de manière non négligeable. Cette augmentation est associée au phénomène évoqué précédemment appelé "Mach stem creation".

Le phénomène "Mach stem creation" est illustré à la Figure 3.5. Il survient, dans le cas d'une charge de plein air, pour les points impactés d'une surface se situant avec un angle d'incidence au delà d'une certaine limite ($> 40°$). Dans ce cas, l'onde incidente est superposée à une onde réfléchie sur le sol créant un front de pression d'amplitude plus élevée. Nous pouvons considérer que ce front de pression, ainsi crée, est plan et uniforme sur sa hauteur.

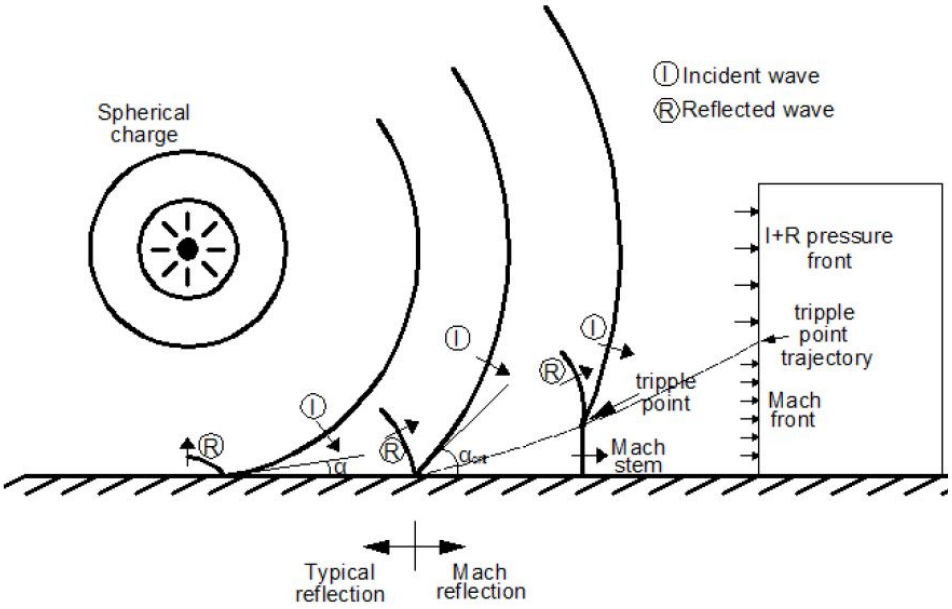


Figure 3.5: Illustration du phénomène "Mach stem creation": Source [1]

Dans le cadre de ce TFE, nous allons étudier des explosions de surface sur le tablier du pont suspendu du détroit de Messine afin de déterminer les pressions agissant sur celui-ci. Nous analyserons les pressions réfléchies sur la surface d'un pilier du pont lorsque une explosion de surface survient sur le tablier. De plus, nous utiliserons des quantités d'explosif assez importantes et générerons donc des pressions incidentes importantes également. Nous admettrons, dès lors, les hypothèses suivantes:

1. Pour le cas de l'étude des pressions sur le tablier du pont suspendu, la catégorie d'explosion utilisée est la charge de surface. De plus, puisque le tablier est parallèle à la direction de propagation du front de pression ($\alpha = 90°$), la pression agissant sur le tablier vaut la pression incidente: $P_{r90} = P_{s0}$.

2. Pour le cas de l'étude des pressions sur la surface d'un pilier du pont, nous pouvons négliger l'influence de l'angle d'incidence et considérer que la pression réfléchie en tout point de la surface est la pression P_{r0} ($\alpha = 0°$). En effet, rappelons que lorsque les pressions incidentes sont importantes, il est sécuritaire de considérer en tout point d'angle d'incidence α_i que $P_{\alpha_i} = P_{r0}$.

Dans les sections suivantes, nous verrons comment déterminer, à l'aide de la formule de Friedlander eq. (3.1) et eq. (3.2), les paramètres du front de pression d'une explosion P_{s0}, P_{r0}, T_a, T_0 et b, nécessaires pour décrire l'évolution de la pression en un point de l'espace.

3.2.3 Paramètres d'une explosion

Jusqu'à aujourd'hui, de nombreuses propositions de formules empiriques ou semi-empiriques ont vu le jour pour déterminer les paramètres utiles à l'analyse d'une explosion. Comme décrits précédemment, ces paramètres sont:

- La surpression maximale P_{r0} ou P_{s0} avec les indices "r" et "s" signifiant respectivement "réflechie" et "incident"
- L'impulsion positive I_s ou I_r
- Le temps d'arrivée du front de pression T_a
- Le temps de la phase positive T_0
- La vitesse de propagation du front de pression U

Brode (1955), Kinney and Graham, Henrych (1979), Sadovsky (1952), Mills et d'autres encore ont acquis une certaine notoriété dans le domaine de l'explosion grâce à leurs propositions de lois. Mais actuellement, le modèle le plus utilisé reste celui de Kingery et Bulmash. En 1984 ceux-ci publient un rapport [11] proposant des formules pour exprimer la valeur de ces paramètres en fonction de la distance normalisée Z.

Ces formules de Kingery-Bulmash sont également reprises par l' ITAG [12]. Elles expriment la variable Y, pouvant être n'importe quel paramètre du front de pression, en fonction de Z, la distance normalisée.

$$Y = 10^{C_0+C_1\cdot X+C_2\cdot X^2+...+C_N\cdot X^N} \tag{3.6}$$

$$X = K_0 + K_1 \cdot \log Z \tag{3.7}$$

Où, Y est un des paramètres de l'onde de pression et X est une variable intermédiaire. Pour chacun des paramètres Y, les différentes constantes C_i et K_i ont été déterminées expérimentalement. Elles sont reprises dans des tableaux comparables à celui ci-dessous (Tab. 3.3), et ce, pour les cas: *incident-Free air burst, refected-Free air burst, incident-Surface burst, reflected-Surface burst.* Les formules sont valables pour l'intervalle $Z \in [0.05 - 0.06\ ;\ 40]\ \ [m/kg^{1/3}]$.

Cependant, ces formules sont très fastidieuses à implémenter. Plusieurs variantes simplificatrices existent pour limiter le nombre de termes dans les expressions des paramètres sans générer d'erreurs trop importantes.

Dans le cadre de ce TFE, les formules reprises pour exprimer les paramètres seront celles développées dans l'article "Modified equation of shock Wave parameters" [13]. Elles ont été construites sur base des équations de Kingery-Bulmash avec les contraintes suivantes:

- Elles sont valides pour le même intervalle de valeurs de $Z \in (0.05; 40)\ [m/kg^{1/3}]$
- Elles ne nécessitent pas le calcul d'une variable X intermédiaire dans le calcul du paramètre Y.

Surpression maximale incidente, P_s $[Kpa]$			
$Z \in (0.05; 40)$ $[m/kg^{1/3}]$	K_0 -0.214362789151	K_1 1.35034249993	K_2 -
	C_0 2.661368669	C_1 -1.69012801396	C_2 0.00804973591951
	C_3 0.336743114941	C_4 -0.005416226351334	C_5 -0.0809228619888
	C_6 -0.00478507266747	C_7 0.00793030472242	C_8 0.0007684469735

Tableau 3.3: Coefficients de Kingery-Bulmash pour le calcul du paramètre de surpression maximale incidente, $P_s[Kpa]$

- La forme de la fonction de Y doit être une exponentielle prenant comme exposant un polynôme de $\log(Z)$.
- Le nombre de constantes du polynôme doit être inférieur ou égal à 5 et ces constantes n'ont pas plus de 5 chiffres significatifs.
- L'erreur par rapport aux expressions de Kingery-Bulmash doit être inférieure ou égale à 1% sur tout l'intervalle des valeurs de Z.

Les expressions modifiées sont donc de la forme:

$$Y = 10^{C_0+C_1\cdot\log(Z)+C_2\cdot\log(Z)^2+C_3\cdot\log(Z)^3+C_4\cdot\log(Z)^4} \tag{3.8}$$

Les différentes constantes pour les quatre cas d'explosions étudiés sont repris dans les tableaux illustrés aux Tableaux 3.4 et 3.5 ci-après.

Units					
Z	P_s, P_r	$I_s/W^{1/3}$, $I_r/W^{1/3}$	$T_a/W^{1/3}$, $T_o/W^{1/3}$		U
$m/kg^{1/3}$ $(ft/lb^{1/3})$	MPa (psi)	$MPa\cdot ms/kg^{1/3}$ $(psi\cdot ms/lb^{1/3})$	$ms/kg^{1/3}$ $(ms/lb^{1/3})$		m/ms (ft/ms)
Peak Incident Overpressure, P_s					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.05~0.67 (0.132~1.69)	-6.6628×10^{-2} (2.9274)	-2.5691 (-1.6466)	-1.4213 (-9.0652×10^{-1})	-5.0355×10^{-1} (-3.5118×10^{-1})	-9.4865×10^{-2} (-9.4865×10^{-2})
0.67~10 (1.69~25.21)	-2.8310×10^{-2} (2.8735)	-2.2324 (-1.2134)	-4.3379×10^{-1} (-2.2395)	1.1615 (1.8364)	-4.2023×10^{-1} (-4.2023×10^{-1})
10~40 (25.21~100)	-1.0569×10^{-1} (1.1642)	-4.1582×10^{-1} (1.3928×10^{-1})	-6.1361×10^{-1} (-7.6880×10^{-1})	1.2882 (1.2882)	

Peak Reflected Overpressure, P_r					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.05~1.05 (0.132~2.64)	6.9758×10^{-1} (3.8543)	−2.9928 (−2.0054)	−1.3840 (−1.0750)	-2.5645×10^{-1} (-2.5645×10^{-1})	
1.05~10 (2.64~25.21)	6.9699×10^{-1} (3.5885)	−2.8246 (-1.9300×10^{-1})	−1.1613 (−5.7824)	2.8654 (4.8069)	−1.2088 (−1.2088)
10~40 (25.21~100)	-2.4954×10^{-1} (2.4663)	−1.3806 (−1.3806)			
Incident Impulse, $I_s/W^{1/3}$					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.05~0.79 (0.132~1.99)	-5.8967×10^{-1} (1.1833)	1.2467 (-7.9338×10^{-2})	7.2584×10^{-1} (2.2043)	−2.1542 (-3.0039×10^{-1})	−1.1542 (−1.1542)
0.79~3.99 (1.99~10.07)	-7.5978×10^{-1} (1.0167)	-7.4416×10^{-1} (3.1232)	−1.4680 (−9.1754)	3.8777 (8.9187)	−3.1385 (−3.1385)
3.99~40 (10.07~100)	-7.7508×10^{-1} (1.6001)	-8.4083×10^{-1} (-7.9357×10^{-1})	-5.8847×10^{-2} (-5.8847×10^{-2})		
Reflected Impulse, $I_r/W^{1/3}$					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.05~40 (0.132~100)	-2.5256×10^{-1} (2.3590)	−1.3067 (−1.5154)	2.2166×10^{-1} (2.9812×10^{-1})	-6.3474×10^{-2} (-6.3474×10^{-2})	
Arrival Time, $T_a/W^{1/3}$					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.05~0.71 (0.132~1.79)	-2.4704×10^{-1} (−1.0917)	2.1318 (1.5792)	9.9500×10^{-1} (4.4200×10^{-1})	6.1033×10^{-1} (3.0779×10^{-1})	1.8836×10^{-1} (1.8836×10^{-1})
0.71~10 (1.79~25.21)	-2.7471×10^{-1} (−1.0583)	1.8687 (1.3245)	1.9437×10^{-1} (1.2385)	-6.7341×10^{-1} (−1.0601)	2.4074×10^{-1} (2.4074×10^{-1})
10~40 (25.21~100)	6.9208×10^{-2} (-6.1494×10^{-1})	1.3812 (1.4563)	-9.3519×10^{-2} (-9.3519×10^{-2})		
Positive Phase Duration, $T_o/W^{1/3}$					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.14~0.75 (0.37~1.89)	6.6547×10^{-1} (-7.6352×10^{-1})	6.0191 (1.1073)	8.2785 (3.9538)	3.5900 (3.5900)	
0.75~1.15 (1.89~2.9)	2.5418×10^{-1} (−4.4026)	2.4840×10^{-1} (31.294)	−5.3442 (−71.972)	55.310 (55.310)	
1.15~2.93 (2.9~7.4)	2.3966×10^{-1} (−6.2696)	8.4271×10^{-1} (44.413)	−11.795 (−111.94)	45.212 (121.06)	−47.224 (−47.224)
2.93~40 (7.4~100)	8.4367×10^{-2} (-6.4031×10^{-1})	1.0610 (2.0744)	-9.2091×10^{-1} (−1.6381)	5.0765×10^{-1} (6.8306×10^{-1})	-1.0921×10^{-1} (-1.0921×10^{-1})
Shock Velocity, U					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.05~1.16 (0.132~2.94)	5.2658×10^{-3} (8.8776×10^{-1})	−1.0266 (-7.8511×10^{-1})	-2.3754×10^{-1} (-3.4040×10^{-1})	1.4415×10^{-1} (2.6631×10^{-2})	7.3166×10^{-2} (7.3166×10^{-2})
1.16~10 (2.94~25.21)	1.1060×10^{-2} (1.0003)	−1.0765 (−1.1540)	5.0854×10^{-1} (-4.3675×10^{-1})	4.8259×10^{-1} (1.0868)	-3.7621×10^{-1} (-3.7621×10^{-1})
10~40 (25.21~100)	-4.2546×10^{-1} (1.0090×10^{-1})	-2.5850×10^{-2} (-2.5850×10^{-2})			

Tableau 3.4: Coefficients des équations modifiées des paramètres du front de pression (Free Air Burst): Source [13]

Peak Incident Overpressure, P_s					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.06~1.13 (0.167~2.84)	1.3295×10^{-1} (3.0002)	−2.1712 (−1.4636)	−1.3878 (-4.9427×10^{-1})	−1.0401 (-4.4345×10^{-1})	-3.7148×10^{-1} (-3.7148×10^{-1})
1.13~10 (2.84~25.21)	1.3067×10^{-1} (2.7741)	−2.0672 (1.1608×10^{-1})	−1.1750 (−4.5313)	2.1159 (3.4564)	-8.3460×10^{-1} (-8.3460×10^{-1})
10~40 (25.21~100)	7.8363×10^{-1} (5.2611)	−4.5738 (−7.0786)	2.6834 (3.5545)	-7.2311×10^{-1} (-7.2311×10^{-1})	
Peak Reflected Overpressure, P_r					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.06~0.42 (0.167~1.05)	1.3953 (3.9425)	3.0058×10^{-1} (−1.6500)	4.8121 (5.4353×10^{-1})	4.7833 (2.3036)	1.5439 (1.5439)
0.42~3.45 (1.05~8.70)	9.0962×10^{-1} (3.9373)	−2.6898 (−1.6802)	−1.2237 (-8.0819×10^{-1})	8.5625×10^{-1} (−1.5461)	1.4957 (1.4957)
3.45~40 (8.70~100)	1.2511 (5.8327)	−4.7950 (−7.3773)	2.7741 (3.6569)	-7.3282×10^{-1} (-7.3282×10^{-1})	
Incident Impulse, $I_s/W^{1/3}$					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.06~0.95 (0.167~2.40)	-6.0247×10^{-1} (1.2919)	1.1143 (-4.6629×10^{-1})	1.3760 (2.2169)	−1.5534 (1.5728×10^{-1})	−1.0651 (−1.0651)
0.95~5.97 (2.40~15.04)	-6.3226×10^{-1} (9.1008×10^{-1})	-4.1419×10^{-1} (3.8403)	−2.2475 (−9.0634)	3.8761 (7.4402)	−2.2190 (−2.2190)
5.97~40 (15.04~100)	-6.0392×10^{-1} (1.7753)	-8.4947×10^{-1} (-8.0503×10^{-1})	-5.5334×10^{-2} (-5.5334×10^{-2})		
Reflected Impulse, $I_r/W^{1/3}$					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.06~40 (0.167~100)	-5.3169×10^{-2} (2.5759)	−1.3466 (−1.5622)	2.3258×10^{-1} (3.0429×10^{-1})	-5.9534×10^{-2} (-5.9534×10^{-2})	
Arrival Time, $T_a/W^{1/3}$					
Z	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4
0.06~1.46 (0.167~3.68)	-3.3217×10^{-1} (−1.1143)	1.8061 (1.5414)	4.3653×10^{-1} (2.7387×10^{-1})	2.6277×10^{-1} (7.2986×10^{-3})	1.5906×10^{-1} (1.5906×10^{-1})
1.46~10 (3.68~25.21)	-3.5217×10^{-1} (−1.2759)	1.9914 (2.0109)	-1.3049×10^{-1} (8.1866×10^{-2})	-1.7628×10^{-1} (-1.7628×10^{-1})	
10~40 (25.21~100)	-7.4315×10^{-2} (-8.4388×10^{-1})	1.5680 (1.6950)	-1.5812×10^{-1} (-1.5812×10^{-1})		

Positive Phase Duration, $T_o/W^{1/3}$					
Z	**C_0**	**C_1**	**C_2**	**C_3**	**C_4**
0.17~0.69 (0.45~1.73)	4.3227×10^{-1} (-7.4649×10^{-1})	6.1103 (4.6710×10^{-1})	12.418 (2.8829)	11.021 (4.8098)	3.8670 (3.8670)
0.69~1.00 (1.73~2.52)	2.4242×10^{-1} (-9.1900×10^{-1})	3.6673 (1.5475)	2.6397 (2.6397)		
1.00~2.88 (2.52~7.25)	2.4255×10^{-1} (-6.0473)	2.1849 (37.322)	-14.917 (-80.281)	35.106 (73.416)	-23.852 (-23.852)
2.88~10 (7.25~25.21)	-3.2552×10^{-1} (-2.0520)	2.7174 (5.4865)	-2.7949 (-4.1014)	1.0846 (1.0846)	
Shock Velocity, U					
Z	**C_0**	**C_1**	**C_2**	**C_3**	**C_4**
0.06~1.28 (0.167~3.23)	7.9911×10^{-2} (9.2426×10^{-1})	-9.7917×10^{-1} (-7.0069×10^{-1})	-5.3612×10^{-1} (-2.0469×10^{-1})	-3.9288×10^{-1} (-1.5738×10^{-1})	-1.4662×10^{-1} (-1.4662×10^{-1})
1.28~10 (3.23~25.21)	8.9984×10^{-2} (1.0476)	-1.1228 (-8.9939×10^{-1})	3.1104×10^{-1} (-1.0146)	7.3402×10^{-1} (1.4670)	-4.5634×10^{-1} (-4.5634×10^{-1})
10~40 (25.21~100)	-4.1168×10^{-1} (1.1798×10^{-1})	-3.4073×10^{-2} (-3.4073×10^{-2})			

Tableau 3.5: Coefficients des équations modifiées des paramètres du front de pression (Surface Burst): Source [13]

Ensuite, à l'aide de MATLAB, de l'équation (3.6) et des Tableaux 3.4 et 3.5, nous reproduisons les courbes des différents paramètres en fonction de la distance normalisée $Z\ [m/kg^{1/3}]$ (Fig 3.6 et Fig 3.7). A partir de ces courbes, nous pouvons connaître la valeur de n'importe quel paramètre à une distance $R\ [m]$ du centre de l'explosion, simplement en multipliant la valeur de Z par la racine cubique de la masse de TNT équivalente.

3.2.4 Coefficient de décroissance

Maintenant que les paramètres physiques ont été présentés, il reste à déterminer le paramètre adimensionnel b appelé "coefficent de décroissance". Ce dernier est utilisé dans la formule de Friedlander (3.1) et (3.1). Il indique, pour une distance Z du centre de l'explosion, la manière dont la pression va décroître dans le temps.

Les expériences ont montré que la valeur de b dépend, elle aussi, de la valeur de la distance normalisée Z. Encore une fois, de nombreuses formules empiriques ont été développées par les différents protagonistes du domaine des explosions. Citons Brode, Baker, Lam, Brogers et Vantomme et Sadovsky.

Un rapport technique de la "Commssion Européenne" de 2015 [10] propose une solution, pour le calcul du coefficient de décroissance, basée sur les équations de Friedlander et sur les données de Kingery-Bulmash.

Une fois de plus, cette solution est décomposée pour les cas d'explosions présentés ci-dessous et illustrés à la Figure 3.8.

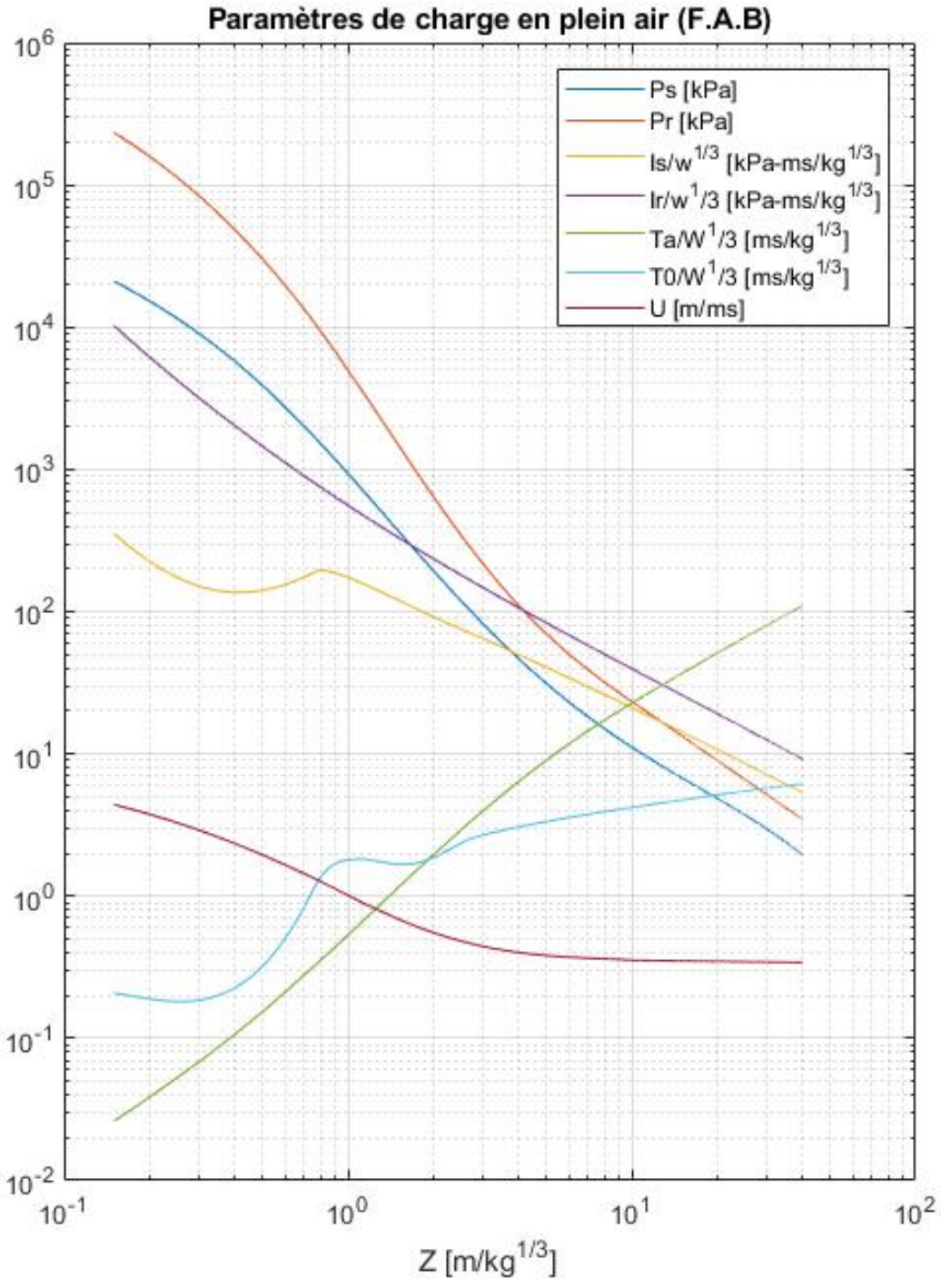


Figure 3.6: Paramètres du front de pression en fonction de la distance normalisée Z (F.A.B)

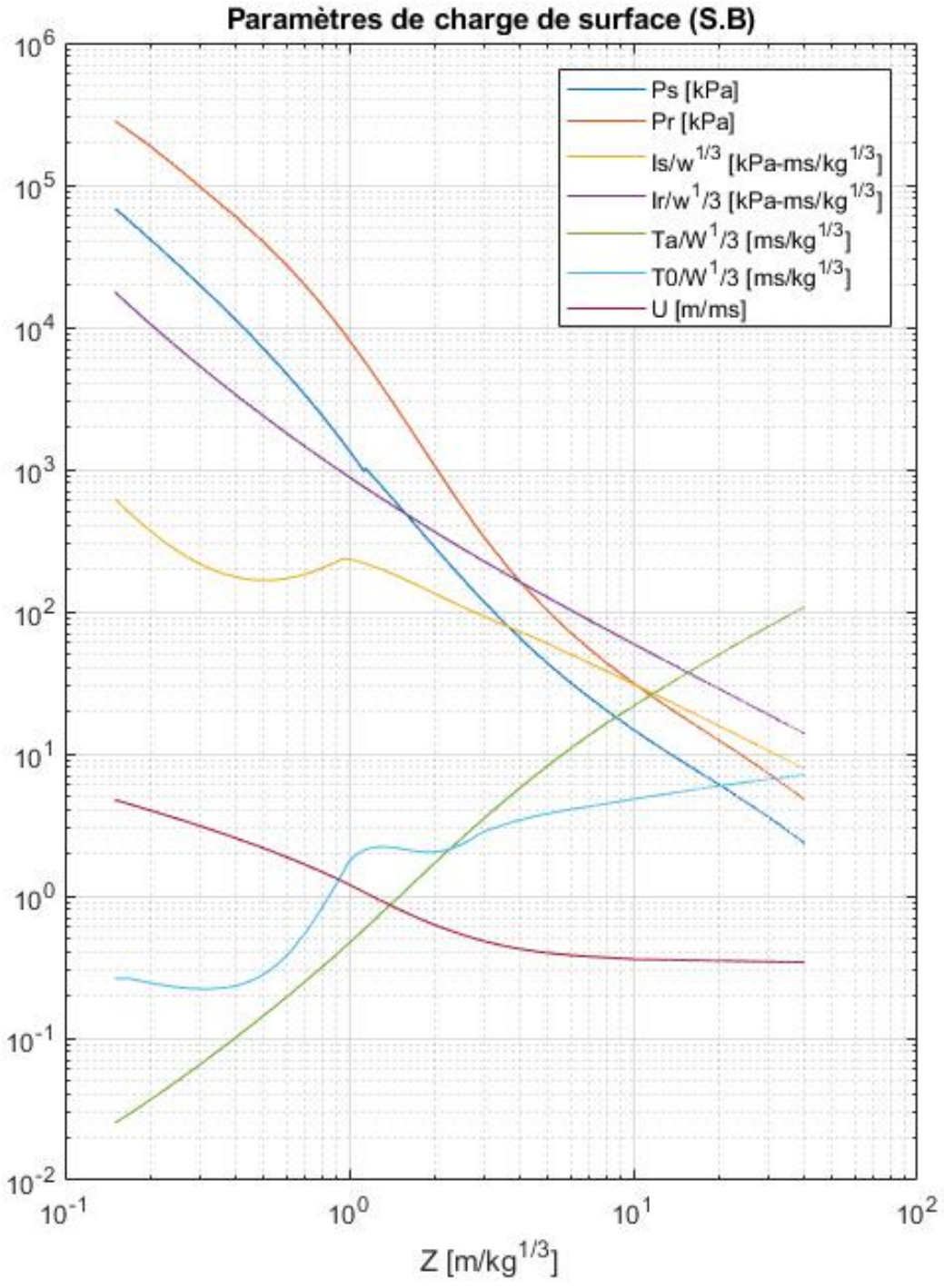


Figure 3.7: Paramètres du front de pression en fonction de la distance normalisée Z (S.B)

Pression incidente, charge en plein air

$$b = -22.35+569.23Z-3657.05Z^2+11895.32Z^3-22101.20Z^4+23778.69Z^5-13737.89Z^6 + 3283.57Z^7 \quad \text{, pour } 0.15 \leqslant Z < 1 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.9}$$

$$b = 0.20+13.77\left[\frac{0.55}{1+\exp\left(\frac{Z-1.13}{0.18}\right)} + \frac{1-0.55}{1+\exp\left(\frac{Z-1.04}{1.83}\right)}\right] \quad \text{, pour } 1 \leqslant Z < 40 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.10}$$

Pression réfléchie, charge en plein air

$$b = 9.64 - 154.65Z + 1184.56Z^2 - 4027.39Z^3 + 6740.76Z^4 - 5305.04Z^5 + 1567.00Z^6 \text{ , pour } 0.15 \leqslant Z < 1 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.11}$$

$$b = 0.64+22.99\left[\frac{0.72}{1+\exp\left(\frac{Z-1.09}{0.21}\right)} + \frac{1-0.72}{1+\exp\left(\frac{Z-1.87}{1.24}\right)}\right] \quad \text{, pour } 1 \leqslant Z < 40 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.12}$$

Pression incidente, charge de surface

$$b = 8.06 + 42.31Z - 215.79Z^2 + 367.86Z^3 - 259.80Z^4 + 68.16Z^5 - 2.13Z^6 \text{ , pour } 0.15 \leqslant Z < 1.5 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.13}$$

$$b = 0.38+7.80\left[\frac{0.67}{1+\exp\left(\frac{Z-1.56}{0.21}\right)} + \frac{1-0.67}{1+\exp\left(\frac{Z-3.56}{1.41}\right)}\right] \quad \text{, pour } 1.5 \leqslant Z < 40 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.14}$$

Pression réfléchie, charge de surface

$$b = 24.78 - 306.24Z + 1645.19Z - 4457.11Z^3 + 6595.02Z^4 + -5302.25Z^5 + 2167.89Z^6 - 353.03Z^7 \quad \text{, pour } 0.15 \leqslant Z < 1.5 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.15}$$

$$b = 0.77+18.78\left[\frac{0.76}{1+\exp\left(\frac{Z-1.38}{0.25}\right)} + \frac{1-0.76}{1+\exp\left(\frac{Z-2.53}{1.36}\right)}\right] \quad \text{, pour } 1.5 \leqslant Z < 40 \left[m/kg^{1/3}\right] \tag{3.16}$$

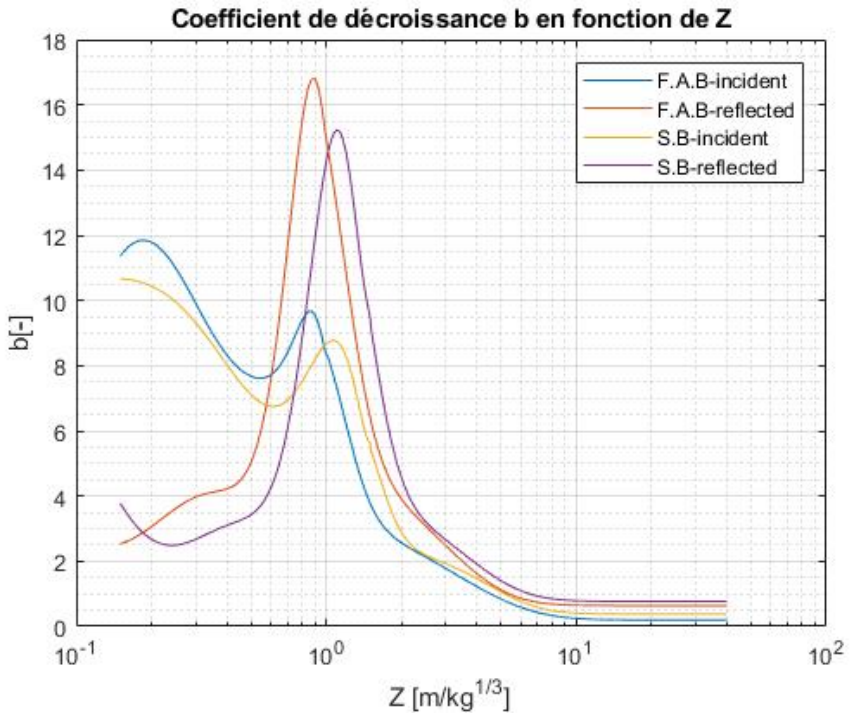


Figure 3.8: Coefficient de décroissance b en fonction de la distance normalisée Z

Nous constatons sans surprise que les valeurs de b ont tendance à être supérieures dans le cas d'une pression réfléchie ("refelcted") par rapport au cas d'une onde incidente, puisque les valeurs de pressions maximales sont plus importantes. Mais nous notons que la durée de la phase positive T_0 reste inchangée. Nous observons également que b tend vers zéro pour des valeurs très grandes de Z.

3.2.5 Ordres de grandeur

Dans cette section, différents cas de charges explosives sont présentés pour nous permettre d'identifier les ordres de grandeur du phénomène. Pour cela, nous pouvons comparer les résultats des exemples ci-après, avec une charge de vent d'environ 100 $[km/h]$ dont la pression générée avoisine 0.5 $[kPa]$. Par ailleurs, pour les différents exemples, nous avons choisis une charge de 750 $[kg]$, proche de la quantité de charge d'explosif pouvant se trouver dans un véhicule (Tab. 3.6). Les démarches suivies dans les exemples suivants sont issues des documents [1] et [10].

Exemple A: charge en plein air, onde incidente - W = 750 [kg]

Le premier exemple est celui d'une charge en plein air de 750 $[kg]$ située à 15 $[m]$ au dessus du sol. La propagation du front de pression est alors sphérique et atteint un point A de l'espace situé 10 $[m]$ sous le centre de l'explosion avec un angle de 40° (Fig. 3.9).

Dans ce cas, R, la distance par rapport au centre de l'explosion, vaut 13 $[m]$ et Z, la distance normalisée, vaut 1.437 $[m/kg^{1/3}]$.

Type de véhicule	Masse chargée [kg]
Voiture à coffre compact	115
Voiture à coffre large	230
Van fermé	680
Camion fermé	2270
Camion avec une remorque	13610
Camion avec deux remorques	27220

Tableau 3.6: Capacité estimée de charge explosive pour différents types de véhicule

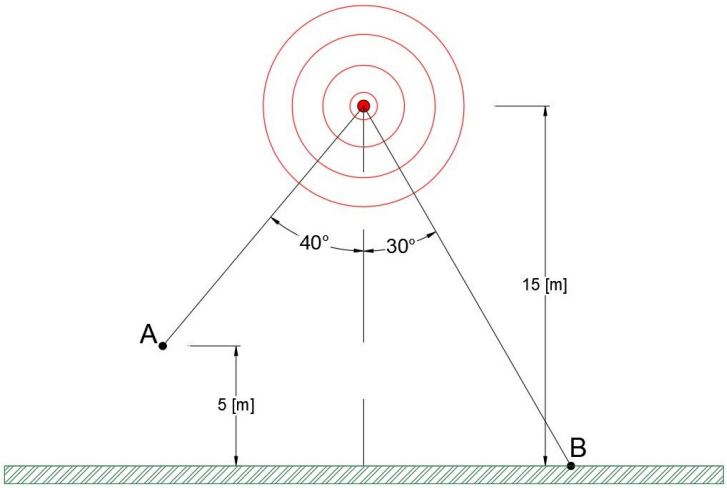


Figure 3.9: Exemples A et B: charge de plein air

A l'aide des coefficients repris dans le Tableau 3.4, nous calculons les paramètres de l'onde de pression incidente au point A, en les introduisant dans l'équation des paramètres modifiés de Kingery-Bulmash (3.8). Nous pouvons également calculer le coefficient de décroissance grâce à l'équation (3.10). Les résultats sont repris dans le Tableau 3.7 ci-après.

$P_{s0}\ [KPa]$	411	$T_0\ [ms]$	15.338
$T_a\ [ms]$	9.5521	$U\ [m/ms]$	0.7176
$I_s\ [KPa.ms]$	1143.6	$b\ [-]$	4.1292

Tableau 3.7: Exemple A: paramètres du front de pression

Enfin, nous dessinons le graphique de l'évolution de la pression en fonction du temps, au point A de l'espace, en introduisant les paramètres du front de pression dans l'équation de Friedlander (3.1). Le graphique obtenu est illustré à la Figure 3.10.

Exemple B: charge en plein air, réfléchie - W = 750 [kg]

Le deuxième exemple est celui d'une charge en plein air identique à l'exemple A mais, ici, l'onde est réfléchie sur la surface du sol située 15 $[m]$ sous la détonation et avec un angle

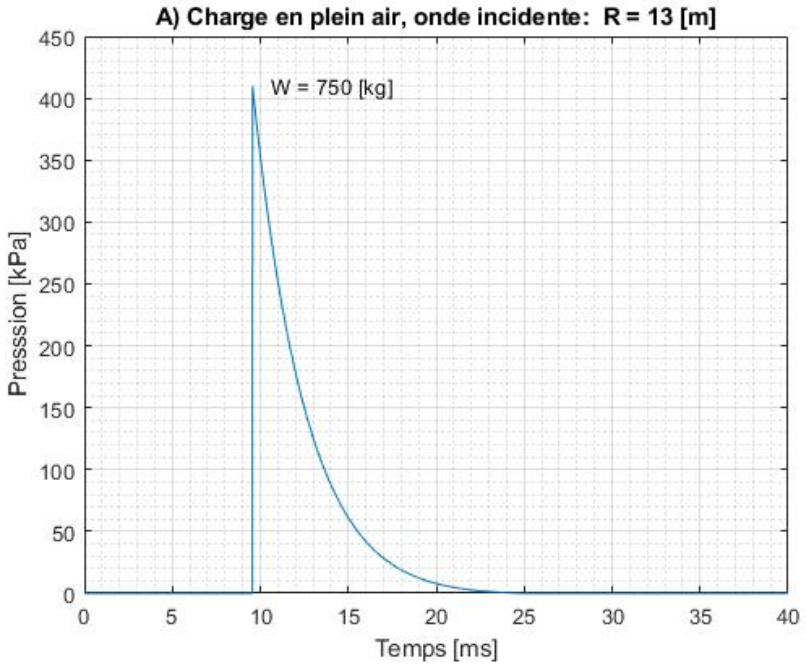


Figure 3.10: Exemple A: charge en plein air, $R = 13\ [m]$ et $W = 750\ [kg]$

de 30° (Fig. 3.9).

La distance R par rapport au centre de l'explosion devient 17.32 $[m]$ et la distance normalisée Z vaut alors 1.91 $[m/kg^{1/3}]$.

Cette fois-ci, nous devons calculer le coefficient d'incidence $c_{r\alpha}$ pour connaître la pression réfléchie P_{r30} en B. Pour ce faire, nous calculons d'abord, de la même manière qu'en A, les paramètres du front de pressions incident (Tab.3.8).

$P_{s0}\ [KPa]$	217.3	$T_0\ [ms]$	16.265
$T_a\ [ms]$	16.153	$U\ [m/ms]$	0.573
$I_{s0}\ [KPa.ms]$	873.13	$b\ [-]$	2.68

Tableau 3.8: Exemple B: paramètres du front de pression incident

Cependant, comme explicité ci-dessus, nous cherchons la pression réfléchie. Nous calculons donc c_{r30} pour l'ordre de grandeur de la pression incidente trouvée à l'aide des graphes du Tableau 3.2 : $c_{r30} = 3.12\ [-]$.

Nous pouvons en déduire la pression réfléchie: $P_{r30} = c_{r30}P_{s0} = 677.98\ [kPa]$.

Nous devons également recalculer le coefficient b sur base de son expression dans le cas d'une charge de plein air et pour une pression réfléchie eq(3.12): $b = 4.16\ [-]$.

Finalement, à l'aide de l'équation de Friedlander, nous pouvons construire le graphe de la pression en fonction du temps au point B (Fig. 3.11).



Figure 3.11: Exemple B: charge en plein air, $R = 17.32\ [m]$ et $W = 750\ [kg]$

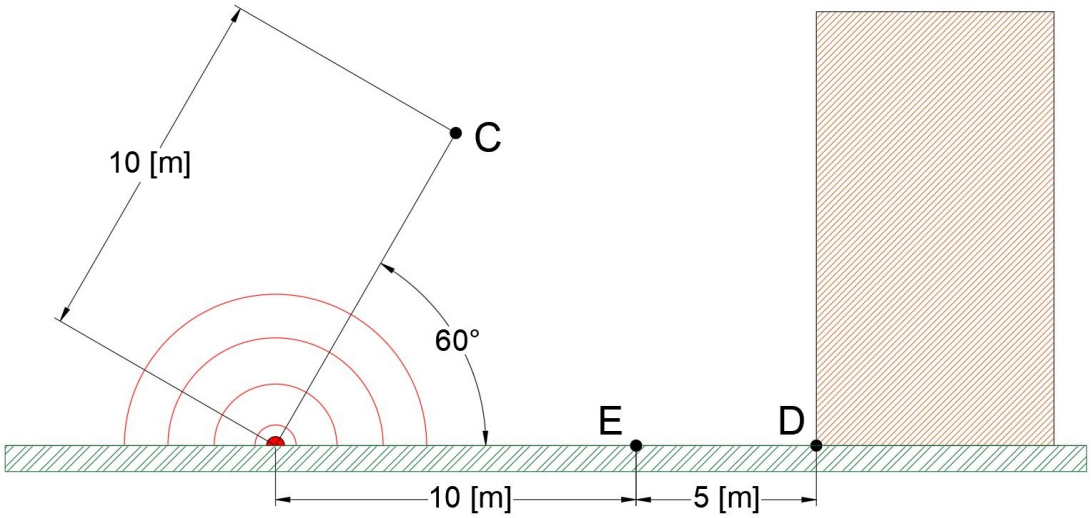


Figure 3.12: Exemples C et D: charge de surface

Exemple C: charge de surface, onde incidente - W = 750 [kg]

La troisième situation, illustrée à la Figure 3.12, est celle d'une charge de surface, et non en plein air, mais pesant toujours 750 $[kg]$ pour permettre une comparaison avec les exemples précédents. L'onde est incidente au point C situé à une distance radiale de 10 $[m]$ du centre de l'explosion.

Dans ce cas, $R = 10\ [m]$ et $Z = \frac{R}{750^{1/3}} = 1.1\ [m/kg^{1/3}]$. En introduisant les coefficients présentés au Tableau 3.5 dans l'équation (3.8), nous pouvons déterminer les paramètres de l'explosion repris dans le Tableau 3.9 ci-dessous. A l'aide de l'équation (3.13), nous

calculons également le coefficient de décroissance b.

En introduisant finalement tous ces paramètres dans l'équation de Friedlander (3.2), nous construisons la courbe de pression en fonction du temps au point C (Fig. 3.13).

$P_{s0}\ [KPa]$	1041.3	$T_0\ [ms]$	18.5562
$T_a\ [ms]$	5.037	$U\ [m/ms]$	1.092
$I_s\ [KPa.ms]$	2019.4	$b\ [-]$	8.74

Tableau 3.9: Exemple C: paramètres du front de pression

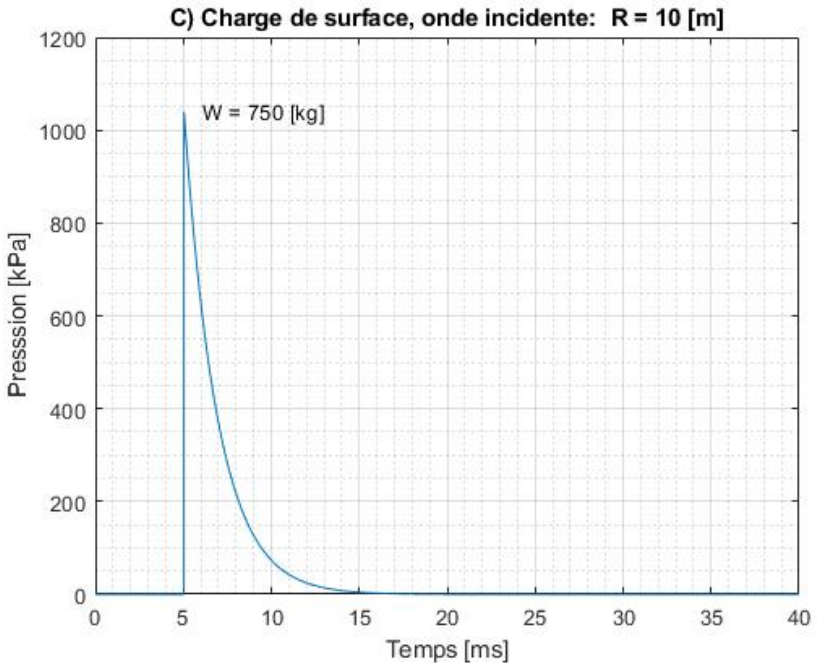


Figure 3.13: Exemple C: charge de surface, $R = 10\ [m]$ et $W = 750\ [kg]$

Exemple D: charge de surface, onde réfléchie - W = 750 [kg]

L'avant dernière situation présentée concerne le point D illustré à la Figure 3.12. L'explosion est aussi une charge de surface se propageant de façon hémi-sphérique. Mais cette fois-ci, l'onde se réfléchit avec une angle d'incidence $\alpha = 0°$ au point D situé à 15 $[m]$ du centre de l'explosion. Ce cas de figure est celui que nous reproduirons, plus loin dans ce chapitre, pour l'analyse des pressions agissant sur la surface interne d'un pilier du pont lorsqu'une charge de surface détonne sur le tablier.

Ici $R = 15\ [m]$ et $Z = 1.65\ [m/kg^{1/3}]$. Pour déterminer les paramètres à introduire dans l'équation de Friedlander, nous pouvons directement calculer les paramètres de pression réfléchie P_{r0} à l'aide des coefficients du Tableau 3.5 et de l'équation (3.8). Pour le calcul du coefficient b, nous utiliserons l'équation (3.16). Les paramètres sont repris dans le Tableau 3.10 et la courbe (temps-pression) est illustrée à la Figure 3.14.

$P_{r0}\ [KPa]$	1897.3	$T_0\ [ms]$	18.9763
$T_a\ [ms]$	10.7592	$U\ [m/ms]$	0.7359
$I_r\ [KPa.ms]$	4191.7	$b\ [-]$	7.34

Tableau 3.10: Exemple D: paramètres du front de pression

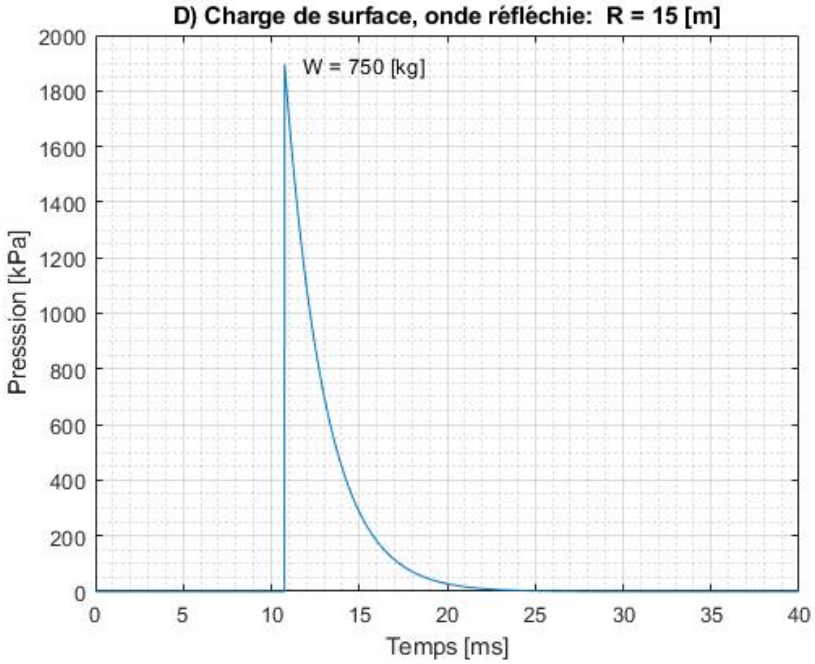


Figure 3.14: Exemple D) Charge de surface, $R = 15\ [m]$ et $W = 750\ [kg]$

Exemple E: charge de surface, onde incidente/réfléchie ($\alpha = 90°$) **- W = 750 [kg]**

Ce dernier exemple est celui du point E, illustré également à la Figure 3.12. Il représente le cas des pressions agissant sur le sol lorsqu'une charge de surface détonne sur celui-ci. Le sol étant parallèle à la direction de propagation du front de pression, la pression qu'il subit P_{r90} est égale à la pression incidente P_{s0}. Dès lors, la démarche est identique à celle du point C. De plus, les points E et C se trouvent à égale distance du centre de l'explosion. La courbe de pression en fonction du temps du point E est donc identique à celle du point C (Fig.3.13).

Le cas de figure du point E est précisément celui que nous allons utiliser plus loin dans ce chapitre pour l'analyse des pressions agissant sur le tablier du pont suspendu du détroit de Messine lorsqu'une charge détonne sur celui-ci.

Rayons d'action d'une charge explosive

Dans cette partie, nous déterminerons les dimensions spatiales d'une explosion en fonction de la masse d'explosif. Cela nous permettra de nous rendre compte de la zone pouvant être impactée par un tel événement.

Les équations empiriques de Kingery-Bulmash permettent de calculer les paramètres

du front de pression d'une explosion jusqu'à une valeur $Z = \frac{R}{W^{1/3}} = 40 \left[m/kg^{1/3}\right]$. A cette valeur de Z sont associées 4 valeurs de pressions possibles correspondant aux 4 cas d'onde de pression étudiés jusqu'ici.

1. $P_{s0}^{F.A.B}(Z = 40) = 1.948 \left[kPa\right]$
2. $P_{r0}^{F.A.B}(Z = 40) = 3.457 \left[kPa\right]$
3. $P_{s0}^{S.B}(Z = 40) = 2.344 \left[kPa\right]$
4. $P_{r0}^{S.B}(Z = 40) = 4.724 \left[kPa\right]$

En dessous de ces valeurs de pression et donc pour des valeurs de Z supérieures à 40, les surpressions deviennent équivalentes à celles de pressions du vent et sont donc négligeables à côté de pressions issues d'une explosion.

Dans cette section du TFE, nous cherchons à déterminer l'ordre de grandeur du rayon d'action d'une explosion. Par rayon d'action, nous entendons la zone autour de l'explosion subissant la majorité des pressions générées par la charge explosive. Nous cherchons la valeur de $Z\left[m/kg^{1/3}\right]$ permettant de définir ce rayon d'action R_{max}

Considérer une valeur $Z_{max} = 40$ pour le calcul du rayon d'action $R_{max} = Z_{max}W^{1/3}$ serait une surestimation de Z_{max}. En effet, sur les Figures 3.15 et 3.16, nous pouvons voir que ce choix de distance normalisée maximale Z_{max} conduit à des valeurs de rayons d'action d'une explosion de plusieurs dizaines voire de centaines de mètres.

Or, dans le cas de l'étude d'une explosion sur le tablier du pont suspendu du détroit de Messine, cet ordre de grandeur du rayon d'action ne nous permettrait pas de pouvoir considérer que l'effet d'une explosion s'applique uniquement à une suspente du pont. En effet, pour rappel, la distance entre 2 suspentes du pont s'élève à 30 $\left[m\right]$.

Nous allons donc voir comment définir le rayon d'action d'une explosion sur base des pressions générées par celle-ci. Nous démontrerons que l'essentiel de la force totale générée par les pressions d'une explosion s'applique dans un rayon beaucoup plus restreint.

Ainsi, si nous analysons le graphe à la Figure 3.17, nous constatons que plus de 95% de la force totale appliquée sur une surface par une explosion s'applique sur une distance normalisée, Z, inférieure à 2.1 $\left[m/kg^{1/3}\right]$ (Fig.3.18). En effet, à la Figure 3.17, l'intégrale des pressions pour Z allant de 0 à 2.1 $\left[m/W^{1/3}\right]$ vaut 95% de l'intégrale totale allant de 0 à 40.

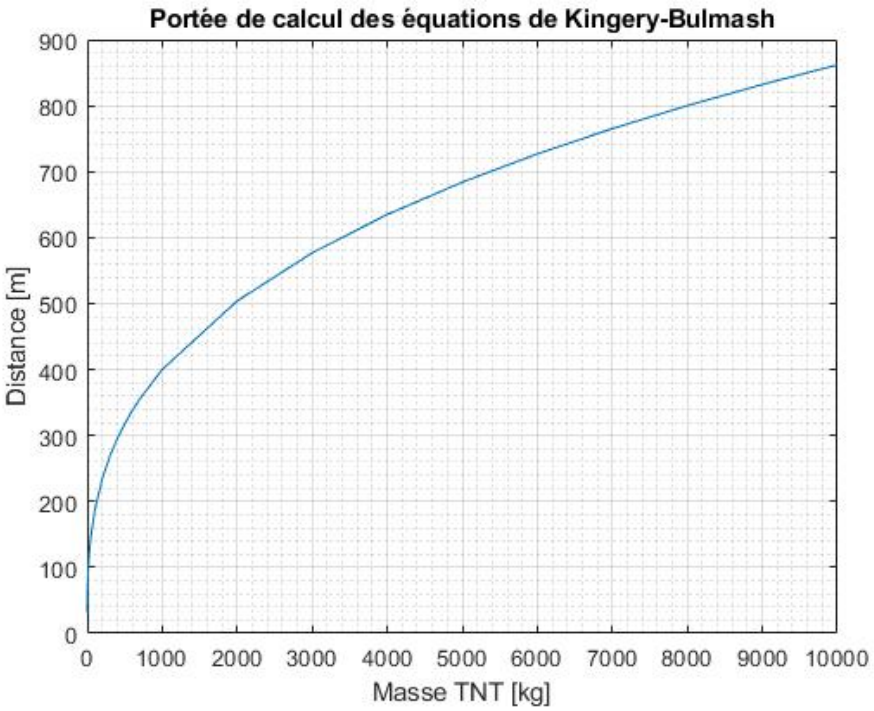


Figure 3.15: Portée des équations empiriques de Kingery-Bulmash en fonction de la masse de TNT: $W > 1000kg$

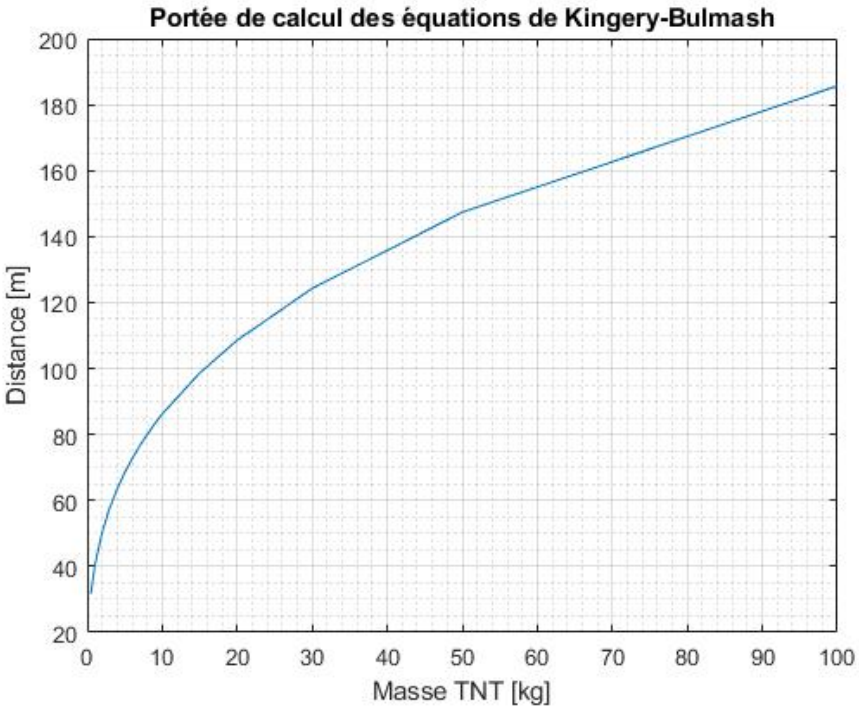


Figure 3.16: Portée des équations empiriques de Kingery-Bulmash en fonction de la masse de TNT: $W < 100kg$

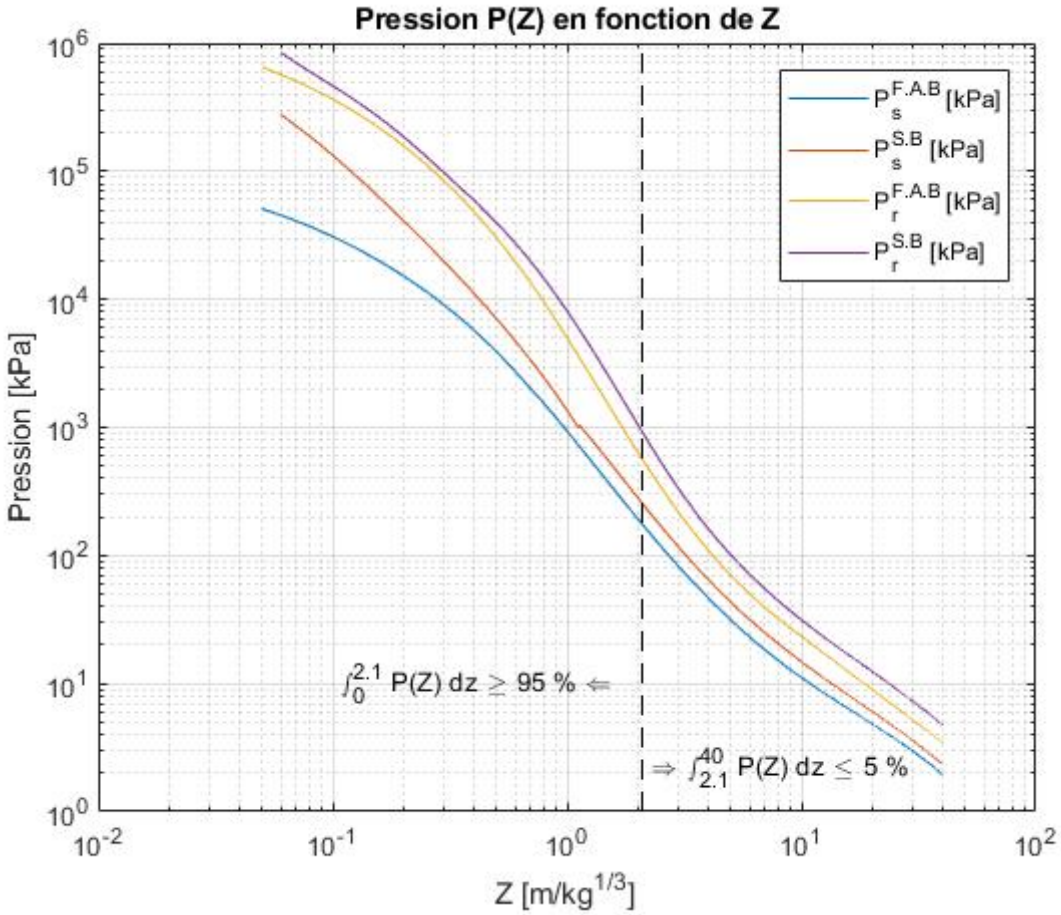


Figure 3.17: Définition de Z_{max} en pratique

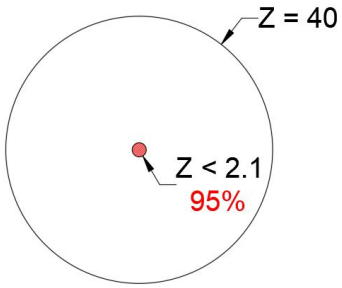


Figure 3.18: Visualisation de Z_{max} en pratique

Dès lors, en pratique nous pouvons considérer la définition du rayon d'action d'une explosion R_{max} en utilisant, comme valeur limite de distance normalisée, $Z = 2.1$. Le graphe du rayon d'action R_{max} en fonction de la masse de TNT est illustré à la Figure 3.19. Sur celui-ci, nous observons des valeurs de rayon d'action beaucoup plus raisonnables allant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

Cette hypothèse va nous permettre de représenter l'impulsion d'une charge explosive par une force nodale, variable dans le temps, s'appliquant en un point du tablier du pont

suspendu du détroit de Messine. Et ce, même pour des cas extrêmes de quantité d'explosif ($\approx 3000[kg]$).

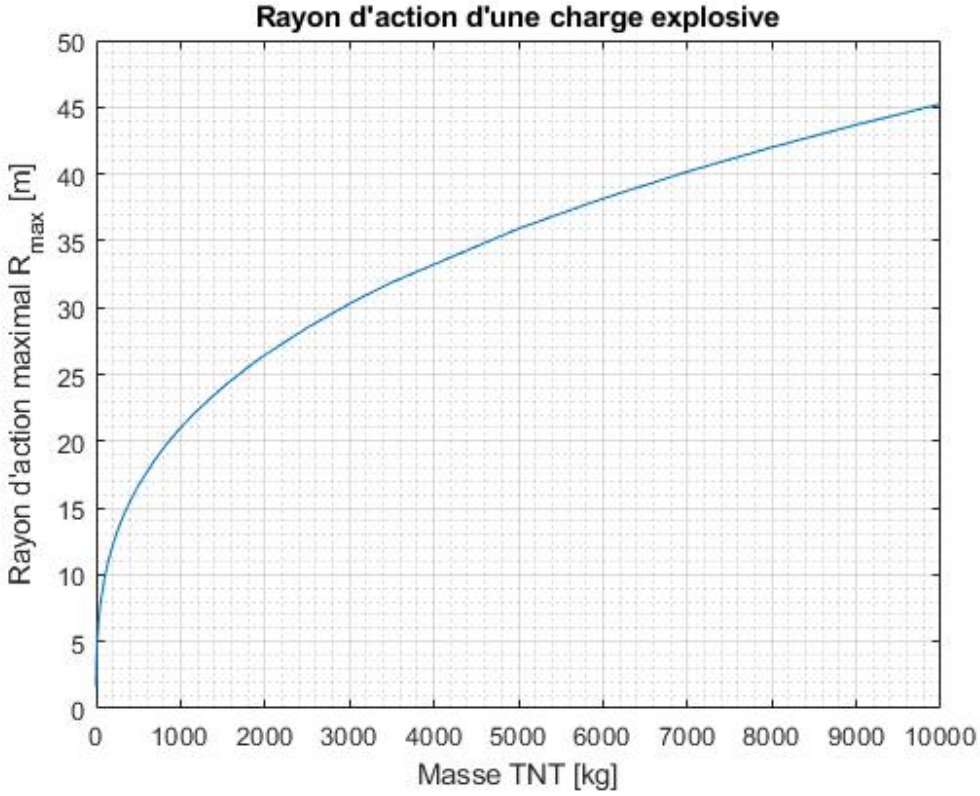


Figure 3.19: Rayon d'action d'une explosion en pratique

3.3 Les explosions en pratique

Dans cette partie, nous verrons comment appliquer au cas d'un pont la théorie vue jusqu'à présent dans ce chapitre. Nous allons considérer que l'explosion est toujours située sur le tablier du pont et qu'il s'agit donc de la catégorie "charge de surface". C'est-à-dire que le centre de l'explosion se situe sur un point de la surface du tablier. L'objectif est de déterminer les pressions appliquées sur la surface du tablier ou sur la surface d'un pilier, dans le cas d'une explosion à proximité de celui-ci. Cela permettra également d'estimer l'impulsion reprise par une suspente. Pour réaliser tout cela, nous utiliserons MATLAB[1].

3.3.1 Force agissant dans une suspente

Dans cette section, nous examinons l'algorithme MATLAB utilisé pour calculer la force résultante en fonction du temps agissant dans une suspente du tablier lorsqu'une charge est placée sur ce dernier.

[1]Les principaux codes MATLAB réalisés pour ce TFE sont repris dans l'annexe A

Le code est capable de calculer la résultante des pressions en fonction du temps sur un rectangle de longueur L_o et de largeur L_a. Et ce, pour une charge de TNT et une position quelconque de celle-ci par rapport à ce rectangle (Fig. 3.20).

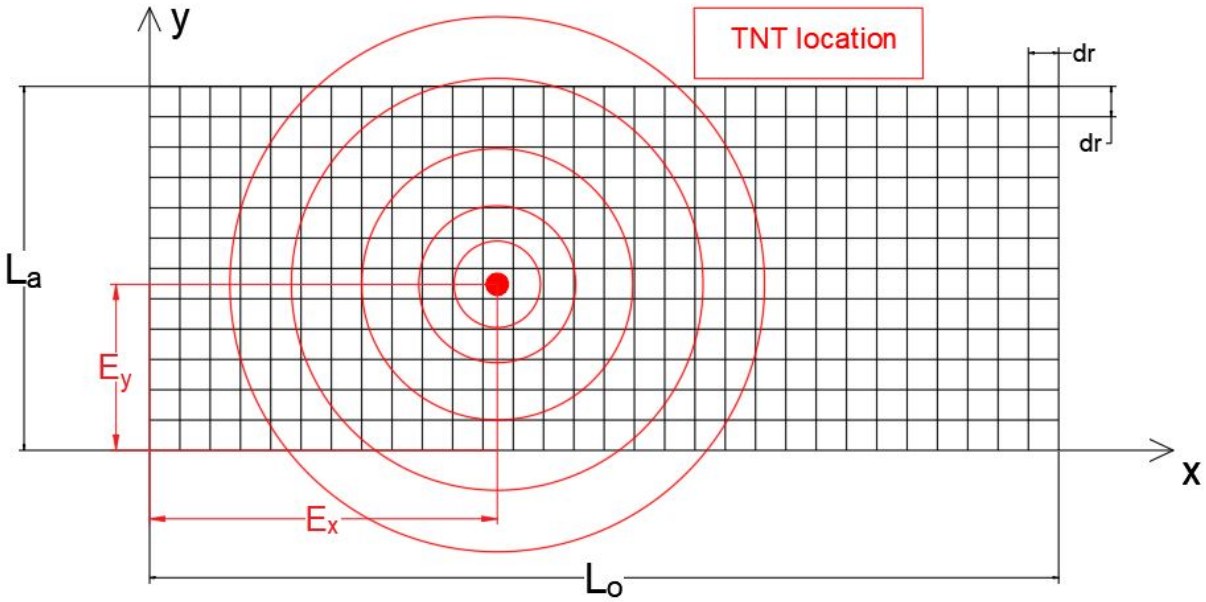


Figure 3.20: Schéma utile à la compréhension de l'algorithme MATLAB calculant la résultante des pressions sur une surface 2D

Algorithme MATLAB

Le code prend en "entrée" les paramètres suivants:

- L_a et L_0 $[m]$, respectivement la largeur et la longueur du rectangle
- dr $[m]$, la grandeur caractéristique du maillage sur le rectangle
- E_x et E_y $[m]$, les coordonnées du centre de l'explosion par rapport à l'origine du repère placé en un coin du rectangle
- W, la masse de TNT équivalente $[kg]$
- t $[ms]$, le vecteur temps de la simulation de l'explosion. Pour chaque instant repris par ce vecteur, la force résultante des pressions sur le rectangle est calculée. dt est le pas de temps défini comme la différence entre deux valeurs consécutives du vecteur t
- c, un paramètre pouvant prendre les valeurs $[1, 2, 3, 4]$ indiquant le type d'explosion:
  1. En plein air (F.A.B), onde incidente (s)
  2. En plein air (F.A.B), onde réfléchie (r)
  3. De surface (S.B), onde incidente (s)
  4. De surface (S.B), onde réfléchie (r)

Plus les valeurs prises de dr et de dt sont petites, plus la simulation sera gourmande en termes de ressources informatiques mais plus la simulation sera fine.

Ensuite, le code calcule le nombre de mailles n_M, leur surface $A\ [m^2]$ et la distance entre le centre de chaque maille et le centre de l'explosion $d_i\ [m]$.

$$A = d_r^2 \tag{3.17}$$

$$n_M = n_x \cdot n_y \quad \text{avec,} \quad n_x = L_x/d_r \quad \text{et} \quad n_y = L_y/d_r \tag{3.18}$$

$$d_i = \sqrt{(C_{x,i} - E_x)^2 + (C_{y,i} - E_y)^2} \tag{3.19}$$

$$\text{avec,} \quad C_{x-y,i} \text{ les coordonnées du centre de la maille i} \tag{3.20}$$

Disposant des ces informations, le code peut ensuite calculer, pour chaque maille, l'évolution de la pression qui s'y applique en fonction du temps $P_{M,i}(t)$ en appliquant la théorie vue précédemment à la section 3.2.

Finalement, à chaque instant, la somme des produits entre les surfaces de chaque maille et de la pression qui y est appliquée, donne la force résultante appliquée sur tout le rectangle en fonction du temps $F(t)$.

Cas du tablier du pont de Messine

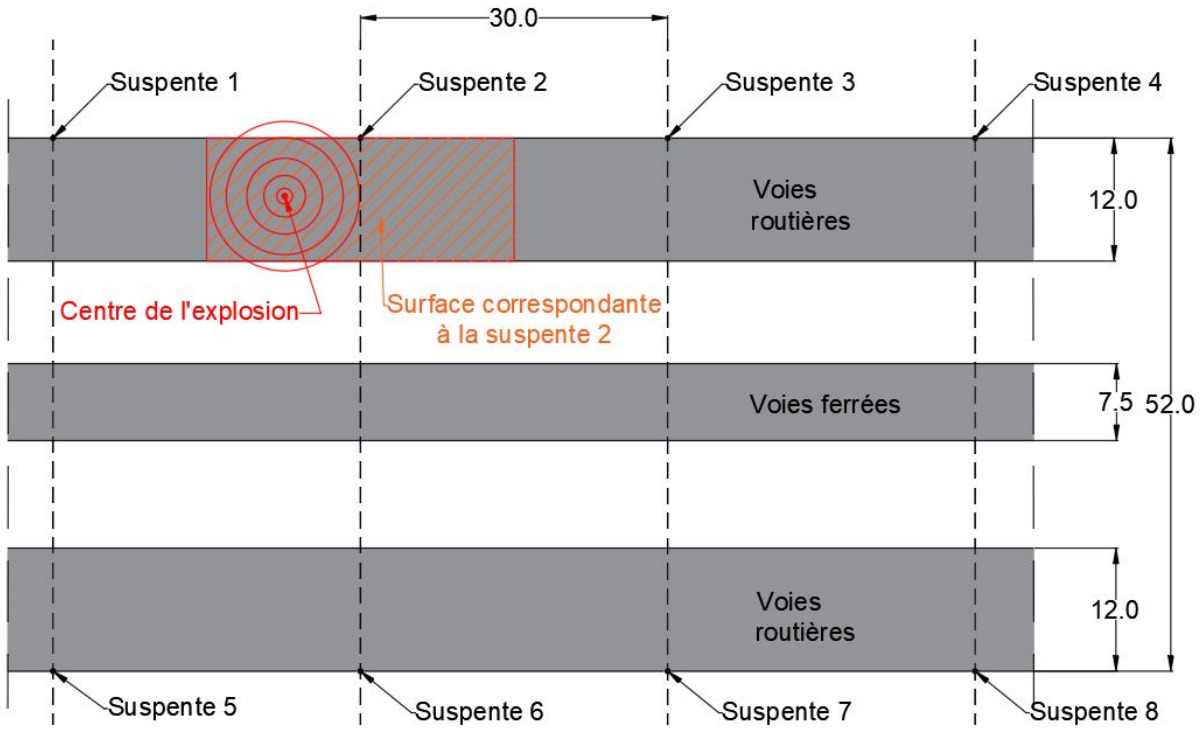


Figure 3.21: Vue zénitale d'un segment du tablier du pont de Messine

Dans le cas du tablier du pont du détroit de Messine constitué de trois poutres longitudinales (une voie ferrée et deux voies routières), nous considérons que la force agissant dans une suspente du pont est issue de la résultante des pressions agissant sur le rectangle illustré en orange sur la Figure (3.21). Ce rectangle mesure 30 $[m]$ de long et 12 $[m]$ de large.

En utilisant le code présenté précédemment, nous obtenons alors l'évolution de la force agissant dans une suspente en fonction du temps, de la quantité de TNT ainsi que de la position de la charge sur le tablier.

Exemple 1: W = 1000 [kg]

Dans cet exemple, la charge de TNT pèse 1000 $[kg]$ et est située au centre du rectangle $L_o \times L_a = 30 \times 12$ $[m^2]$. La grandeur caractéristique du maillage vaut $dr = 0.1$ $[m]$ et le pas de temps vaut $dt = 0.01$ $[ms]$. Les résultats obtenus sont illustrés dans le Tableau 3.11

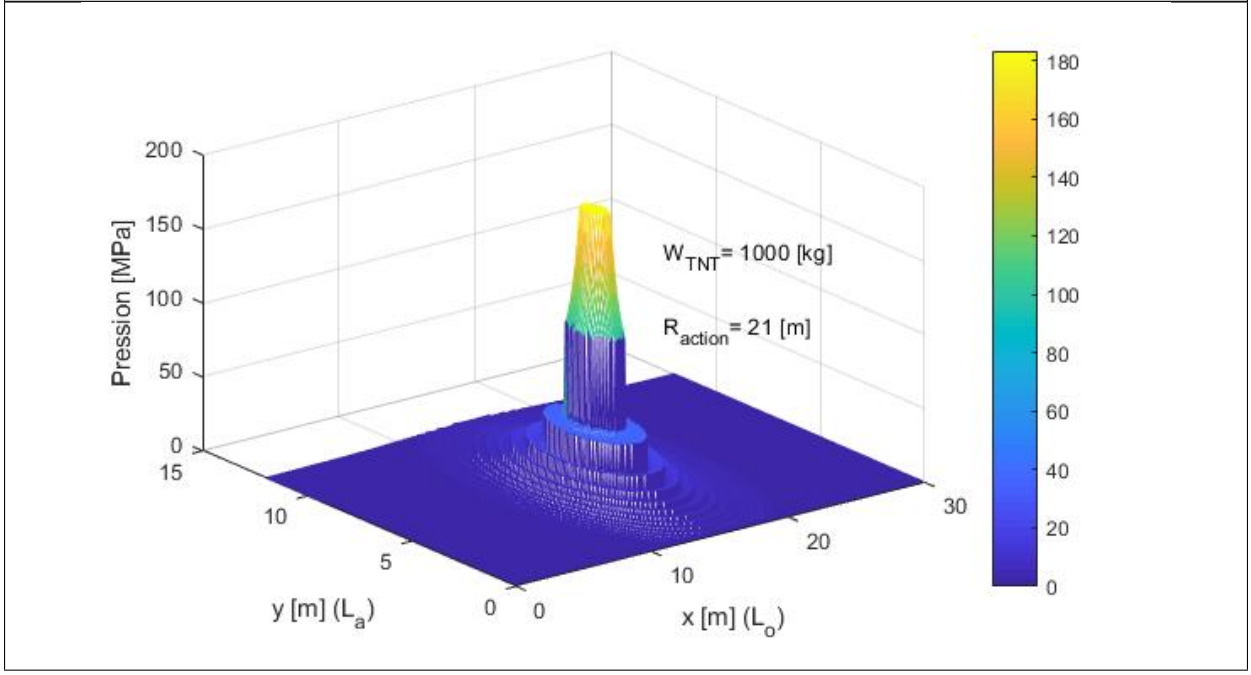
Exemple 2: W = 1500 [kg]

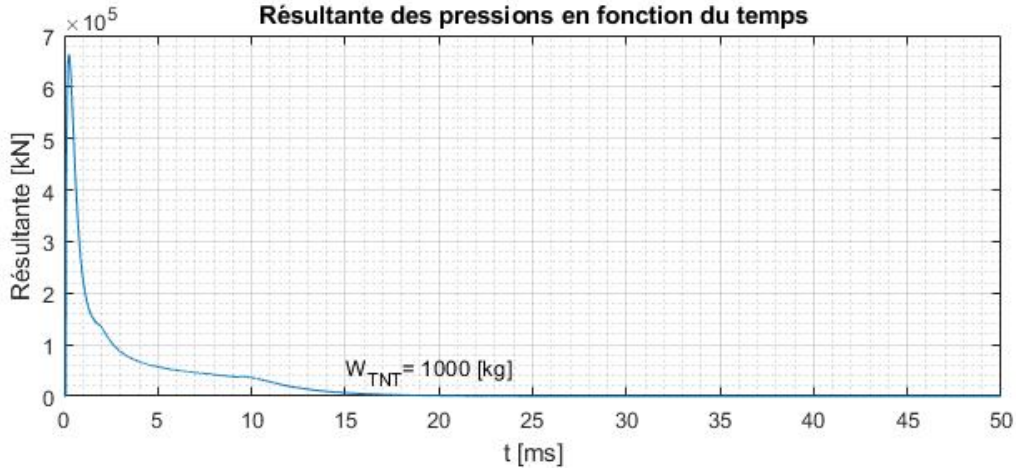
Dans cet exemple, la charge de TNT pèse 1500 $[kg]$ et est aussi située au centre du rectangle. La grandeur caractéristique du maillage vaut $dr = 0.1$ $[m]$ et le pas de temps vaut $dt = 0.01$ $[ms]$. Les résultats obtenus sont illustrés dans le Tableau 3.11

Exemple 3: W = 2000 [kg]

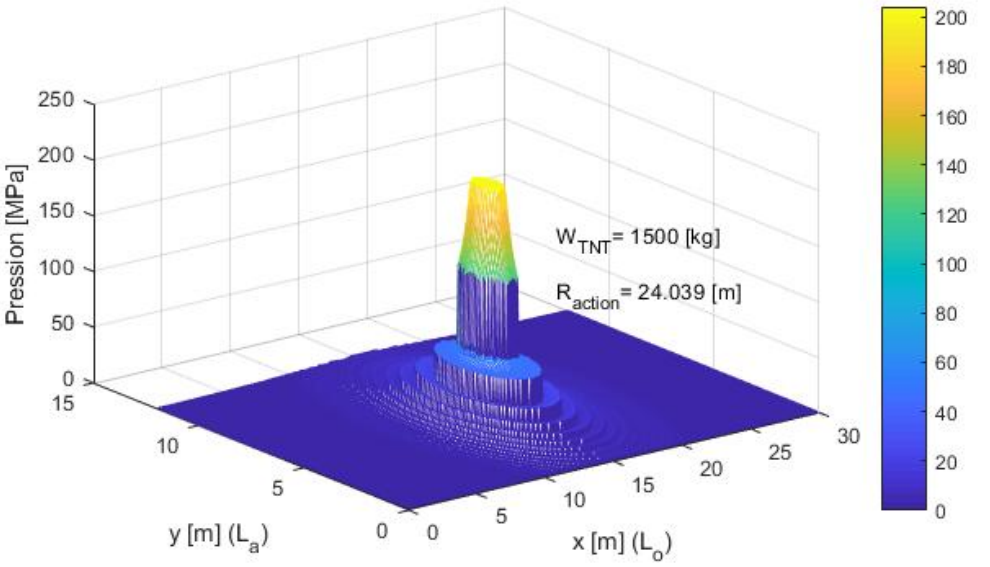
Dans cet exemple, la charge de TNT pèse 2000 $[kg]$ et est située au centre du rectangle $L_o \times L_a = 30 \times 12$ $[m^2]$. La grandeur caractéristique du maillage vaut $dr = 0.1$ $[m]$ et le pas de temps vaut $dt = 0.01$ $[ms]$. Les résultats obtenus sont illustrés dans le Tableau 3.11

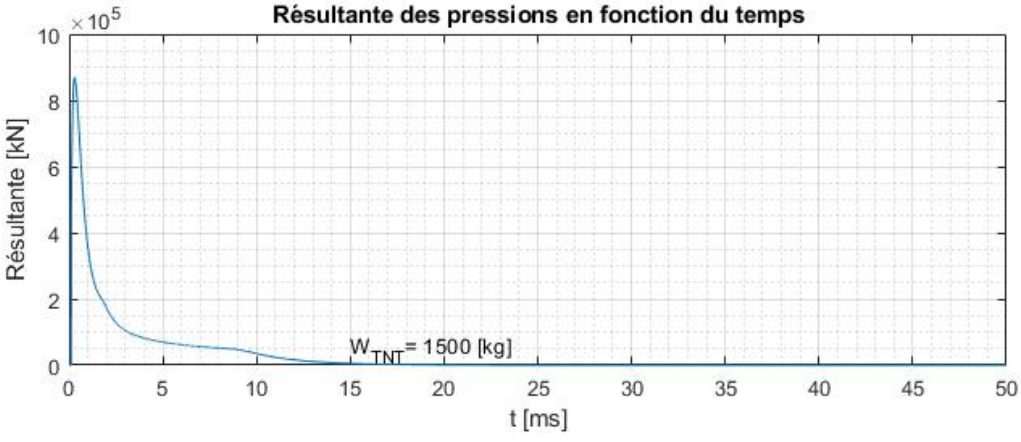
Exemple 1: $W = 1000[kg]$





Exemple 2: $W = 1500[kg]$





Exemple 3: $W = 2000[kg]$

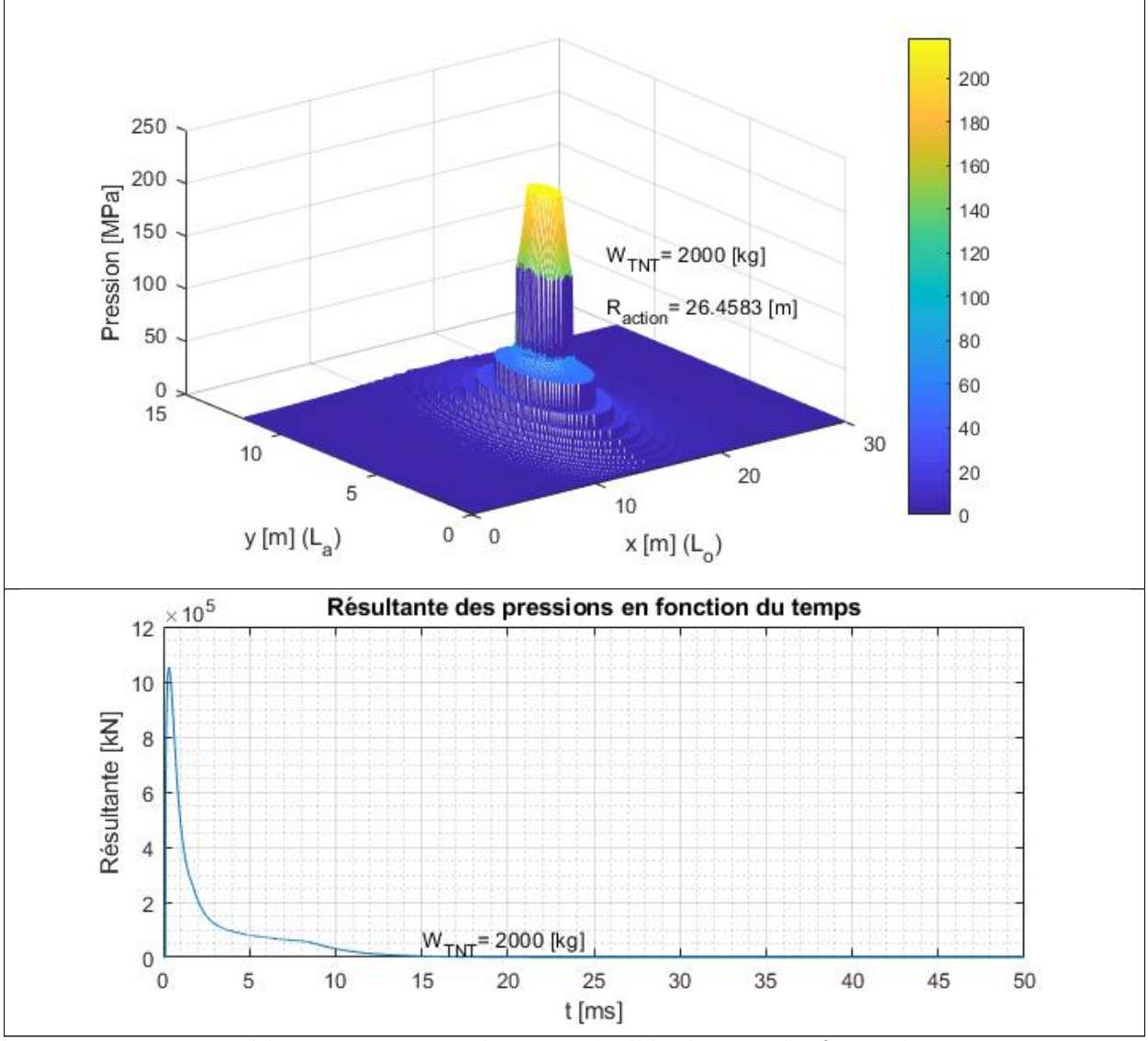


Tableau 3.11: Visualisation de l'évolution du front de pression dans le temps et l'espace et force résultante sur le rectangle en fonction du temps

3.3.2 Pressions agissant sur le tablier

Dans cette section nous déterminerons, à l'aide de MATLAB, pour plusieurs cas de charges explosives, les pressions appliquées sur une surface rectangulaire pour différents instants après la détonation. Cette surface pourrait être celle du tablier du pont suspendu du détroit de Messine. Pour ce faire, nous créons une variante du code MATLAB vu précédemment.

Ce code MATLAB découpe donc, de la même manière, le rectangle en sous-éléments de surface $A = dr^2\ [m^2]$. Ensuite, pour chaque élément, les coordonnées de son centre sont déterminées et le paramètre de pression est calculé, en fonction de la masse de TNT, de la distance entre le centre de la maille et le centre de l'explosion et en fonction de l'instant t

choisi après le début de l'explosion. Pour rappel, cette situation correspond à effectuer, pour chaque élément de surface A, la même démarche qu'à l'exemple E vu à la section 3.2.5.

Grâce au code MATLAB, il est donc possible d'obtenir des graphiques 2D pour des instants t, dont l'abscisse et l'ordonnée donnent les dimensions du rectangle représentant une surface. Les couleurs sur ce rectangle indiquent les intensités des pressions exercées.

Dans les Tableaux 3.12, 3.13 et 3.14 sont repris les résultats de pression pour différents exemples de chargement de surface.

Interprétations des résultats

Avant d'observer les résultats présentés dans les tableaux ci-dessus, il est important de noter que, pour une bonne visibilité du phénomène explosif à des instants différents, les échelles doivent varier d'un instant à l'autre. En effet, les ordres de grandeurs varient énormément.

Au début de l'explosion, des pressions de l'ordre de plusieurs centaines de [MPa] s'appliquent au centre de la surface sur des zones d'environ 1 $[m^2]$. Vers la fin du phénomène, les pressions ne sont plus que de l'ordre de quelques [MPa] et la zone couverte par l'onde de pression est d'environ $20 - 30$ $[m^2]$. C'est pourquoi sur les images (lues de gauche à droite) représentées dans les Tableaux 3.12, 3.13 et 3.14, les échelles de distances et de pressions varient.

Les interprétations possibles sont les suivantes:

1. Lorsque la masse de TNT augmente, pour un même instant après le début de l'explosion, les pressions maximales sont fortes et s'appliquent sur une surface plus importante.

2. Lorsque la masse de TNT augmente, la largeur du front de fortes pressions est plus importante également.

3. Lorsque la masse de TNT augmente, l'explosion maintient une pression maximale supérieure à un certain minimum sur un temps plus long.

4. Une même vitesse de front de pression et une même intensité de pression sont atteintes à une distance plus éloignée du centre de l'explosion dans le cas d'une plus grande masse de TNT.

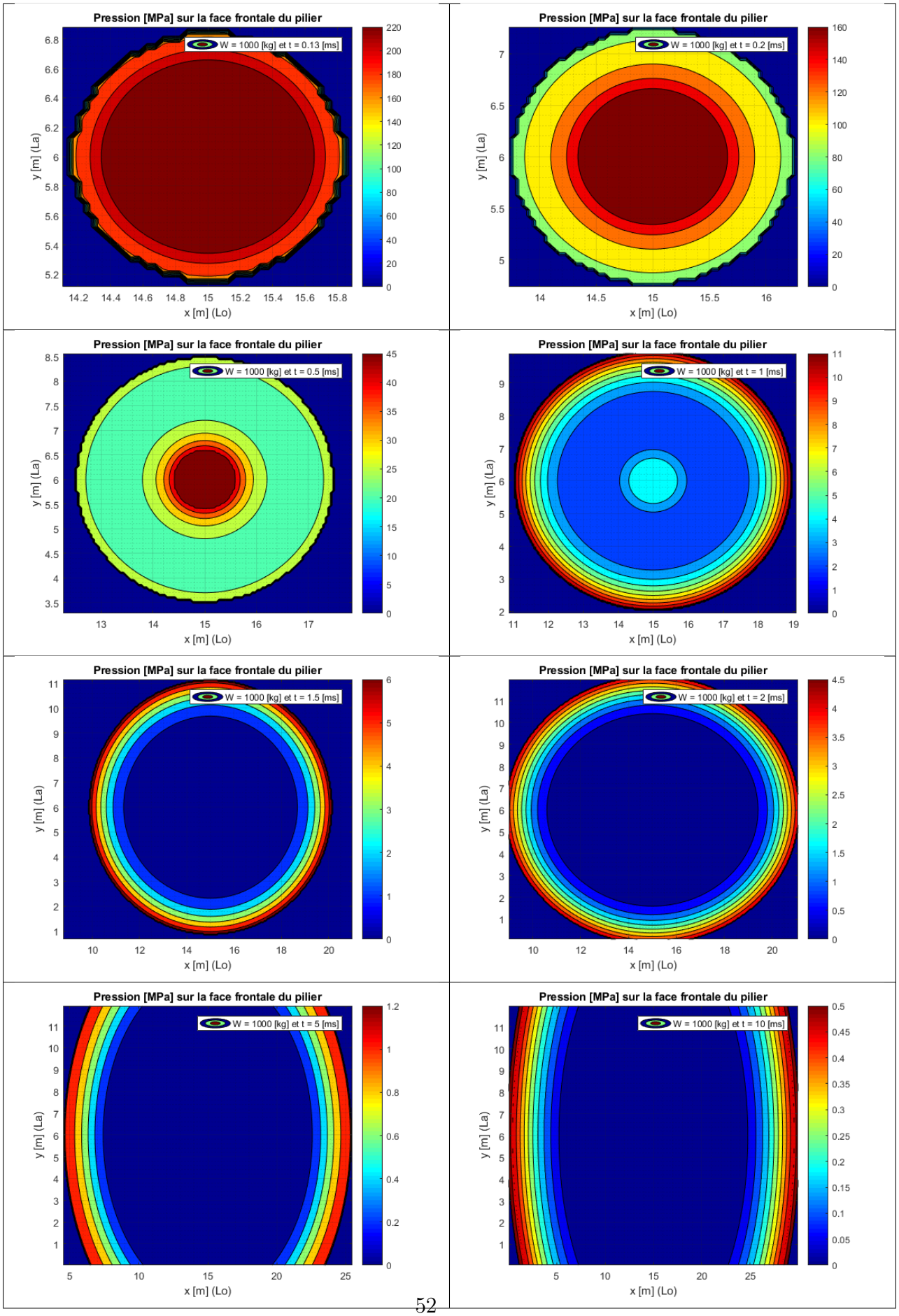


Tableau 3.12: Évolution dans le temps de la pression sur une surface rectangulaire $12 \times 30\ [m^2]$ pour une charge $W = 1000\ [kg]$ placée au centre.

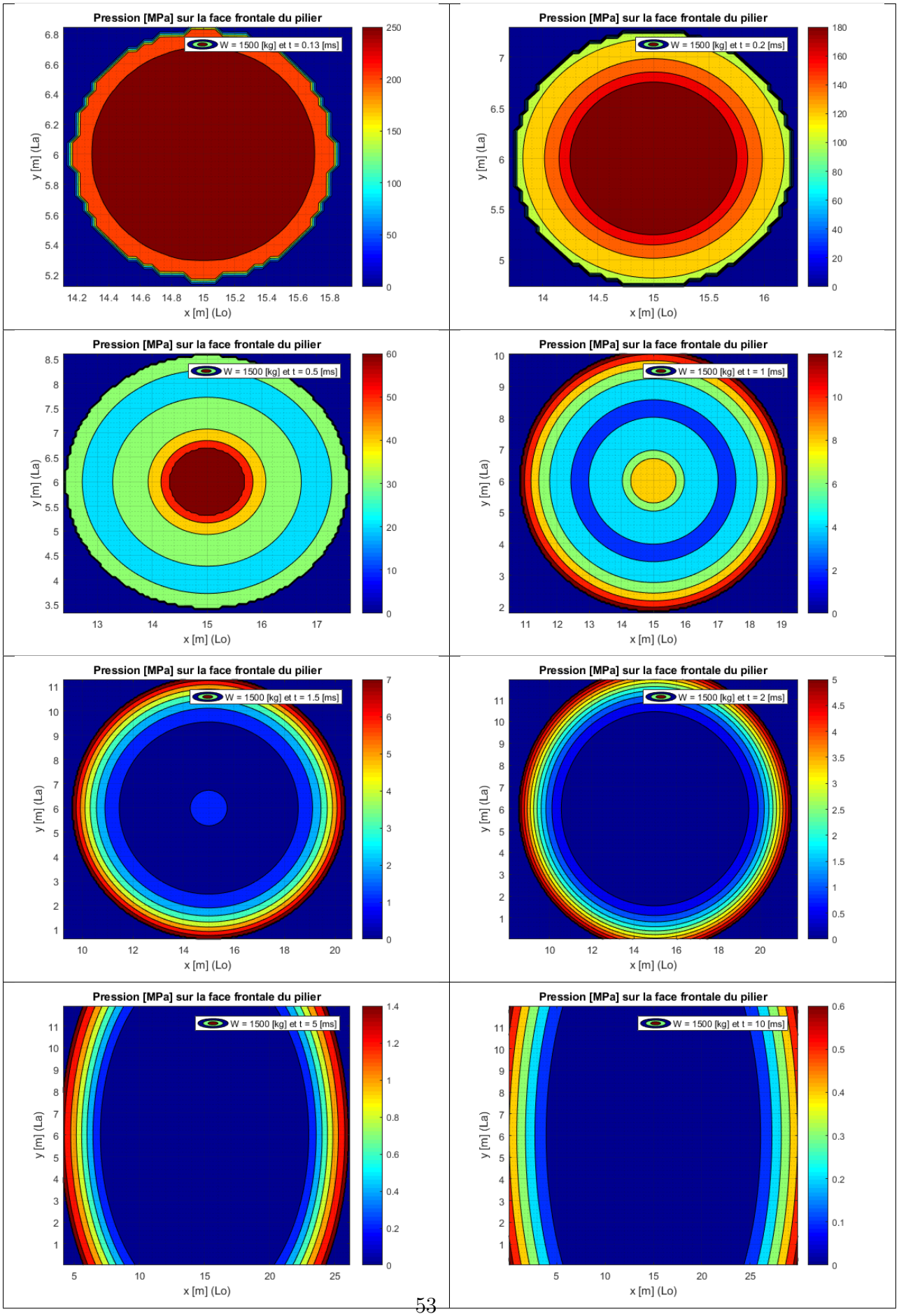


Tableau 3.13: Évolution de la pression sur une surface rectangulaire 12×30 $[m^2]$ pour une charge $W = 1500$ $[kg]$ placée au centre.

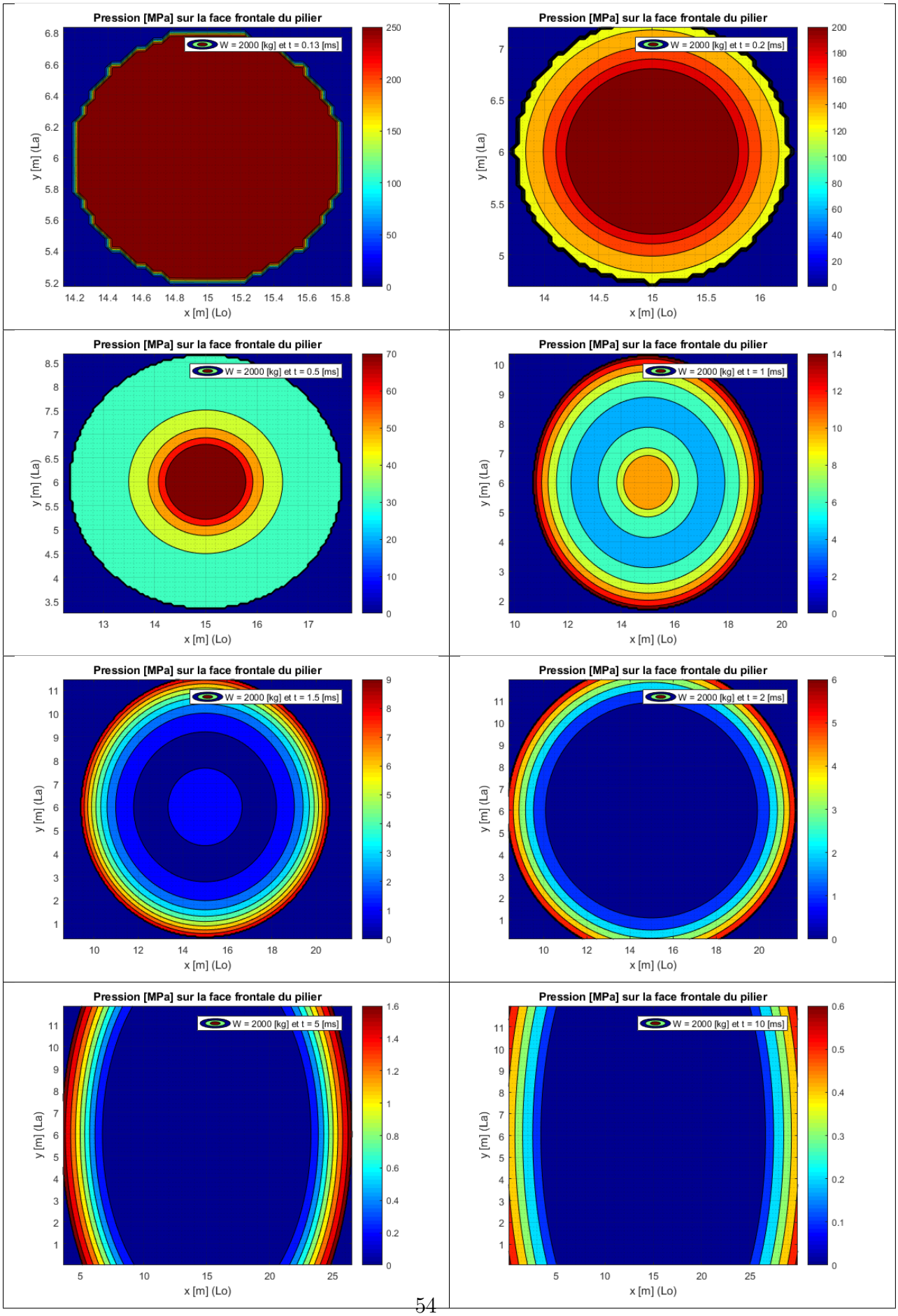


Tableau 3.14: Évolution dans le temps de la pression sur une surface rectangulaire $12 \times 30\ [m^2]$ pour une charge $W = 2000\ [kg]$ placée au centre.

3.3.3 Pressions agissant sur un pilier du pont

Dans cette partie, nous nous intéressons aux piliers du pont. Toujours au moyen de MATLAB, nous allons générer des résultats de pressions sur le pilier lorsque des explosifs sont placés à la surface du tablier sur la voie routière proche du pilier (Fig.3.22).

Plus précisément, nous générons, pour différentes masses de TNT et différents instants après l'initiation de l'explosion, les pressions agissant sur la surface interne du pilier. Pour rappel, il s'agit toujours d'une explosion de surface mais, dans ce cas-ci, dues aux charges importantes que nous choisissons, il est sécuritaire de considérer un angle d'incidence $\alpha = 0°$ en tout point de la surface du pilier. C'est-à-dire que nous calculons, pour chaque élément de surface, la pression P_{r0} fournie pas le modèle de Kingery-Bulmash. La démarche utilisée en chaque point de la surface est donc la même que celle vue à l'exemple D de la section 3.2.5 .

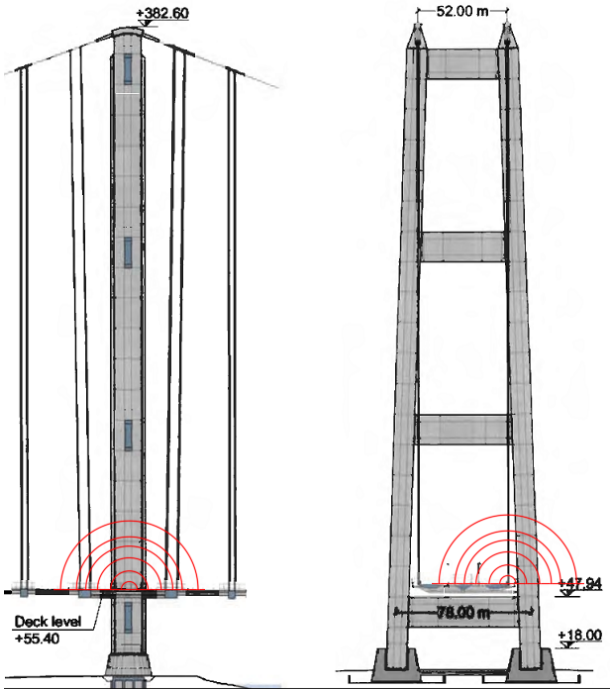


Figure 3.22: Visualisation de la position de la charge de surface sur le tablier du pont suspendu de Messine

Surface interne du pilier

Pour étudier le cas de la surface interne du pilier, nous formulons les considérations de modélisation du problème suivantes:

- La surface interne du pilier est considérée comme plane dans un plan vertical $(x, y, z = 0)$. Cette surface est rectangulaire, avec une largeur de 16 $[m]$ et une hauteur pouvant aller jusque 105 $[m]$ correspondant à la hauteur de la face inférieure de la première traverse reliant les deux colonnes du pilier du pont.

- La masse de TNT est placée sur le bord du tablier routier de façon à être le plus proche possible du pilier soit à environ 5 $[m]$. Cela correspond, dans la modélisation du problème, aux coordonnées $(E_x = 16/2, E_y = 0, E_z = 5)$

En modifiant le code utilisé dans la section précédente, pour introduire une troisième dimension au problème 2D, les résultats recherchés sont ainsi obtenus (Tableaux 3.15,3.16,3.17).

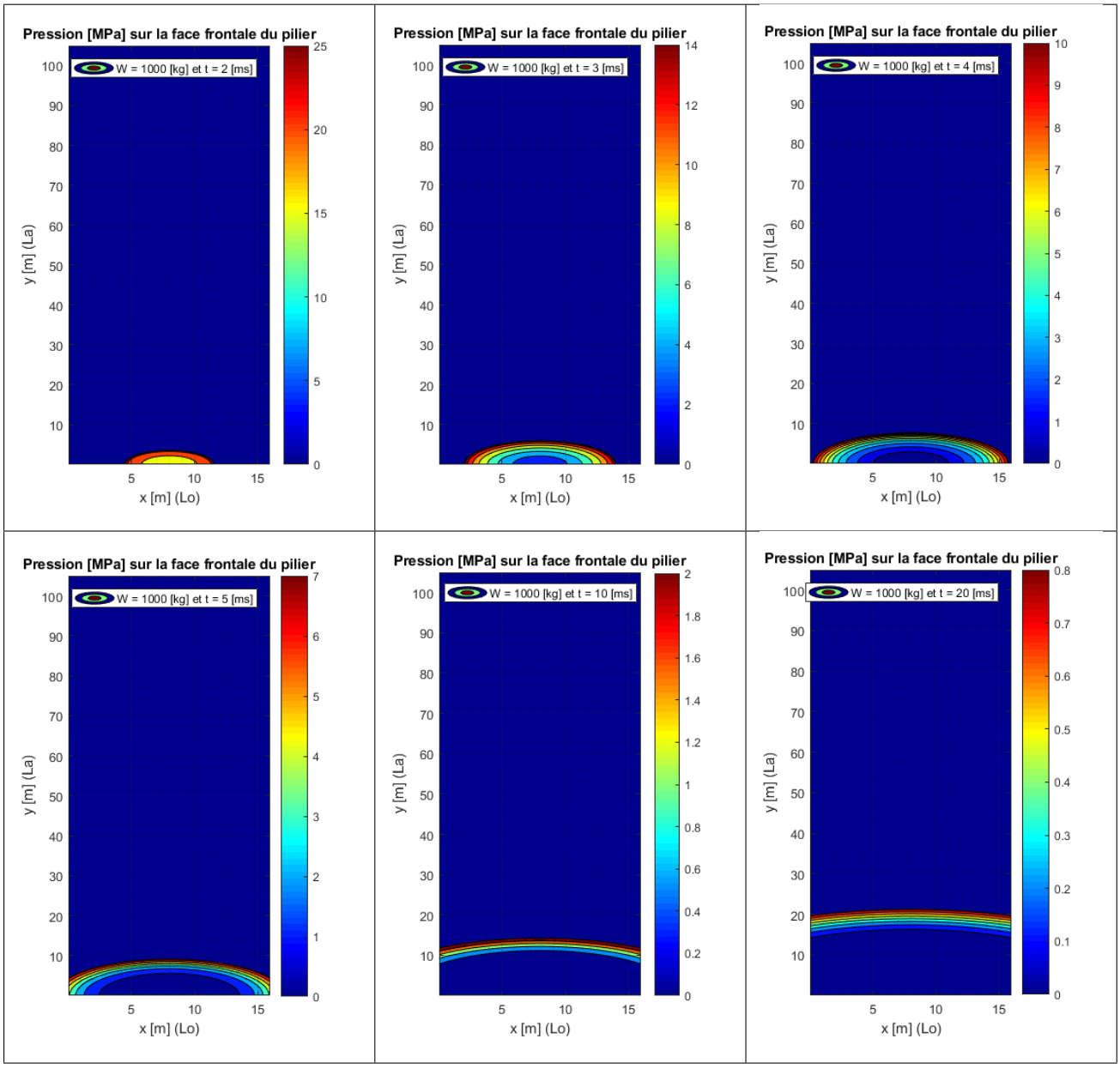


Tableau 3.15: Évolution dans le temps de la pression sur la surface interne du pilier 16×105 $[m^2]$ pour une charge $W = 1000$ $[kg]$

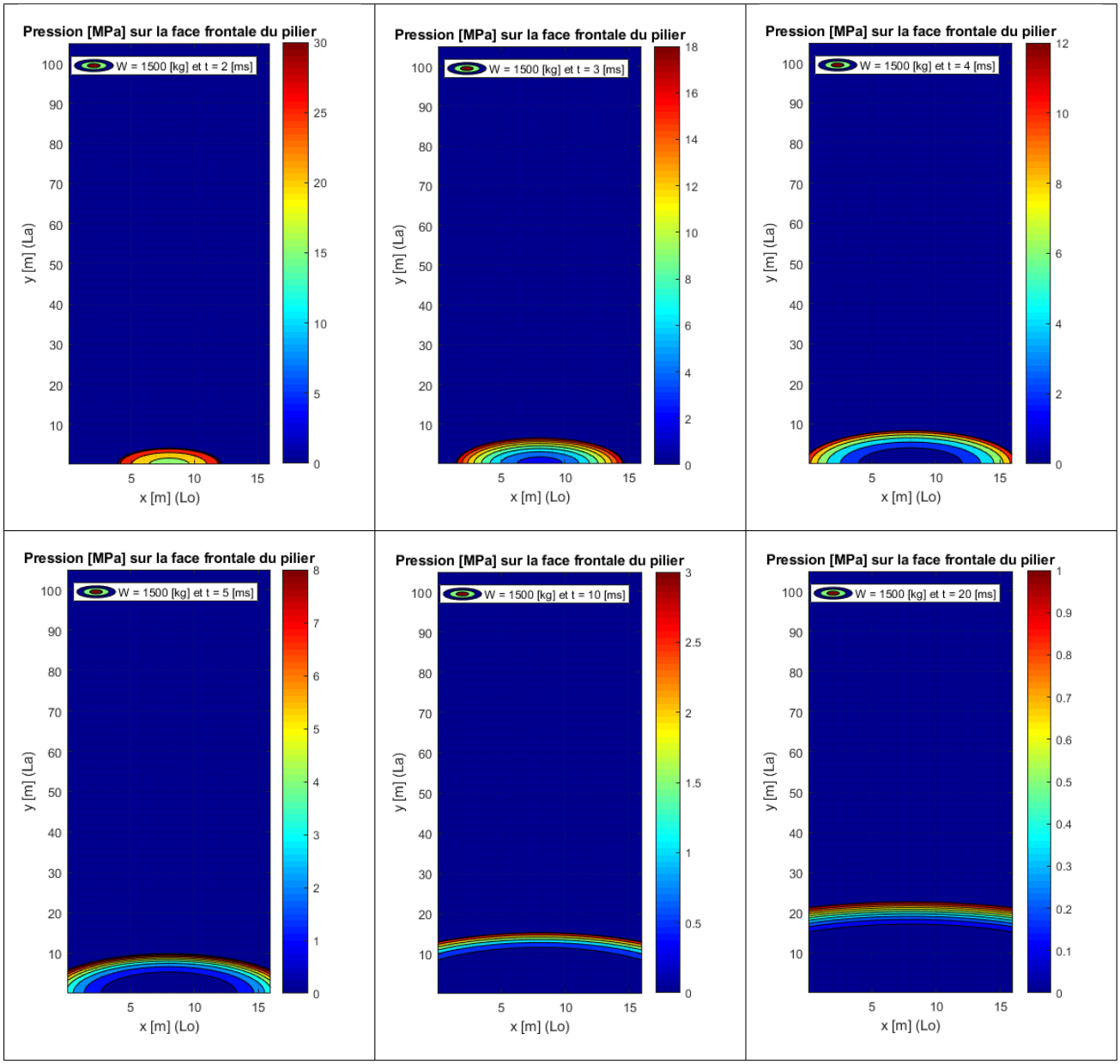


Tableau 3.16: Évolution dans le temps de la pression sur la surface interne du pilier $16 \times 105\ [m^2]$ pour une charge $W = 1500\ [kg]$

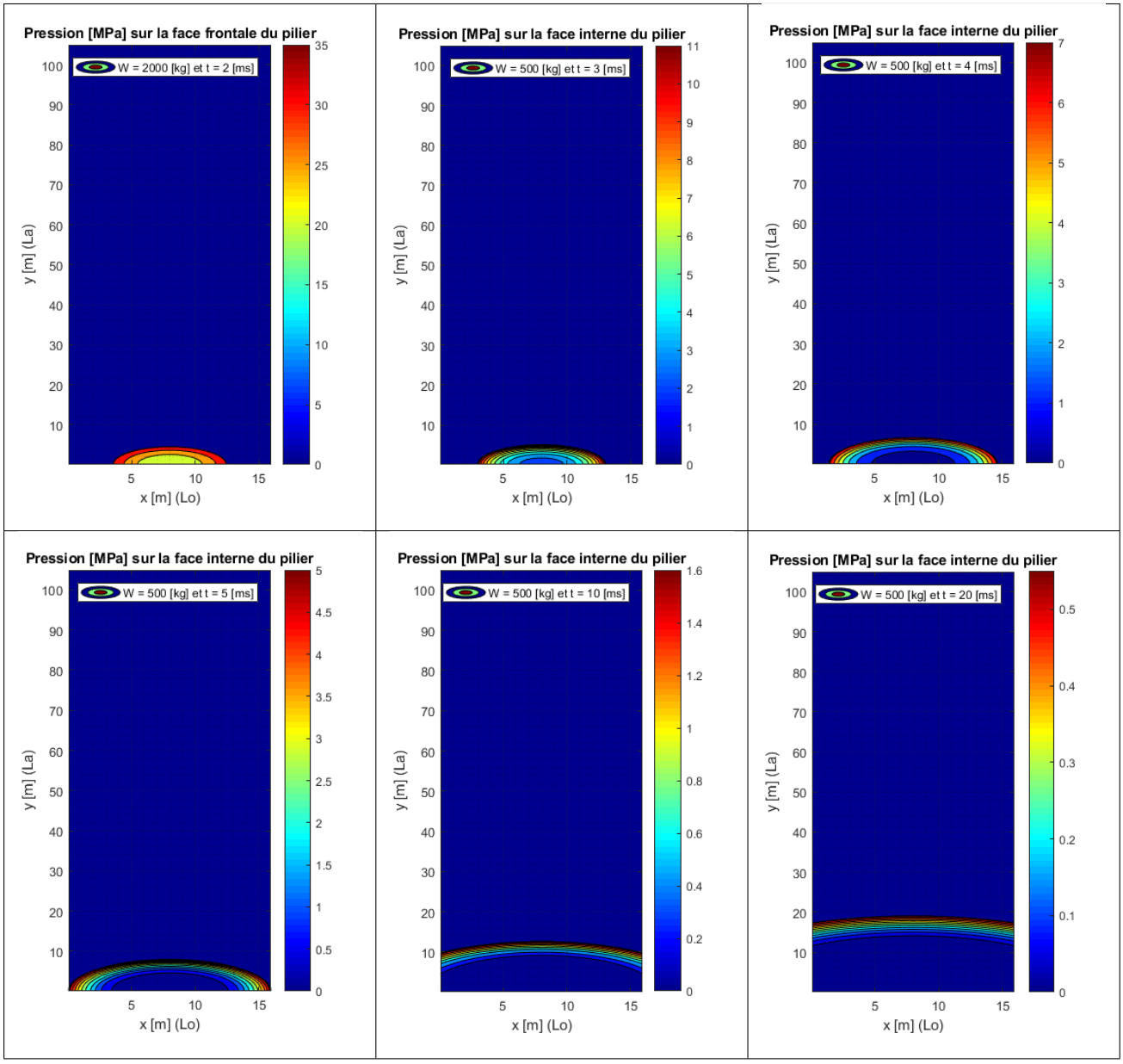


Tableau 3.17: Évolution dans le temps de la pression sur la surface interne du pilier $16 \times 105\ [m^2]$ pour une charge $W = 2000\ [kg]$

Interprétations des résultats

Comme lors des analyses des pressions sur le tablier, nous notons que, pour une bonne visibilité du phénomène explosif à des instants différents, l'échelle de pression varie d'un instant à l'autre sur les images des Tableaux (3.15,3.16,3.17).

Voici les interprétations que nous pouvons formuler, sur base des nouveaux résultats:

- De manière générale, lorsque le centre de détonation est placé au bord du tablier, les pressions agissant sur le pilier sont beaucoup plus faibles en termes d'ordre de grandeurs. Nous pouvons donc nous attendre à des dommages minimes sur le pilier par rapport aux dommages sur le tablier.
- Naturellement, le front de pression évolue verticalement sur la surface interne du pilier.
- Comme lors de l'analyse des pressions sur une surface du tablier, nous notons que plus la masse de TNT augmente, plus la vitesse du front de pression et les intensités des pressions sont importantes.

3.4 Conclusion

Ce chapitre permet d'obtenir une meilleure compréhension du phénomène engendré par une charge explosive en termes de pressions. Nous avons appris à distinguer les différentes catégories d'ondes de pressions possibles. Nous nous sommes familiarisés avec les paramètres caractérisant une explosion ainsi que les ordres de grandeur d'un tel évènement. Nous avons également vu comment appliquer en pratique, au moyen de MATLAB, la théorie relative aux explosions et nous avons donné certaines interprétations à propos du phénomène.

Nous retenons en outre que, dans le cas du pont suspendu du détroit de Messine, les dimensions des sections du tablier étant bien inférieures à celles des sections des piliers, si une explosion survient sur ce dernier et à proximité d'un pilier, les dommages résultants seront bien supérieurs sur le tablier que sur le pilier.

Chapitre 4

Le logiciel ABAQUS

4.1 Introduction

ABAQUS est un logiciel de calculs aux éléments finis édité par 'Dassault Systèmes', éditeur français de logiciels, spécialisé notamment dans la conception 3D. ABAQUS se compose de trois modules:

- ABAQUS/Standard, un solveur généraliste de base utilisant l'intégration implicite.
- ABAQUS/Explicit, un solveur comprenant un schéma d'intégration explicite, utilisé surtout dans le cas de problèmes dynamiques non-linéaires
- ABAQUS/CAE, une interface permettant la visualisation et la modélisation ainsi que l'utilisation des solveurs.

Dans ce chapitre, nous allons expliciter le choix du module préféré pour l'étude numérique d'un pont suspendu de grande portée soumis à des charges très rapides et intenses. Nous allons également effectuer toute une série de tests visant à valider l'utilisation du logiciel ABAQUS comme outil d'analyse pour ce TFE.

4.1.1 Comparaison entre l'intégration implicite et explicite

Pour résoudre les équations de la dynamique, il existe plusieurs schémas d'intégrations. Tous ces schémas présentent des différences en termes de complexité, de précision, de capacité de convergence, de stabilité ou encore de coût de calcul.

Par ailleurs, il existe deux grandes familles dans lesquelles sont classés ces schémas de calculs. Nous y retrouvons d'une part, les schémas "explicites", et d'autre part, les schémas "implicites".

La principale différence entre les deux familles réside dans l'équation permettant d'estimer la valeur d'une variable à l'incrément de temps suivant. Dans le cas d'un schéma explicite, l'inconnue au pas de temps suivant se détermine sur base de valeurs de paramètres connus au temps présent. Le calcul au cours du temps est donc uniquement incrémental et direct. Dans le cas d'un schéma implicite, l'équation permettant d'estimer la valeur de

la variable inconnue à l'incrément de temps suivant dépend également des variables de l'instant suivant. Dès lors pour chaque incrément de temps, une itération est nécessaire jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. Le calcul au cours du temps est donc ici incrémental et itératif.

Cette différence majeure entre les deux familles de méthodes engendre des avantages et des inconvénients dans les deux méthodes:

1. La méthode explicite est conditionnellement stable contrairement à la méthode implicite qui peut ne pas l'être. En effet, la méthode explicite nécessite un incrément de temps plus petit, de manière générale, que la méthode implicite qui, quant à elle, peut itérer sur l'erreur et beaucoup moins l'accumuler.

2. La méthode explicite, plus directe, est moins coûteuse en termes de calcul que la méthode implicite. Surtout pour des modèles contenant beaucoup de degrés de liberté (Fig.4.1).

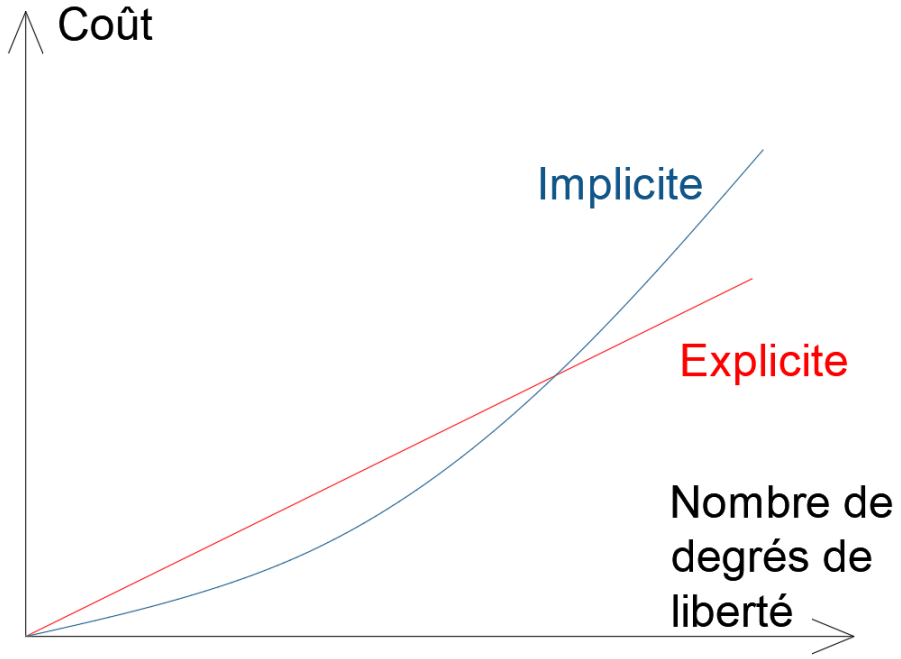


Figure 4.1: Comparaison du coût de calcul en fonction du nombre de degrés de liberté

Dans le cadre de ce travail de fin d'études, étant donné que la modélisation d'une explosion nécessite des pas de temps extrêmement courts dus à la brièveté du phénomène et étant donné la taille importante du modèle, nous opterons pour une méthode de résolution explicite.

4.1.2 Unités

Une grande particularité d'ABAQUS est de ne pas disposer d'un système d'unités défini. C'est à l'utilisateur de choisir un système d'unités cohérent et de s'y tenir au cours de sa modélisation (Tab 4.1). Dans ce travail de fin d'études, nous utiliserons le système d'unités international SI.

Quantity	SI	SI [mm]	US Unit [ft]	US Unit [inch]
Length	m	mm	ft	in
Force	N	N	lbf	lbf
Mass	kg	$tonne$ $[10^3\ kg]$	$slug$	$lbfs^2/in$
Time	s	s	s	s
Stress	Pa $[N/m^2]$	MPa $[N/mm^2]$	lbf/ft^2	psi $[lbf/in^2]$
Energy	J	mJ $[10^{-3}J]$	$ftlbf$	$inlbf$
Density	kg/m^3	$tonne/mm^3$	$slug/ft^3$	$lbfs^2/in^4$

Tableau 4.1: Systèmes d'unités cohérents d'ABAQUS

4.2 Validation du logiciel ABAQUS

Dans cette partie, divers exemples de modélisations sont réalisés dans le but de comprendre le logiciel et de le confronter à des résultats de calculs manuels pour en valider son utilisation.

Tout d'abord, nous allons modéliser, d'une part, une poutre isosatique chargée uniformément de manière statique, et d'autre part, une simple poutre treillis rotulée soumise à une charge statique. Ces deux modèles suivront les lois de comportements élastiques linéaires.

Ensuite, nous allons tester l'application d'une variation de température uniforme car cela nous sera utile lors de la réalisation du modèle du pont suspendu étudié dans le cadre de ce travail.

Nous testerons également la non-linéarité matérielle en modélisant un tirant soumis à un effort axial et encastré à une extrémité. Le chargement est toujours considéré comme statique.

Finalement, nous testerons l'analyse dynamique de structures élastiques linéaires soumises à des impulsions. De cette manière, nous aurons testé l'ensemble des outils d'Abaqus qui seront utilisés lors de la modélisation du pont suspendu.

4.2.1 Modèles élastiques linéaires statiques

Poutre isostatique

La poutre isostatique et ses caractéristiques sont représentées à la Figure 4.2.

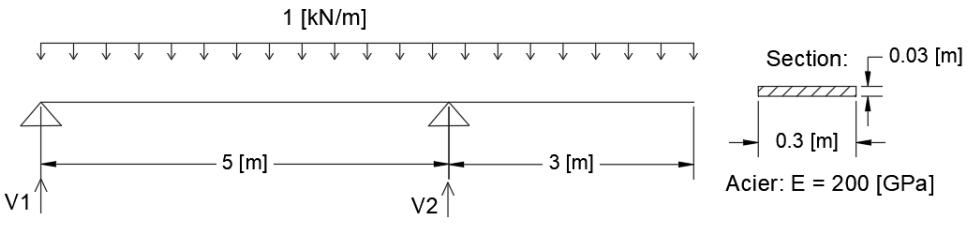


Figure 4.2: Schéma statique d'une poutre isostatique

- Réactions d'appuis:

  Par les équations d'équilibres, nous pouvons déterminer rapidement les réactions d'appuis de la poutre.

$$V1 = 1.6\,[kN] \tag{4.1}$$
$$V2 = 6.4\,[kN] \tag{4.2}$$

- Moments et déformées:

  Les réactions d'appuis une fois calculées, nous pouvons déterminer le diagramme des moments (Fig. 4.3) et en déduire une bonne approximation de la déformée étant donné que les déformations dues à l'effort tranchant sont faibles dans ce cas-ci.

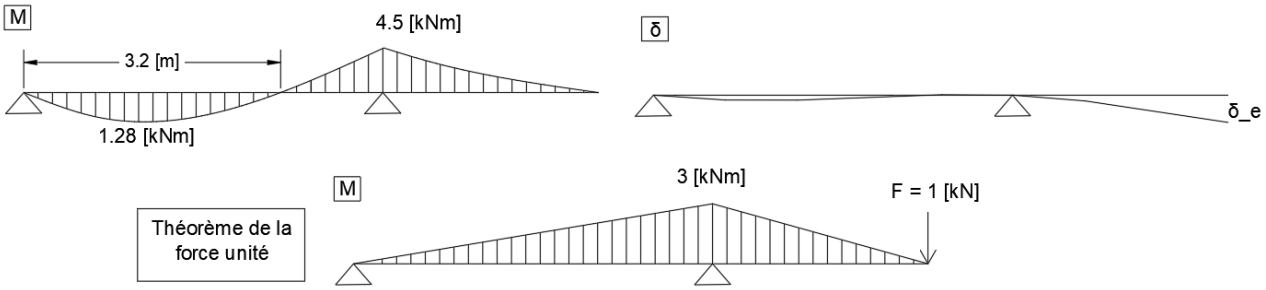


Figure 4.3: Diagramme des moments et déformées de la poutre isostatique

Par le théorème de la force unité, nous trouvons:

$$\delta_e = \int_0^l \frac{m(x)M(x)}{EI}dx \tag{4.3}$$
$$= -\frac{3.2}{EI}\frac{1}{3}(1.92 \cdot 1.28) + \frac{5-3.2}{EI}\frac{1}{12}4.5(3 \cdot 3 + 1.92) + \frac{3}{EI}\frac{1}{4}(3 \cdot 4.5) \tag{4.4}$$
$$= 0.1102\,[m] \tag{4.5}$$

- Résultats ABAQUS:

  Les résultats obtenus (Fig.4.4) sont similaires à ceux calculés à la main sachant que les déformations dues à l'effort tranchant ont été négligées dans ce dernier.

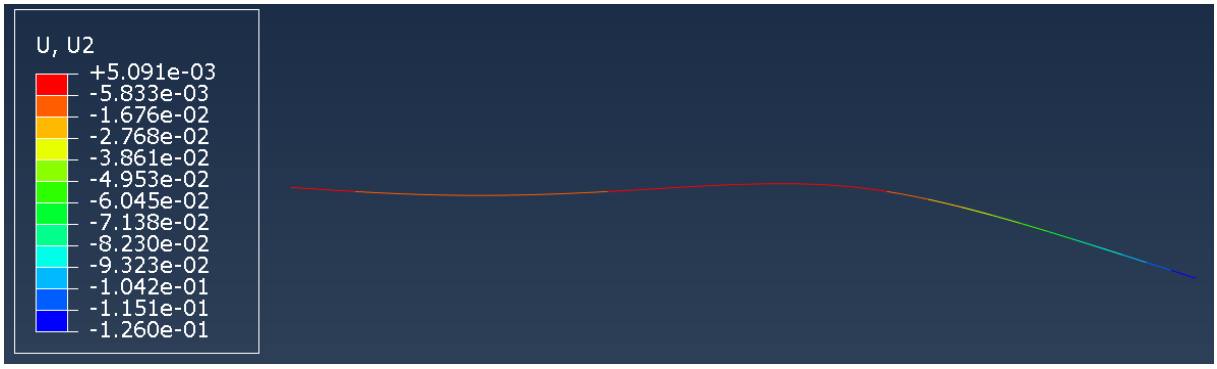


Figure 4.4: Résultats Abaqus des déplacements verticaux de la poutre isostatique

Poutre treillis rotulée

Le schéma statique du treillis rotulé choisi comme exemple est représenté ci-dessous à la Figure 4.5. Tous les éléments possèdent une section constante circulaire pleine identique et sont composés du même matériau. Une charge nodale F est appliquée à l'extrémité du treillis. Par ailleurs, le treillis tient son équilibre de deux appuis : un appui rouleau et un appui rotule à son extrémité gauche.

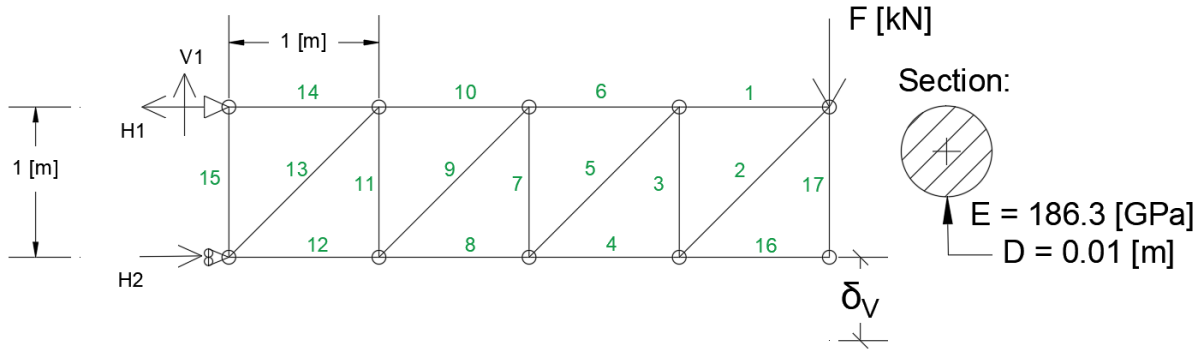


Figure 4.5: Schéma statique du treillis rotulé

Pour des valeurs de 1000 $[N]$ et 0.01 $[m]$ respectivement pour la charge F et le diamètre D des sections, nous calculons par un jeu d'équilibres nodaux tous les efforts normaux N_i de chaque élément. Ces données sont reprises dans le tableau 4.2. Dans ce tableau sont également reprises les valeurs d'efforts normaux calculés de la même manière mais pour une charge $F = 1$ $[N]$. De cette manière en utilisant le théorème de la force unité, nous pouvons calculer la flèche verticale à l'extrémité du porte-à-faux.

$$\delta_v = \int_0^{L_{tot}} \frac{n \cdot N}{EA} dl = \frac{1}{EA} \sum_{i=0}^{17} n_i N_i L_i = 0.00405 \ [m] \tag{4.6}$$

Les Figures 4.6 et 4.7 présentent les résultats obtenus au moyen du logiciel Abaqus. Ces résultats sont identiques à ceux calculés manuellement et valident l'utilisation du logiciel pour les modèles de structures statiques, élastiques et linéaires.

Éléments	N_i $[N]$	σ_i $[Pa]$	$L_i[m]$	n_i $[N]$
1	1000	1.3E+07	1	1
2	-1414.21	-1.8E+07	1.414214	-141421
3	1000	1.3E+07	1	1
4	-1000	-1.3E+07	1	-1
5	-1414.21	-1.8E+07	1.414214	-141421
6	2000	2.5E+07	1	2
7	1000	1.3E+07	1	1
8	-2000	-2.5E+07	1	-2
9	-1414.21	-1.8E+07	1.414214	-141421
10	3000	3.8E+07	1	3
11	1000	1.3E+07	1	1
12	-3000	-E+07	1	2
13	-1414.21	-1.8E+07	1.414214	-141421
14	4000	5.1E+07	1	4
15	1000	1.3E+07	1	1
16	0	0	1	0
17	0	0	1	0

Tableau 4.2: Efforts normaux, contraintes et longueurs des éléments du treillis

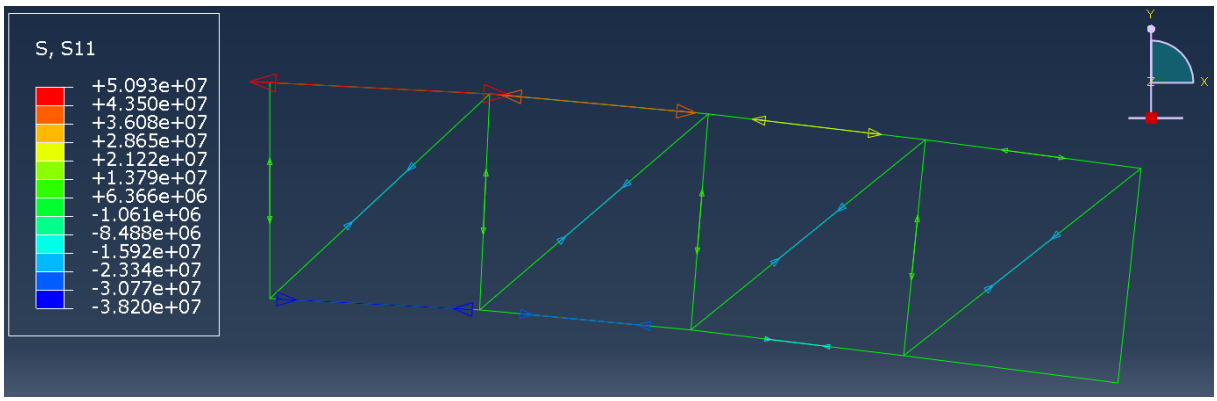


Figure 4.6: Résultats ABAQUS des contraintes au sein du treillis rotulé

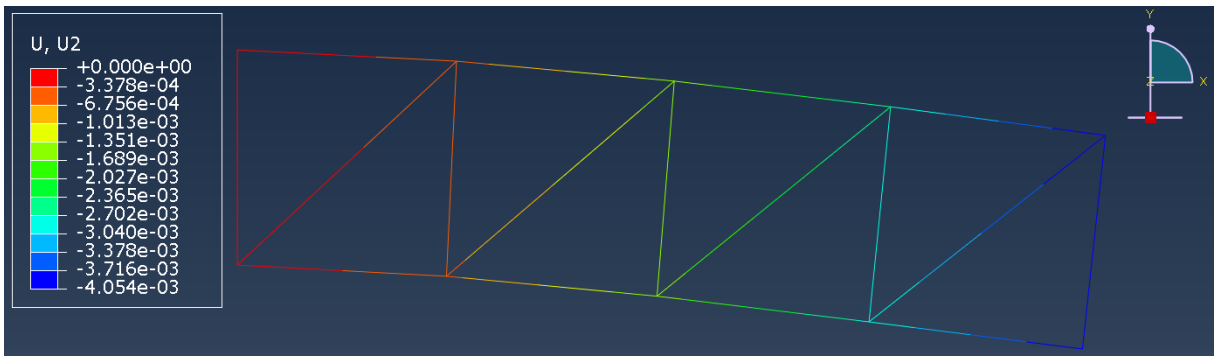


Figure 4.7: Résultats ABAQUS des déplacements au sein du treillis rotulé

4.2.2 Modèle élastique linéaire soumis à une variation de température statique

Dans cette section, nous vérifions les résultats issus de l'application d'une variation de température uniforme dans un élément de section quelconque. Le schéma statique de la modélisation-test est représenté à la Figure 4.8.

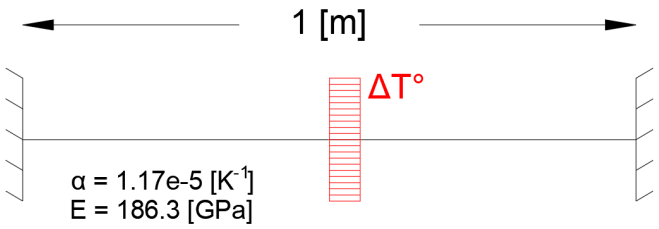


Figure 4.8: Schéma statique d'une poutre bi-encastrée

Pour une variation de température $\Delta T = -241.5[K]$, nous pouvons facilement calculer les contraintes engendrées en connaissant le coefficient de dilatation thermique α de l'élément.

$$\epsilon = \Delta T \alpha \, [-] \tag{4.7}$$

$$\sigma = \epsilon E = E \Delta T \alpha = 186.3 \times 10^9 \cdot (-241.5) \cdot 1.17 \times 10^{-5} = -5.2639 \times 10^8 \, [Pa] \tag{4.8}$$

Les résultats obtenus pour les contraintes au moyen de ABAQUS sont repris ci-dessous à la Figure 4.9 et sont identiques au calcul manuel. Nous avons ainsi également validé l'utilisation de champs de températures.



Figure 4.9: Résultats ABAQUS des contraintes axiales au sein dans la poutre bi-encastrée

4.2.3 Modèle non-linéaire statique

Dans cette partie, nous validerons l'utilisation d'un comportement matériel non-linéaire. Pour y parvenir, nous modélisons un tirant vertical encastré à son extrémité supérieure

(Fig.4.10) et lui assignons un matériau avec un comportement trilinéaire en termes de contraintes et de déformations (Fig. 4.11).

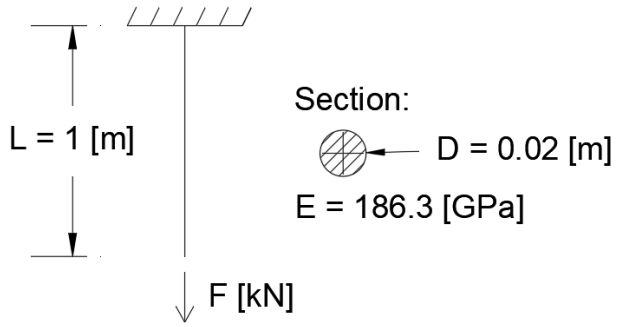


Figure 4.10: Schéma statique d'un tirant vertical

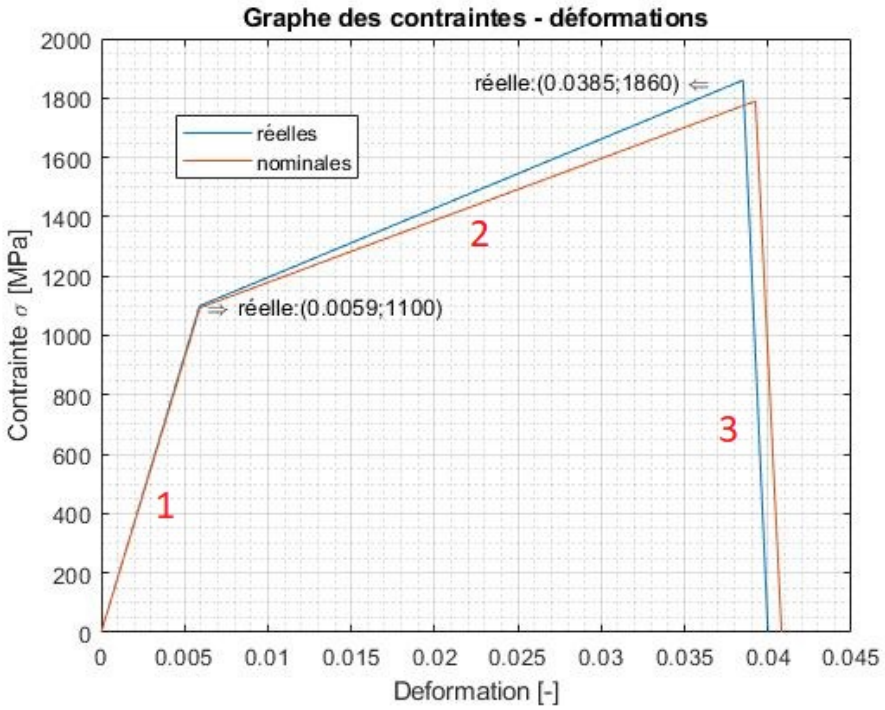


Figure 4.11: Graphe trilinéaire des "contraintes - déformations"

Dans le logiciel ABAQUS, pour implémenter un comportement non-linéaire matériel, il est possible d'introduire, dans un tableau, les points d'un graphe des contraintes réelles, $\sigma_{réelle}$, dans le matériau, en fonction de la déformation plastique réelle, $\epsilon_{réelle}$. Pour rappel, dans le domaine de l'ingénierie, les courbes contraintes-déformations habituelles sont les contraintes et déformations nominales, respectivement, σ_{nom} et ϵ_{nom}. Leurs définitions mathématiques sont reprises ci-dessous (4.9) et (4.10):

$$\sigma_{nom} = \frac{F}{A_0}\,[Pa] \qquad \sigma_{réelle} = \frac{F}{A}\,[Pa] \tag{4.9}$$

$$\epsilon_{nom} = \frac{l - l_0}{l_0}\,[-] \qquad \epsilon_{réelle} = \frac{l}{l_0}\,[-] \tag{4.10}$$

Où F est la force axiale, A_0 et A sont les aires, respectivement, initiale et déformée et l_0 et l sont les longueurs, respectivement, de l'élément initial et de la déformée.

De ces définitions, nous trouvons la relation entre le graphe des contraintes nominales et celui des contraintes réelles nécessaires pour l'utilisation d'ABAQUS.

$$\sigma_{nom} = \frac{\sigma_{réelle}}{1 + \epsilon_{nom}}\,[Pa] \tag{4.11}$$

$$\epsilon_{nom} = \exp(\epsilon_{réelle}) + 1\,[-] \tag{4.12}$$

Finalement, le graphe (Fig. 4.12) à introduire dans ABAQUS, liant les contraintes aux déformations plastiques dans le cas d'une relation trilinéaire, s'obtient en remplaçant les valeurs de $\epsilon_{réelle}$ par celles de $\epsilon_{réelle,pl}$ telles que (4.13) :

$$\epsilon_{réelle,pl} = \begin{cases} = 0 & \text{si } \epsilon_{réelle} \leqslant f_y = 1100\,[MPa] \text{ (lim. él.)} \\ \epsilon_{réelle} - \epsilon_{réelle,y} & \text{si } \epsilon_{réelle} > f_y = 1100\,[MPa] \text{ (lim. él.)} \end{cases} \tag{4.13}$$

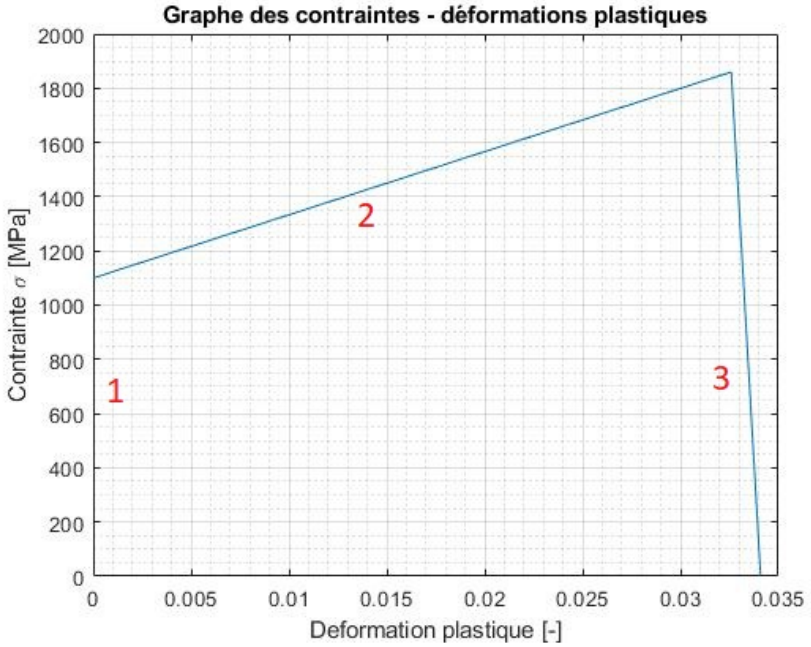


Figure 4.12: Graphe trilinéaire des "contraintes - déformations plastiques"

Désormais, nous allons pouvoir vérifier si les résultats, obtenus via ABAQUS en introduisant le graphe des contraintes réelles en fonctions des déformations plastiques, sont identiques à ceux calculés à la main sur base du graphe des contraintes nominales en fonction des déformations nominales. Pour ce faire, nous effectuons deux calculs, validant les deux premières pentes du graphe trilinéaire et nous vérifions qu'une fois le pallier plastique dépassé des déformations permanentes persistent dans l'élément lorsque les contraintes diminuent.

1. En premier lieu, nous cherchons la valeur de F telle que les contraintes réelles atteignent $f_y = 1100\ [MPa]$.

$$F = \sigma_{nom} A_0 = \frac{f_y}{1 + \epsilon_{nom}} \cdot \frac{\pi D^2}{4} = \frac{1100 \times 10^3}{1 + 0.0059} \cdot 3.142 \times 10^{-4} = 343.55\ [kN] \tag{4.14}$$

   Pour une telle force appliquée sur le modèle ABAQUS, nous devrions atteindre la déformation nominale $\epsilon_{nom} = 0.0059\ [-]$ et donc un déplacement à l'extrémité du tirant de $U = \epsilon_{nom} \times L = 0.0059\ [m]$. A la figure 4.13 a), nous constatons que les résultats issus d'ABAQUS sont identiques.

2. En deuxième lieu, nous cherchons la valeur de F telle que les contraintes réelles atteignent $f_u = 1860\ [MPa]$.

$$F = \sigma_{nom} A_0 = \frac{f_u}{1 + \epsilon_{nom}} \cdot \frac{\pi D^2}{4} = \frac{1860 \times 10^3}{1 + 0.0385} \cdot 3.142 \times 10^{-4} = 562.673\ [kN] \tag{4.15}$$

   Pour une telle force appliquée sur le modèle ABAQUS, nous devrions atteindre cette fois-ci la déformation nominale $\epsilon_{nom} = 0.0393\ [-]$ et donc un déplacement à l'extrémité du tirant de $U = \epsilon_{nom} \times L = 0.0393\ [m]$. A la figure 4.13 b), nous constatons que les résultats issus d'ABAQUS sont identiques.

3. Enfin, nous pouvons, d'une part, appliquer une force variable dans le temps tout en considérant que l'action est statique à chaque instant et, d'autre part, observer les déformations en fonction des contraintes. La force que nous allons appliquer croît linéairement de 0 $[N]$ à 562.673 $[N]$ pour ensuite décroître linéairement également jusque 0 $[N]$ à nouveau. Sur la Figure 4.14, en vert est représenté le déplacement de l'extrémité inférieure du tirant en fonction du temps et, en rouge, nous retrouvons l'évolution de la contrainte dans le temps.

   Nous constatons que lorsque les contraintes atteignent environ 1100 $[MPa]$, un changement de pente se produit dans l'évolution du déplacement. Ce dernier vaut alors environ 5 $[mm]$. Ensuite, les contraintes continuent d'augmenter jusqu'à plus de 1750 $[MPa]$, où le déplacement vaut alors environ 4 $[cm]$. Ces résultats correspondent bien aux valeurs obtenues précédemment représentées à la Figure 4.13.

Finalement, nous pouvons vérifier que la troisième partie du graphe du déplacement vertical en vert décroît avec la même pente que la première partie, et que lorsque les contraintes atteignent à nouveau une valeur nulle, un déplacement résiduel persiste dans l'élément.

Nous pouvons donc conclure que, par ces trois vérifications, nous venons de démontrer et valider la bonne utilisation et la compréhension correcte du logiciel ABAQUS dans le cas de la non-linéarité matérielle.

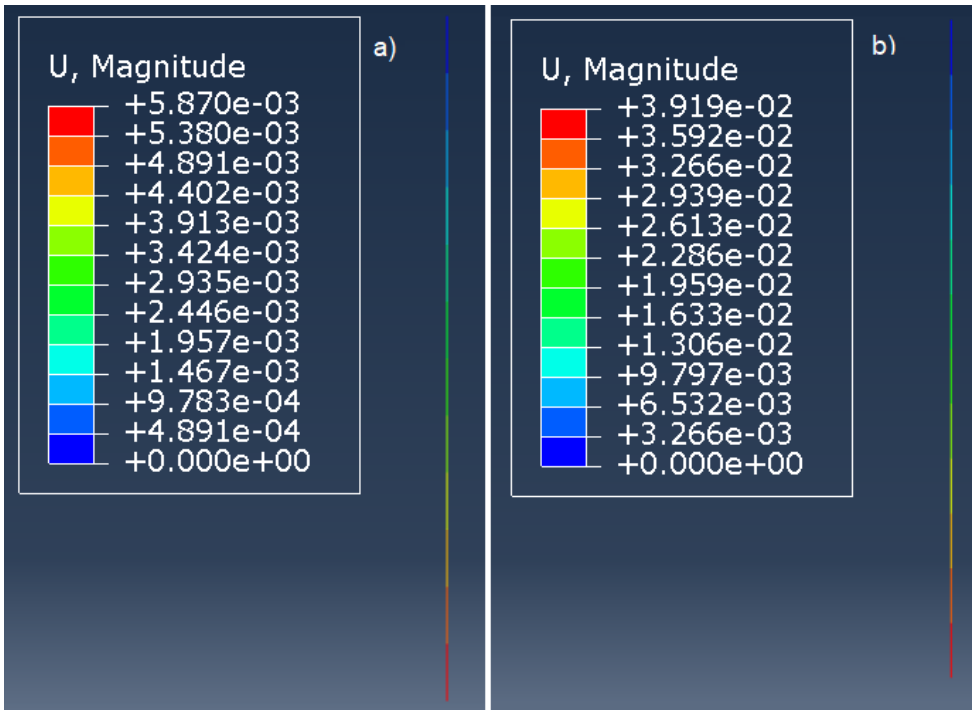


Figure 4.13: Résultats ABAQUS des déplacements verticaux au sein du tirant vertical: a) $F = 343.55\ [kN]$, b) $F = 562.67\ [kN]$

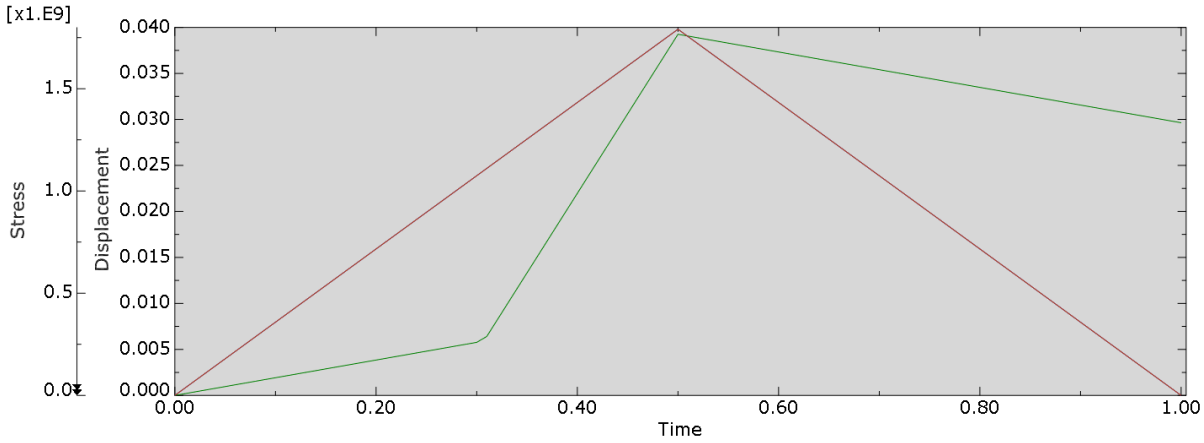


Figure 4.14: Graphe du déplacement vertical de l'extrémité du tirant en fonction d'une force statique variable et du temps

4.2.4 Modèles élastiques linéaires dynamiques (1 degré de liberté)

La méthode d'intégration utilisée par le "solver explicite" pour résoudre les équations de la dynamique est celle de la différence centrée. Cette dernière permet d'approximer les dérivées première et seconde, $\dot{u}_n$ et $\ddot{u}_n$, de la variable de déplacement u_n, présentes dans les équations de la dynamique en fonction des valeurs de déplacements au cours du temps. Mathématiquement, la méthode des différences finies centrées s'écrit:

$$\dot{u}_n = \frac{u_{n+1} - u_{n-1}}{2\Delta t} \tag{4.16}$$

$$\ddot{u}_n = \frac{u_{n+1} - 2u_n + u_{n-1}}{\Delta t^2} \tag{4.17}$$

En introduisant ces approximations dans les équations de la dynamique, il est possible d'exprimer le déplacement à l'instant de temps suivant en fonction des valeurs de déplacements aux temps présent et passé. De cette façon, le programme peut calculer, de manière incrémentale, les déplacements, vitesses, accélérations et bien d'autres variables encore, au cours d'une action ou d'un évènement d'une certaine durée.

Dans cette partie, nous vérifions l'utilisation du solver "Dynamic, Explicit" d'Abaqus pour la résolution de deux modèle-tests soumis à des chargements dynamiques: une pendule et un portique.

Pendule

Le premier modèle que nous allons comparer avec les résultats d'Abaqus est celui d'un simple pendule. Il s'agit, d'un élément encastré vertical de masse négligeable en comparaison à la masse placée à son extrémité supérieure (Fig.4.15). A cette masse est appliquée une impulsion horizontale $F(t)$. Sur base des dimensions du pendule, nous pouvons calculer sa raideur flexionnelle k $[N/m]$, la fréquence circulaire ω $[rad/s]$ ainsi que la période propre $T[s]$ de celui-ci.

$$k = \frac{3EI}{L^3} = 3 \cdot \frac{186.3 \times 10^9 \cdot 0.015^4/12}{2^3} = 294732.4 \ [N/m] \tag{4.18}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{294732.4}{25}} = 3.43 \ [rad/s] \tag{4.19}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 1.83 \ [s] \tag{4.20}$$

Ensuite, nous savons que, pour un système non-amorti linéaire élastique à 1 seul degré de liberté, le déplacement horizontal de la masse en fonction du temps s'écrit:

$$u(t) = u_0 \cos(\omega t) + \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin(\omega t) \tag{4.21}$$

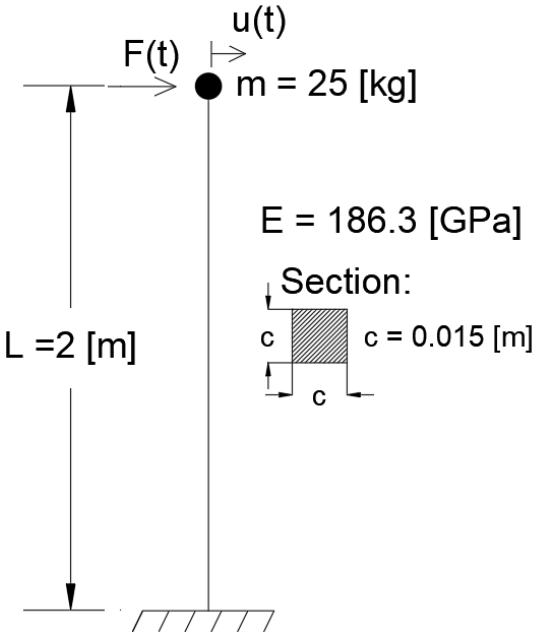


Figure 4.15: Schéma statique du pendule

Où u_0 et $\dot{u}_0$ sont respectivement le déplacement horizontal initial et la vitesse initiale horizontale de l'extrémité du pendule.

Dans le cas d'une impulsion d'amplitude constante, $u_0 = 0$ et $\dot{u}_0 = F\Delta t/m$ avec F, l'amplitude de l'impulsion et Δt, la durée de l'impulsion. Pour une valeur de $F = 5000\ [N]$ et de $\Delta t = 0.01\ [s]$, nous trouvons la valeur de $\dot{u}_0$ et nous déterminons aussi l'amplitude maximale du mouvement u_{max} (eq.(4.22) et eq.(4.23)).

$$\dot{u}_0 = \frac{5000 \cdot 0.01}{25} = 2\ [m/s] \tag{4.22}$$

$$u_{max} = \frac{\dot{u}_0}{\omega} = 0.5825\ [m] \tag{4.23}$$

Nous pouvons maintenant comparer ces résultats avec ceux issus de la modélisation Abaqus. Ces derniers sont illustrés à la Figure 4.16. Nous constatons que les résultats sont identiques.

Portique

Le deuxième modèle choisi pour la vérification d'une analyse dynamique explicite est celui d'un portique (Fig. 4.17) dont la transversale horizontale est beaucoup plus rigide que les deux éléments verticaux. Ce portique reçoit également une impulsion horizontale.

Pour un calcul manuel, ce portique peut se ramener à un simple système à 1 degré de liberté. En effet, la masse des deux montants du portique est faible à côté de celle de la transversale horizontale. Respectivement, $2 \cdot \rho_2 \cdot A_2 \cdot L = 7.2\ [kg]$ et $\rho_1 \cdot A_1 \cdot L = 160\ [kg]$. Au vu de l'impulsion, seul un mouvement oscillatoire horizontal de la transversale du

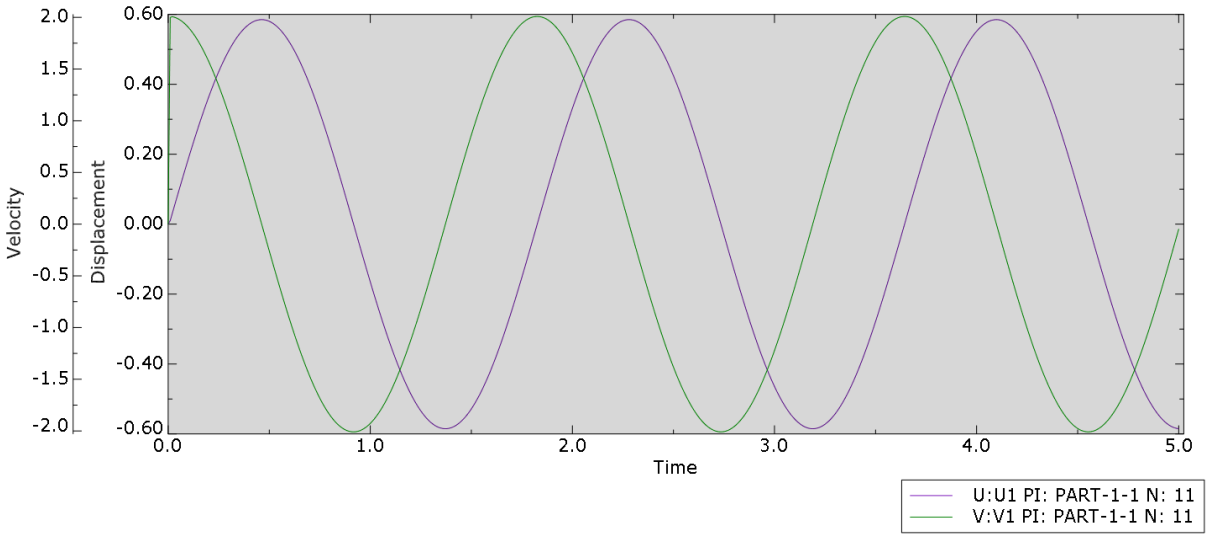


Figure 4.16: Résultats Abaqus du déplacement et de la vitesse horizontale de l'extrémité du pendule en fonction du temps

portique est possible.

Les caractéristiques dynamiques du portique peuvent donc se calculer de manière similaire au cas du pendule. Ici la rigidité flexionnelle k provient de la somme des rigidités flexionnelles des deux éléments verticaux et la masse provient essentiellement du poids de la transversale.

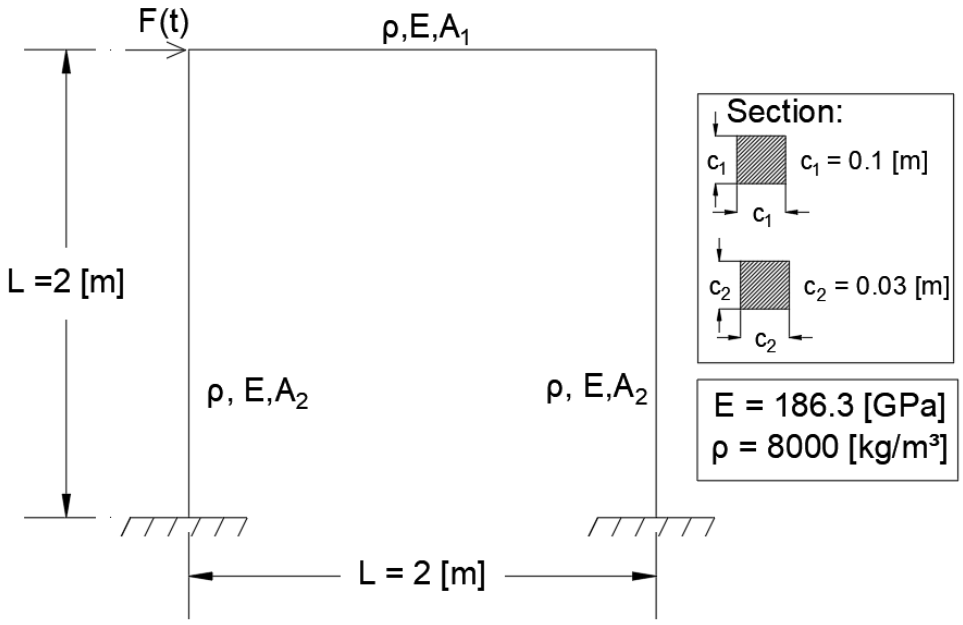


Figure 4.17: Schéma statique du portique

$$k = 2 \cdot \frac{12EI}{L^3} = 2 \cdot \frac{12 \cdot 186.3 \times 10^9 \cdot 0.03^4/12}{2^3} = 37725.75 \left[N/m\right] \tag{4.24}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{37725.75}{160}} = 15.36 \left[rad/s\right] \tag{4.25}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.409 \left[s\right] \tag{4.26}$$

Pour une amplitude d'impulsion $F = 10000 \left[N\right]$ et une durée $\Delta t = 0.01 \left[s\right]$, nous pouvons calculer la vitesse initiale horizontale de la transversale ainsi que l'amplitude maximale de ses mouvements toujours non-amortis dans ce cas-ci aussi (eq.(4.27) et eq.(4.28)).

$$\dot{u}_0 = \frac{10000 \cdot 0.01}{160} = 0.625 \left[m/s\right] \tag{4.27}$$

$$u_{max} = \frac{\dot{u}_0}{\omega} = 0.0407 \left[m\right] \tag{4.28}$$

Les résultats fournis par ABAQUS dans le cas du pendule et du portique sont identiques à ceux calculés à la main. Nous pouvons dès lors, grâce à la modélisation de ceux-ci, également confirmer la bonne compréhension et l'utilisation correcte du logiciel ABAQUS dans le cas d'une modélisation d'une structure sujette à des chargements dynamiques.

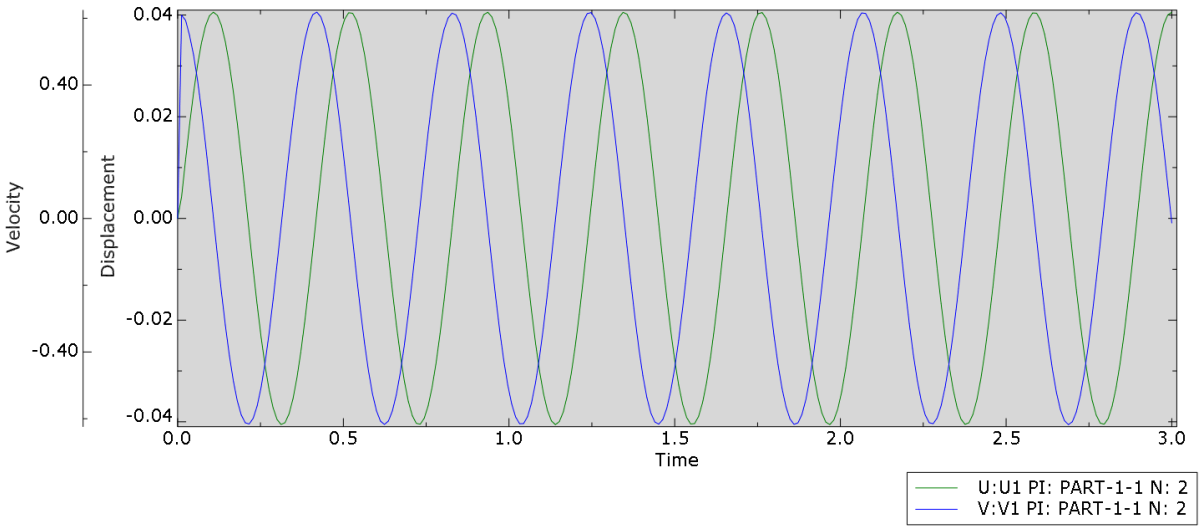


Figure 4.18: Résultats ABAQUS du déplacement et de vitesse horizontale de la transversale horizontale du portique en fonction du temps

4.3 Conclusion

En conclusion, nous pouvons affirmer que, dans le cadre de ce travail de fin d'étude sur la robustesse structurale des ponts suspendus de grande portée en présence de chargements

dynamiques explosifs, le logiciel ABAQUS est un outil bien adapté.

Nous allons pouvoir modéliser le pont suspendu, activer la non-linéarité géométrique au cours des simulations et introduire la non-linéarité matérielle pour certains éléments. L'utilisation d'un "solver" dynamique explicite permettra également l'introduction de différentes caractéristiques dynamiques du modèle ainsi que l'application de chargements dynamiques (Forces, températures, ...).

Chapitre 5

Étude de la modélisation du pont suspendu du détroit de Messine

5.1 Introduction

Ce chapitre tend vers une modélisation du pont suspendu du détroit de Messine grâce à l'étude de trois modèles successifs de complexité croissante et dont l'objectif principal est d'identifier un choix approprié de maillage des éléments de suspentes et de tabliers pour pouvoir réaliser des simulations d'actions explosives.

Tout d'abord, nous réaliserons le modèle d'une suspente-type du pont suspendu soumise à une impulsion verticale. Celle-ci proviendra d'une explosion qui serait placée sur le tablier routier à proximité de la suspente. Cette première étape vise à déterminer la sensibilité des résultats de déplacements et d'efforts internes au sein de la suspente par rapport au choix du maillage de cette dernière. Nous allons également tester différents paramètres d'amortissement ("damping") dans les propriétés du matériau utilisé pour apprécier l'influence de ce "damping". En effet, la physique relative au "damping" matériel reste à l'heure actuelle un domaine d'étude qui nécessite encore beaucoup de recherches. C'est pourquoi il est très difficile de définir des valeurs pour ces paramètres de "damping".

Ensuite, nous nous rapprocherons encore de la modélisation complète du pont suspendu en modélisant en deux dimensions (2D) une portion de tablier soutenue par trois suspentes. Sur cette portion nous placerons également une impulsion simulant la présence d'une charge explosive. L'objectif de cette seconde étape sera d'observer le comportement des suspentes de ce modèle pour différents maillages du tablier en vue de retenir l'optimum.

Finalement, nous étudierons la modélisation du pont suspendu du détroit de Messine dans le but de disposer d'un modèle en trois dimensions (3D) qui répond de manière réaliste aux effets d'une explosion.

Pour rappel, nous avons présenté la géométrie générale du pont suspendu du détroit de Messine au chapitre 2. Celui-ci est composée de trois travées dont une principale au centre entre les deux pylônes de l'ouvrage (Fig. 5.1). Ce projet de pont présente la plus grande travée principale jamais envisagée. Cette dernière mesure 3300 $[m]$ de long et les

deux portées secondaires sont de longueur respective 960 $[m]$ et 810 $[m]$. Les câbles principaux du pont sont ancrés dans d'importantes fondations aux extrémités de celui-ci et les suspentes verticales relient le tablier au câble principal.

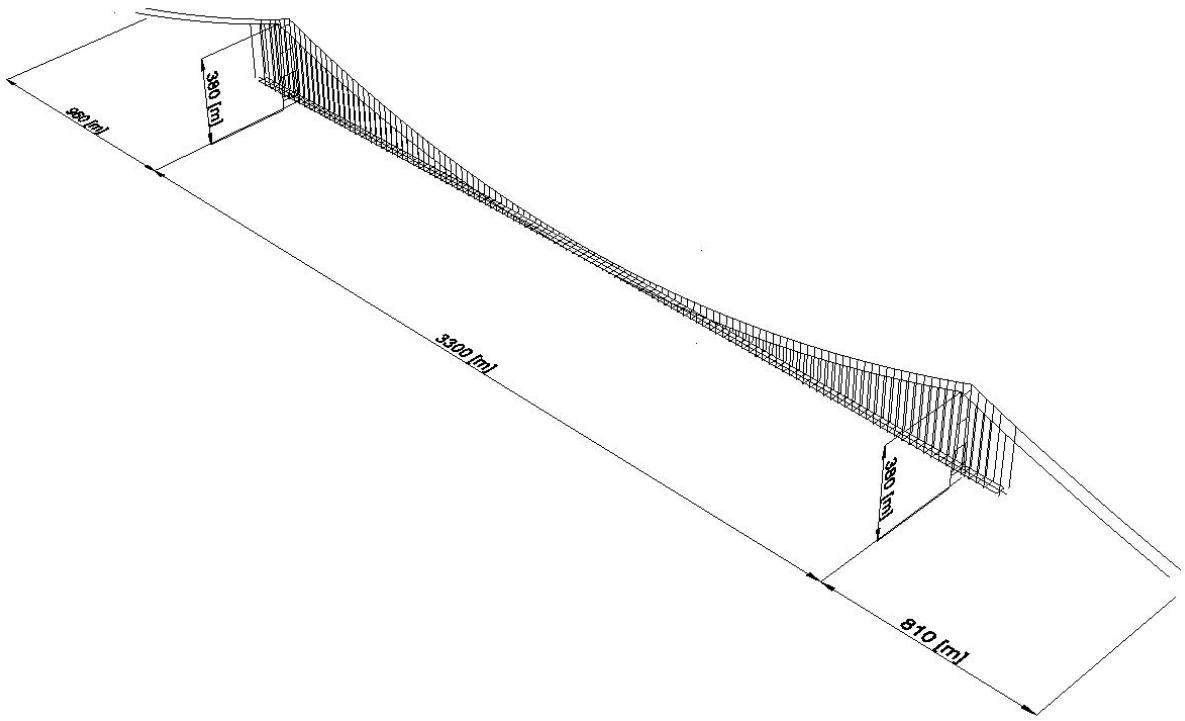


Figure 5.1: Vue et dimensions générales du pont du détroit de Messine

5.2 Modélisation 2D d'une suspente

Le schéma de la suspente modélisée dans cette section est repris à la Figure 5.2. Cette suspente a les dimensions de la $10^{\text{ème}}$ verticale sur la portée principale du pont en partant d'un pilier.

Dans le logiciel ABAQUS, nous créons donc un tirant vertical encastré à son extrémité supérieure, au bout duquel nous plaçons une masse $m = 230015.18\ [kg]$. Cette masse permet de simuler le poids de la suspente et met celle-ci en tension. Pour la déterminer, nous utilisons le modèle du pont suspendu qui sera présenté plus loin, à la section 5.4. Dans ce dernier, nous avons modélisé le pont complet et introduit le poids propre en appliquant la gravité à l'ensemble du modèle. Cela nous a permis de voir qu'au repos la traction dans la suspente modélisée est d'environ 170 $[MPa]$. La masse m a donc été calculée de façon à générer environ 170 $[MPa]$ dans la suspente.

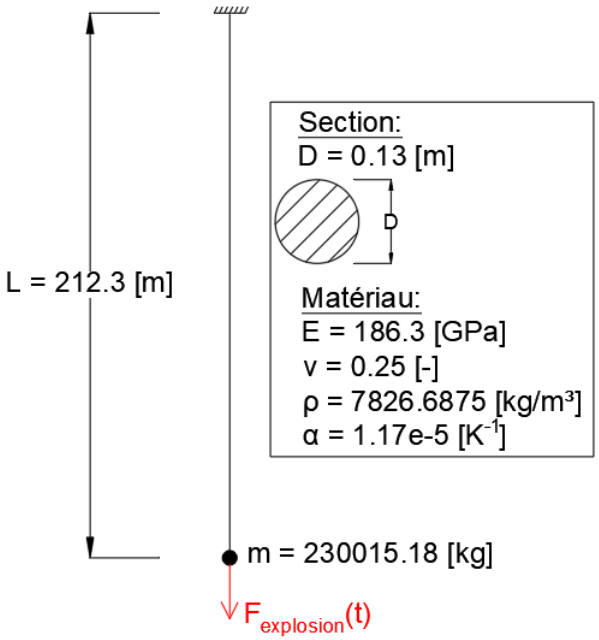


Figure 5.2: Schéma du modèle de la suspente dynamique

$$F = 170 \cdot 10^6 \cdot \frac{\pi D^2}{4} = m \cdot g \ [N] \tag{5.1}$$

$$m = \frac{F}{g} = 230015.18 \ [kg] \tag{5.2}$$

Nous vérifions également l'ordre de grandeur des contraintes dans une suspente au repos par un calcul simple sur base des dimensions des sections du tablier et d'une suspente.

A partir de la Figure 5.3 représentant une vue du dessus du tablier modélisé par des éléments "beams", nous pouvons déterminer par un simple calcul la portion du tablier reprise par une suspente et ainsi estimer la force reprise par cette dernière.

Le volume d'acier repris par une suspente vaut environ:

$$V_{\text{traverse}} = 26 \ [m] \times A_{trav} \ [m^2] = 8.4058 \ [m^3] \tag{5.3}$$

$$V_{\text{poutre de chaussée}} = 30 \ [m] \times A_{pdc} \ [m^2] = 13.5 \ [m^3] \tag{5.4}$$

$$V_{\text{poutre ferroviaire}} = \frac{1}{2} \times 30 \ [m] \times A_{pf} = 4.494 \ [m^3] \tag{5.5}$$

$$V_{\text{total}} = V_{\text{traverse}} + V_{\text{poutre de chaussée}} + V_{\text{poutre ferroviaire}} = 26.3998 \ [m^3] \tag{5.6}$$

Dès lors, le poids repris par une suspente est de l'ordre de :

$$F = V_{\text{total}} \cdot \rho_{acier} \cdot g = 26.3998 \cdot 7980 \cdot 9.81 = 2066.6767 \ [kN] \tag{5.7}$$

$$\tag{5.8}$$

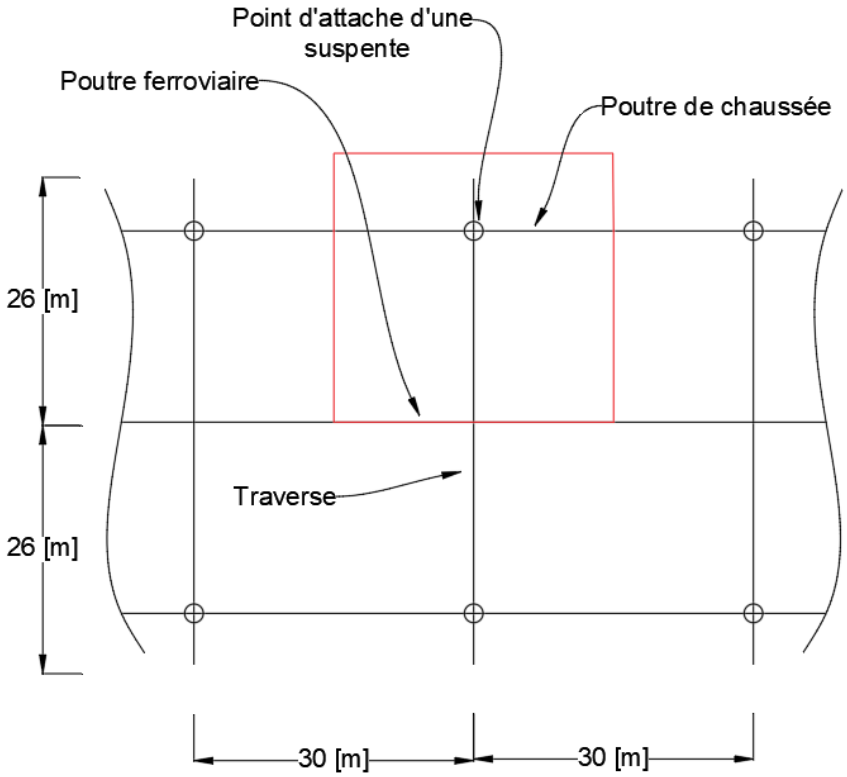


Figure 5.3: Vue en plan des éléments du tablier, représentés par des lignes, permettant l'estimation de la force dans une suspente

A cela s'ajoute le poids de la suspente elle-même. Dans la suspente les contraintes sont croissantes linéairement.

$$F(z) = 2066.6767 + \frac{\pi D^2}{4}\rho_{\text{acier}} g z \tag{5.9}$$

$$\sigma_{\text{suspente}} = \frac{F(z)}{A_{\text{s}}} \tag{5.10}$$

$$\sigma_{\text{extrémité inférieure}} = \sigma(\text{z} = 0) = 155.7\ [MPa] \tag{5.11}$$

$$\sigma_{\text{extrémité supérieure}} = \sigma(\text{z} = 212.3) = 172.3\ [MPa] \tag{5.12}$$

Finalement, à l'extrémité inférieure du modèle ABAQUS de la suspente, l'impulsion (Fig. 5.4) due à une charge de 3000 $[kg]$ est introduite.

A partir de cette première base de modélisation, nous créerons plusieurs variantes de modèle pour comparer les résultats et déterminer les paramètres à conserver afin d'obtenir un comportement pertinent de la suspente soumise à l'effet d'une explosion.

En premier lieu, nous produirons un modèle élastique linéaire dont les caractéristiques du matériau sont reprises à la Figure 5.2, en vue de comparer les résultats pour différents cas de maillage et différentes valeurs de "damping".

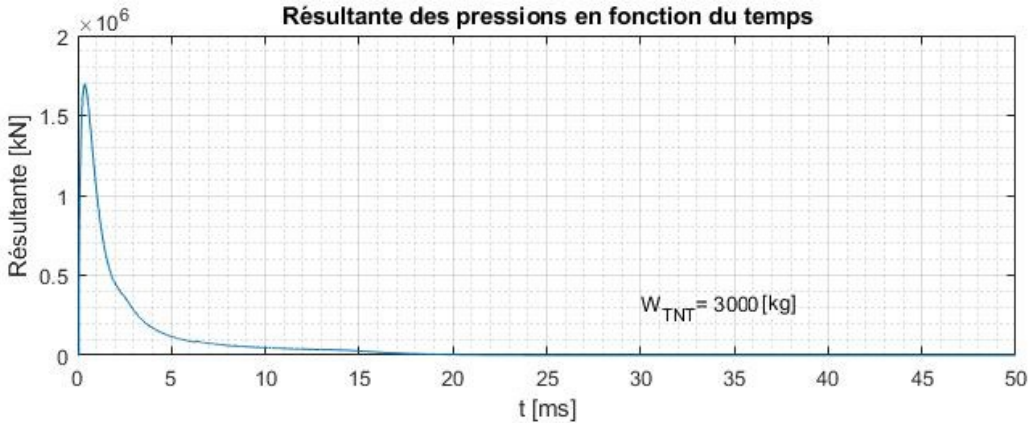


Figure 5.4: Évolution de l'impulsion $F(t)$ issue d'une charge de 3000 $[kg]$ dans le temps

En deuxième lieu, nous introduirons un comportement non-linéaire dans le matériau. En augmentant l'impulsion explosive, nous tenterons alors de mener à la rupture le tirant représentant la suspente.

5.2.1 Modèle élastique linéaire

Sur le modèle élastique linéaire de la suspente, nous réalisons deux familles de tests. La première famille consiste à observer les différences de résultats pour plusieurs cas de maillage. De cette façon, nous pouvons déterminer à partir de quelle finesse de maillage les résultats deviennent indépendants de ce dernier et donc fiables. Ensuite une fois le bon maillage connu, nous analysons les variations des résultats pour différents paramètres d'amortissement ("damping").

Lors de ces tests, les résultats comparés sont mesurés sur les quatre mêmes points physiques de la suspente soumise au phénomène d'une explosion (Fig. 5.5).

Famille de tests 1 : le maillage

Les paramètres des variantes du modèle étudié dans la première famille de tests sont repris dans le tableau ci-dessous. (Tab.5.1)

Famille 1	Cas 1.1	Cas 1.2	Cas 1.3	Cas 1.4	Cas 1.5
"damping"	$\alpha = 0$ $\beta = 0$	$\alpha = 0$ $\beta = 0$	$\alpha = 0$ $\beta = 0$	$\alpha = 0$ $\beta = 0$	$\alpha = 0$ $\beta = 0$
Maillage	1 E.F	4 E.F	40 E.F	400 E.F	4000 E.F

Tableau 5.1: Maillages et paramètres de "damping" de la famille 1 de tests

Les résultats de ces premiers tests en termes de déplacements et de contraintes sont repris dans les tableaux 5.3 et 5.4. Nous pouvons observer une différence de résultats significative pour les cas de maillage avec moins de 400 éléments finis. Par contre au delà de 400

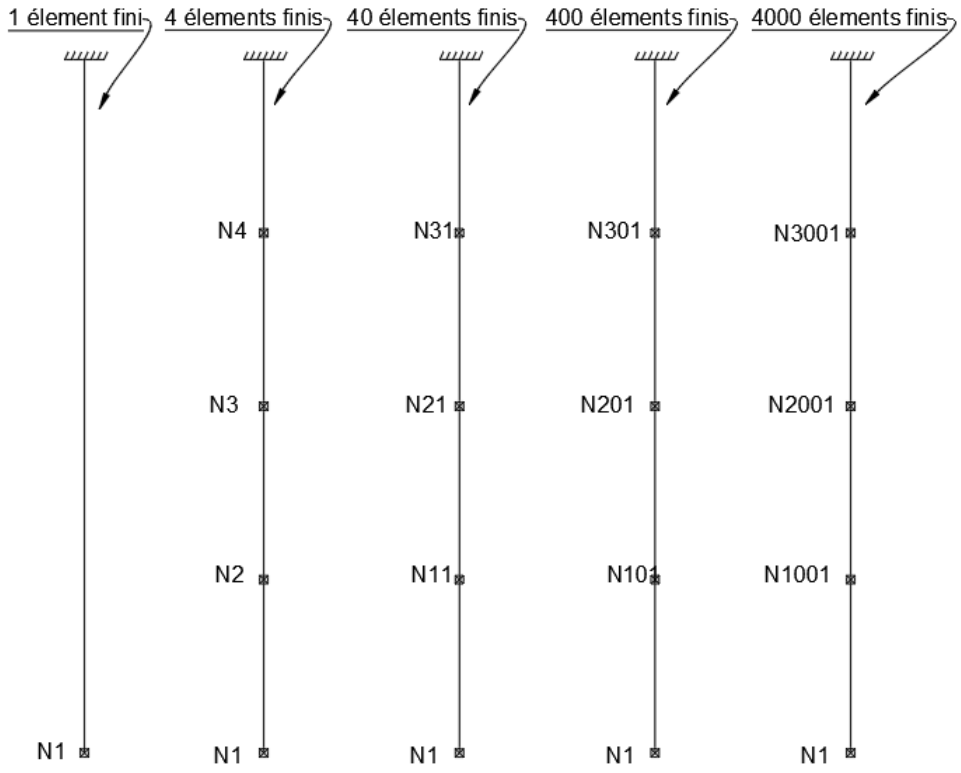


Figure 5.5: Différents maillages testés sur le modèle de la suspente et mise en valeur des noeuds de mesures des résultats

éléments finis, les résultats semblent converger et ne plus dépendre de la finesse du maillage.

Cela peut s'expliquer par la courte longueur des ondes générées par le phénomène dans le structure, ici la suspente. Pour rendre visibles ces ondes qui engendrent de grandes vibrations plutôt locales que globales, le nombre d'éléments constituant le maillage doit être important.

Famille de tests 2 : le "damping"

Pour cette deuxième famille de tests, les variables sont les paramètres de "damping". Nous avons donc copié le modèle de la suspente dont le maillage est constitué de 400 éléments finis et nous avons fait varier les coefficients de Reyleigh α et β. Les cas analysés sont illustrés dans le Tableau 5.2. Ces valeurs de "damping" ont été choisies sur base de ce que nous pouvons trouver dans la littérature [14]. En effet, pour le cas de superstructures métalliques comme celle d'un pont suspendu de très grande portée, les valeurs de "damping" général de la structure sont de moins de 1%. En ce qui concerne les suspentes, les valeurs de "damping" sont même moindres, proche de 0%.

De manière générale, quel que soit le point observé sur la suspente et quelle que soit la variable d'intérêt (déplacement ou contrainte axiale), nous pouvons faire les mêmes constats. Les graphes du Tableau 5.5 illustrent les observations que nous formulons ici sur les résultats de cette deuxième famille de tests.

Famille 2	Cas 2.1	Cas 2.2 ⇒ 2.6	Cas 2.7 ⇒ 2.8	Cas 2.9 ⇒ 2.11
"damping"	$\alpha = 0$ $\beta = 0$	$\alpha = 3 \cdot 10^{-4}$ $\Rightarrow 3 \cdot 10^{0}$ $\beta = 0$	$\alpha = 0$ $\beta = 3 \cdot 10^{-5}$ $\Rightarrow 3 \cdot 10^{-4}$	$\alpha = 3 \cdot 10^{-4}$ $\Rightarrow 3 \cdot 10^{-2}$ $\beta = 3 \cdot 10^{-4}$
Maillage	400 E.F	400 E.F	400 E.F	400 E.F

Tableau 5.2: Maillages et paramètres de "damping" de la famille 2 de tests

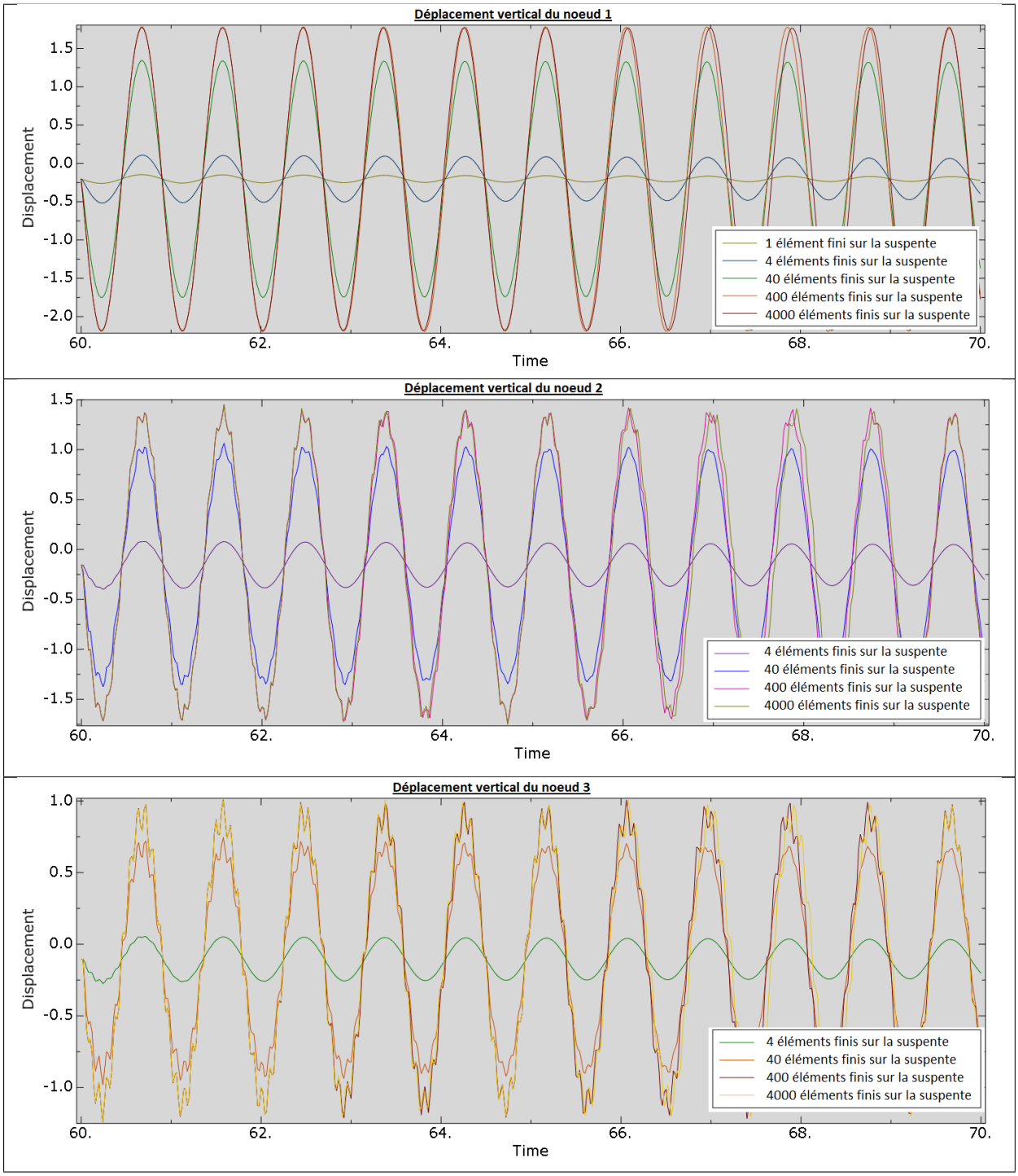
1. La premier graphe du Tableau 5.5 nous permet de constater que le paramètre α affecte très peu les résultats pour des valeurs entre $3 \cdot 10^{-4}$ et 3. A partir de $\alpha = 3 \cdot 10^{-1}$, une variation des résultats devient visible mais elle reste faible. Enfin, pour $\alpha = 3$ qui est une valeur très exagérée de "damping" (très peu réaliste), les changements sont enfin visibles.

2. Grâce au deuxième graphe du Tableau 5.5, nous pouvons voir que le paramètre β affecte plus fort les résultats que le paramètre α, et ce, pour des valeurs plus faibles de β: $3 \cdot 10^{-5}$ et $3 \cdot 10^{-4}$.

3. La dernier graphe nous permet d'affirmer que les résultats sont plus sensibles aux variations du paramètre β que de celles du paramètre α. En effet, nous pouvons observer que, pour une valeur de β fixée, quelle que soit la valeur de α, les résultats ne varient pas significativement.

Ces observations peuvent s'expliquer par la théorie de Rayleigh. En effet, les paramètres α et β désignent respectivement les paramètres "mass-proportional damping" (MPD) et "stifness-proportional damping" (SPD). Ce sont les paramètres de "damping" de Rayleigh. Ceux-ci permettent de définir le ratio d'amortissement plus souvent appelé "damping ratio" pour deux fréquences de vibration d'une structure. En définissant ces ratios d'amortissement pour ces deux fréquences, nous établissons également une courbe caractérisant le ratio d'amortissement correspondant à chaque mode de vibration d'une structure. Il s'agit de la courbe de Rayleigh (Fig.5.6).

Nous comprenons donc que le paramètre α affecte plutôt les modes de vibrations de basses fréquences tandis que le paramètre β affecte les modes de vibrations à hautes fréquences. Dans le cas d'une onde générée par l'impulsion due à une charge explosive, la structure vibre avec une haute fréquence. Dès lors, le paramètre le plus susceptible d'affecter les résultats est bien le paramètre β. C'est ce que vérifie la deuxième famille de tests.


Déplacement vertical du noeud 1
Displacement
Time
1 élément fini sur la suspente
4 éléments finis sur la suspente
40 éléments finis sur la suspente
400 éléments finis sur la suspente
4000 éléments finis sur la suspente
Déplacement vertical du noeud 2
Displacement
Time
4 éléments finis sur la suspente
40 éléments finis sur la suspente
400 éléments finis sur la suspente
4000 éléments finis sur la suspente
Déplacement vertical du noeud 3
Displacement
Time
4 éléments finis sur la suspente
40 éléments finis sur la suspente
400 éléments finis sur la suspente
4000 éléments finis sur la suspente

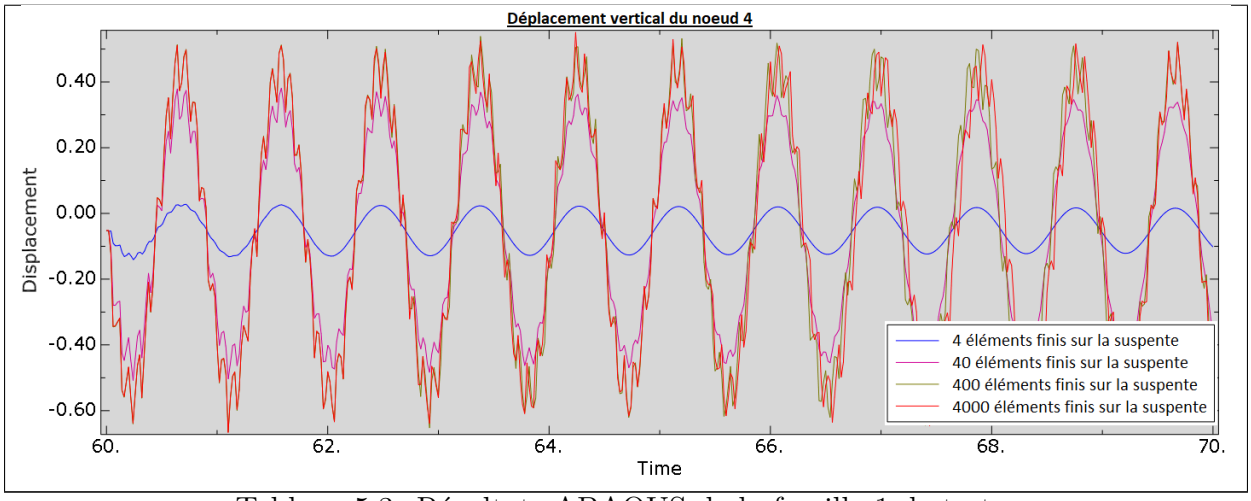
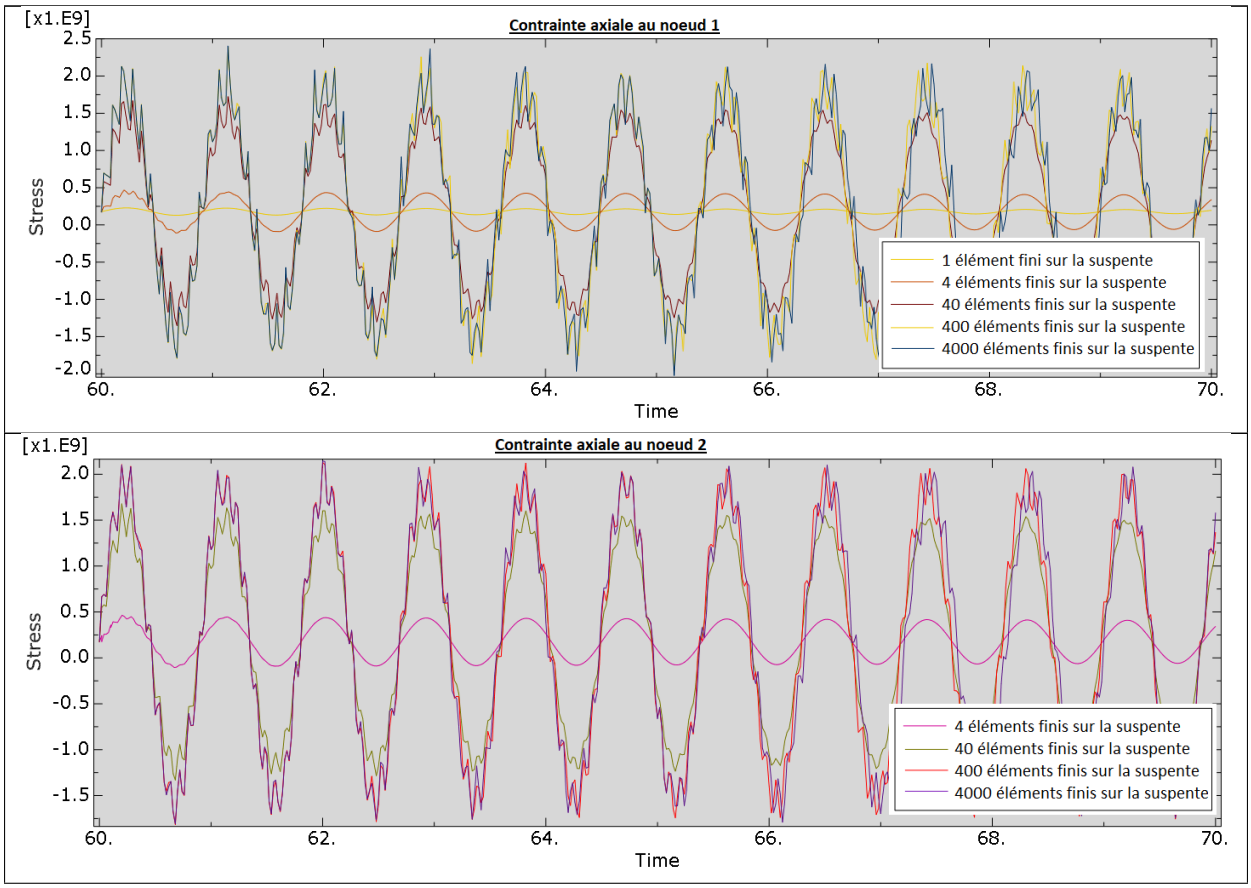


Tableau 5.3: Résultats ABAQUS de la famille 1 de tests en termes de déplacements



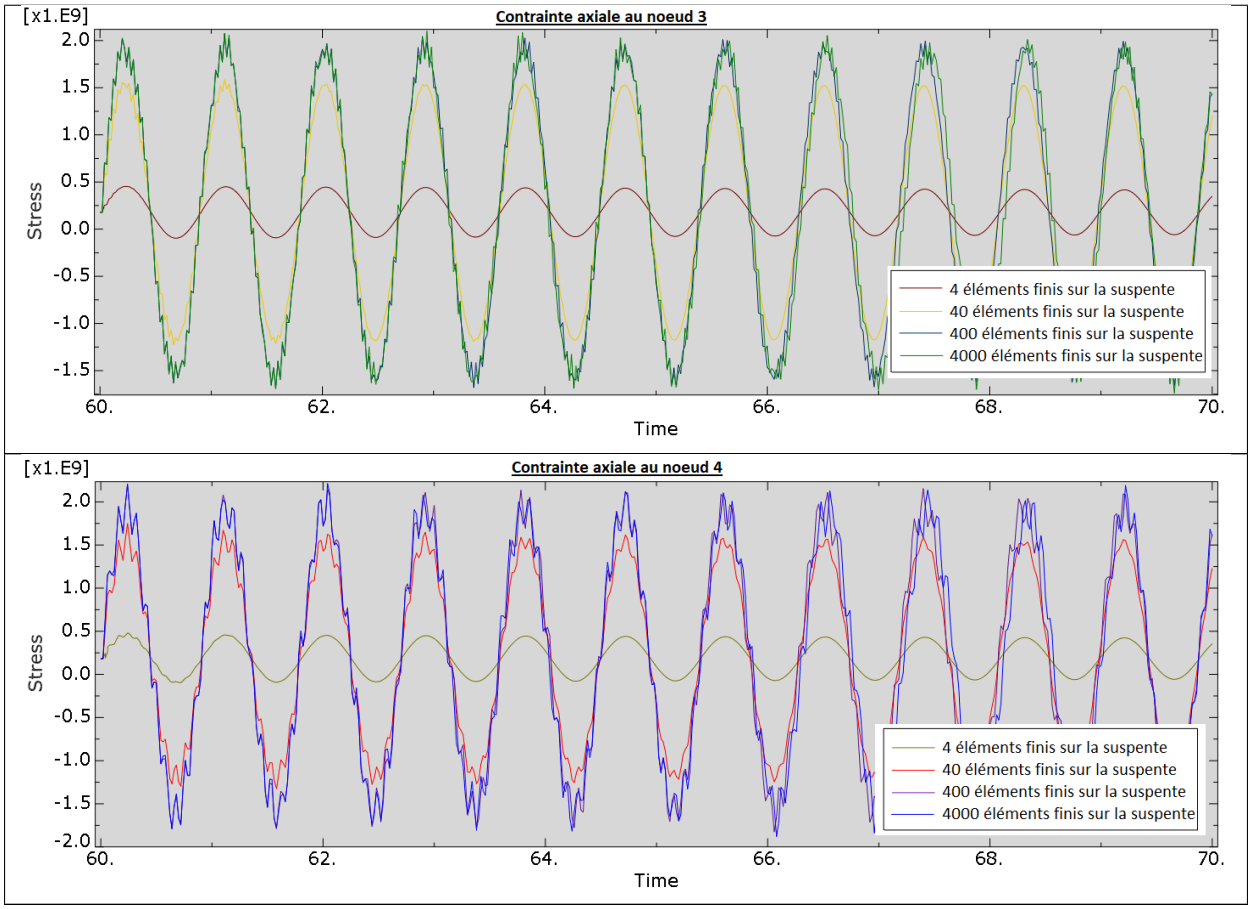
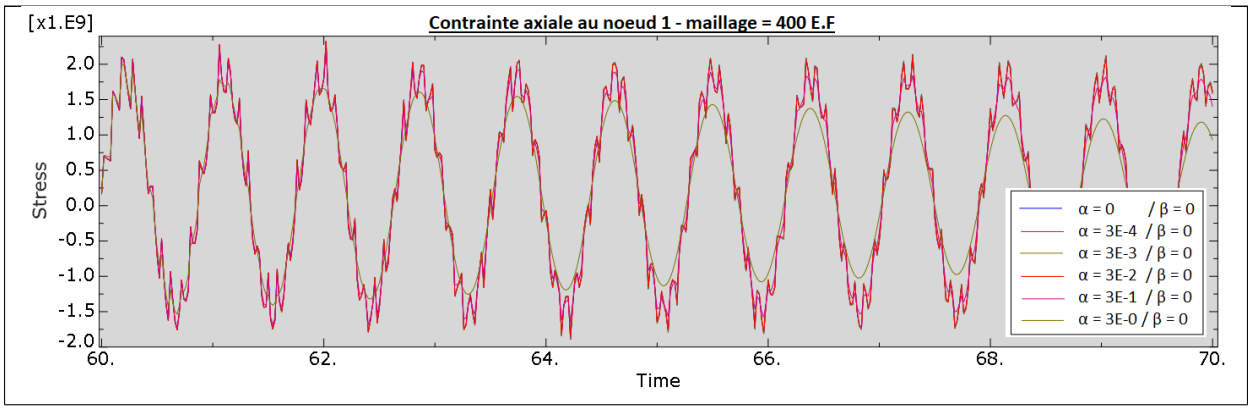


Tableau 5.4: Résultats Abaqus de la famille 1 de tests en termes de contraintes axiales



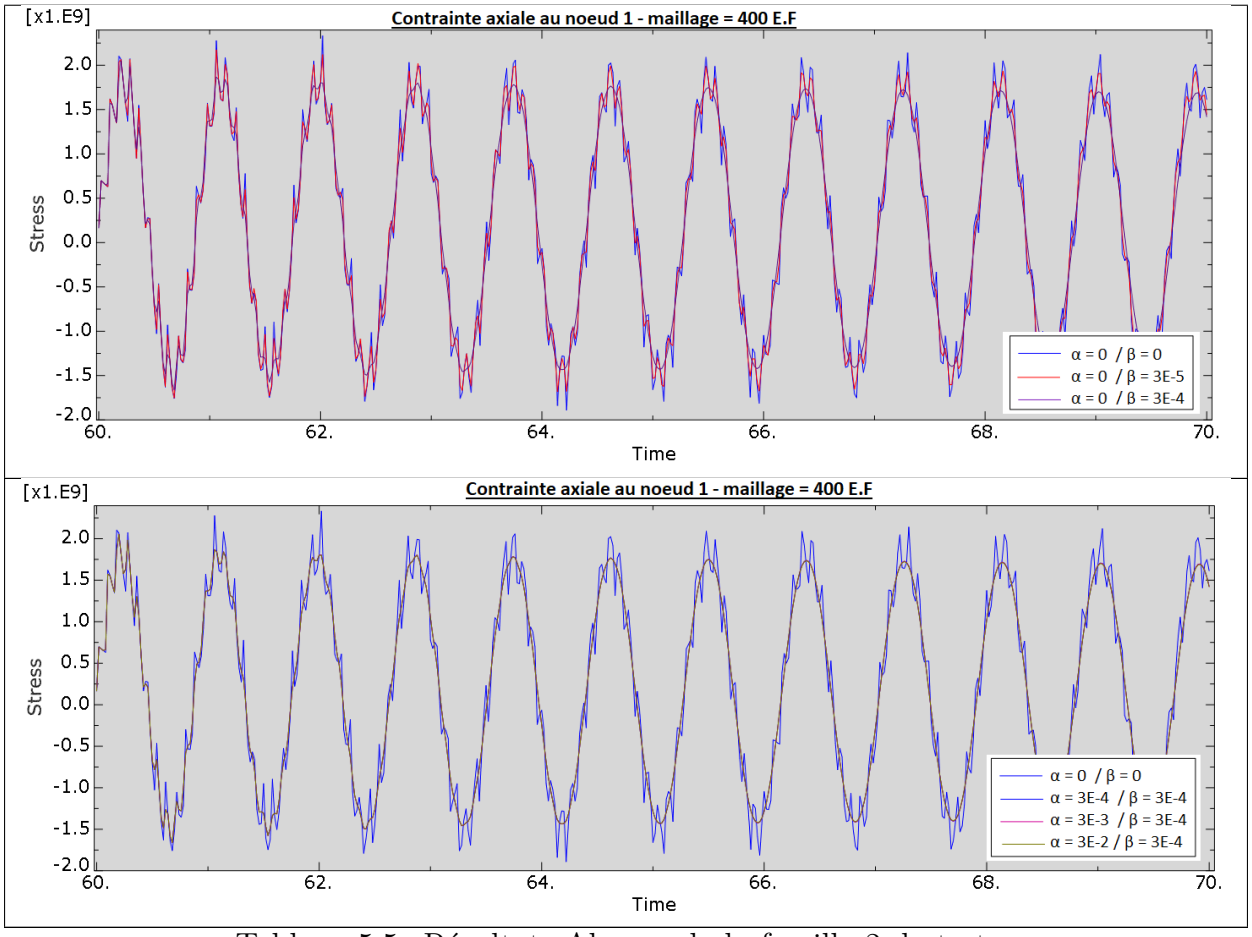


Tableau 5.5: Résultats Abaqus de la famille 2 de tests: contraintes axiales au noeud 1

Conclusion

En conclusion, les deux familles de tests que nous avons réalisés sur le modèle élastique linéaire d'une suspente, nous permettent de connaître le choix de maillage et de paramètres de "damping" adéquat pour que le comportement de la suspente soit proche de celui susceptible de se produire lors d'une explosion sur le tablier du pont suspendu.

Pour les prochaines modélisations de la suspente, nous prendrons un maillage de 400 éléments finis sur la suspente. Nous choisirons également un paramètre de damping β très très faible, voir nul afin d'amortir de manière plus réaliste les vibrations à hautes fréquences générées par une explosion. En ce qui concerne le choix du paramètre α, il n'a pas beaucoup d'importance car il n'influence pas significativement les vibrations de hautes fréquences. Nous choisirons donc pour les prochaines modélisations $\alpha = 3 \cdot 10^{-3}$ et $\beta = 0$.

5.2.2 Modèle non-linéaire

Les modélisations suivantes consistent à créer le même modèle de suspente que dans les tests de la section précédente mais, cette fois, le maillage et les paramètres de "damping"

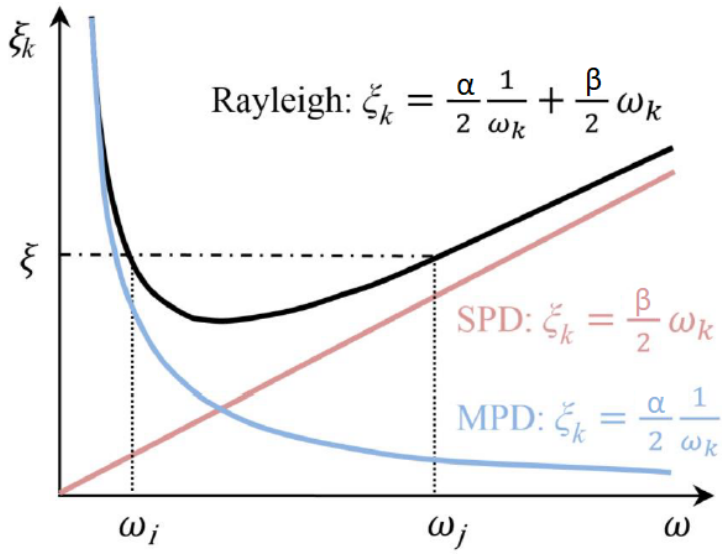


Figure 5.6: Courbe de Rayleigh

restent constants. Une loi de comportement matériel non-linéaire est ajoutée au modèle et le paramètre variable est ici l'impulsion due à la charge explosive.

Le comportement non-linéaire du matériau de la suspente est défini à l'aide d'une relation "contrainte-déformation". Nous avons vu au chapitre 2 que l'acier employé pour les suspentes était un acier à très haute résistance, $f_u = 1860\ [MPa]$. Nous savons également de la littérature [15] que ce type d'acier présente une limite d'élasticité aux alentours de $f_y = 1100\ [MPa]$. De plus, dans le cas d'un phénomène très rapide comme celui d'une explosion, les taux de déformations sont importants et engendrent une augmentation non négligeable de la résistance d'environ 15% [16]. La loi finalement employée est donc une loi tri-linéaire avec $f_y = 1.15 \cdot 1100 = 1265\ [MPa]$ et $f_u = 1.15 \cdot 1860 = 2139\ [MPa]$. Cette dernière est illustrée à la Figure 5.7. La troisième partie linéaire de cette loi au dessus de 3.85% permet de simuler la rupture du matériau.

Les différentes impulsions que nous testerons à l'extrémité de la suspente sont reprises dans le graphe à la Figure 5.8. Ces impulsions sont issues de l'explosion de charges allant de $W = 3000\ [kg]$ à $W = 15000\ [kg]$.

Nous verrons que les résultats des simulations montrent que la suspente résiste aux trois premiers cas de charge: 3000 $[kg]$, 6000 $[kg]$ et 10000 $[kg]$. A partir de 11000 $[kg]$, la suspente se rompt à la première oscillation verticale et la position de la rupture sur la suspente varie avec l'impulsion.

Les résultats des simulations sont résumés dans les Tableaux 5.6 et 5.7. Sur ceux-ci, nous pouvons formuler les observations suivantes:

1. Dans le cas de l'impulsion avec 11000 [kg] de TNT, les quatre noeuds où nous mesurons les déplacements et les contraintes, "tombent". Cela signifie que le rupture a lieu au dessus du noeud 4.

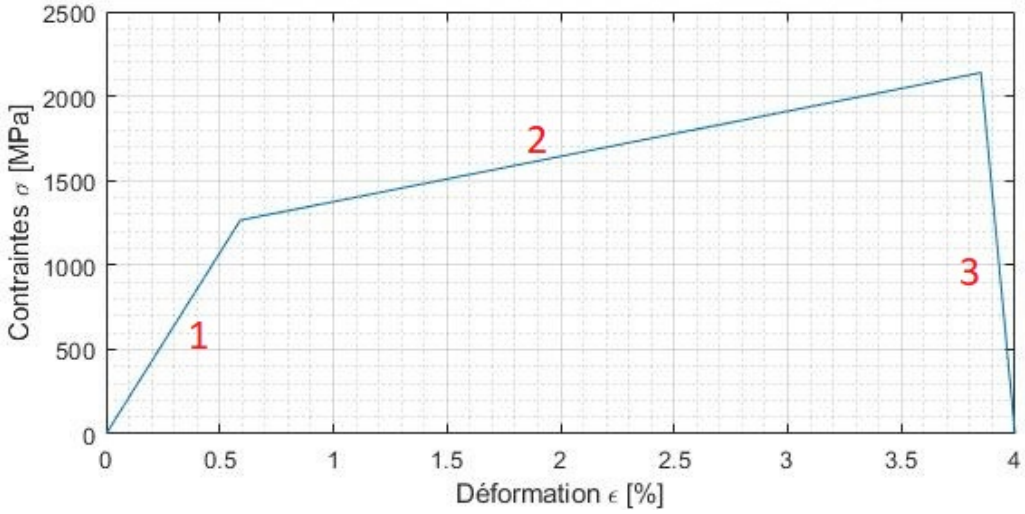


Figure 5.7: Loi tri-linéaire de "contraintes-déformations"

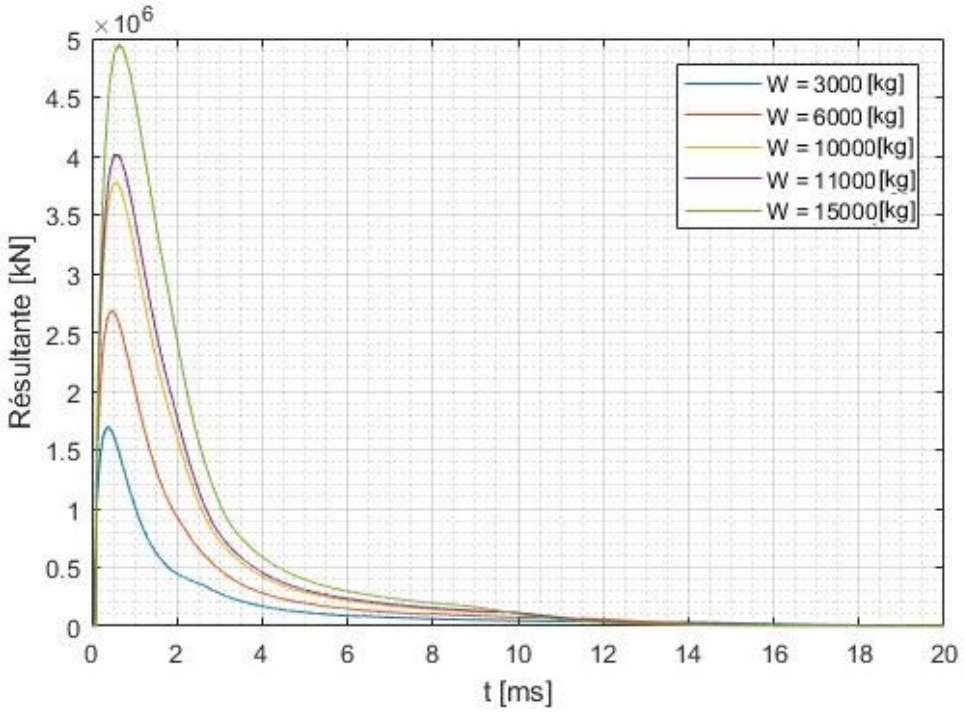


Figure 5.8: Impulsions de différentes charges explosives

2. Dans le cas de l'impulsion avec 15000 [kg] de TNT, seuls les deux premiers noeuds en partant du bas (noeuds 1 et 2) "tombent". Cela signifie que le rupture a lieu entre le noeud 2 et le noeud 3.

3. Nous pouvons déduire des deux points précédents que plus la charge est grande, plus la rupture se produira plus bas sur la suspente. En effet, nous pouvons imaginer que plus l'impulsion est importante à la base du câble mois celui-ci a le temps de se tendre avant de rompre.

4. De manière générale, la déformation plastique de la suspente augmente avec l'amplitude de l'impulsion.

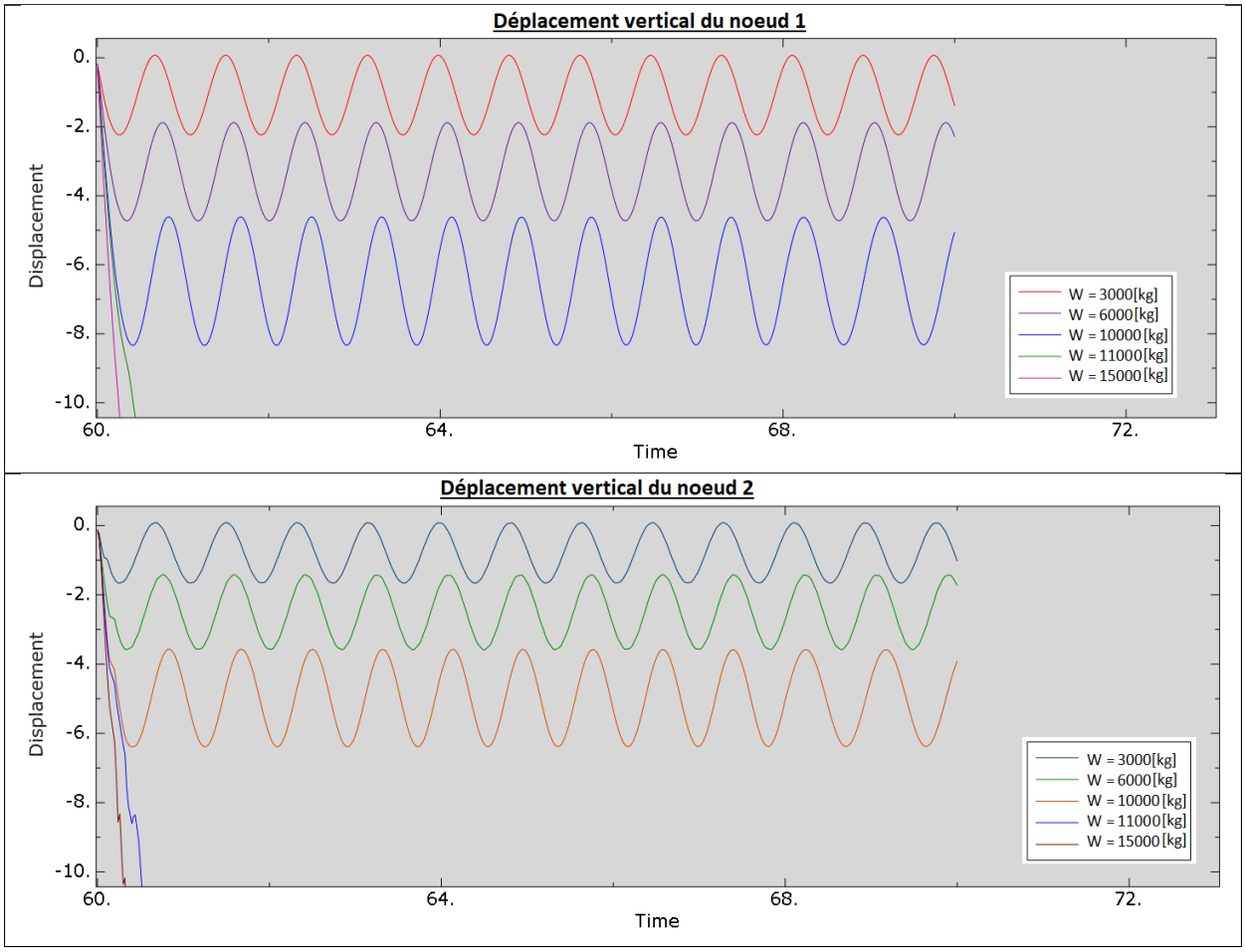
5. Nous notons que la période d'oscillation verticale de la suspente lorsque celle-ci n'est pas rompue, vaut environ 0.9 [s]. Nous pouvons comparer ce résultat à un simple calcul manuel.

$$\omega = \sqrt{\frac{EA/L}{m}} = \sqrt{\frac{188.163\ [GPa] \cdot 0.0137\ [m^2]/212.3\ [m]}{230015.18\ [kg]}} = 7.266\ [rad/s] \tag{5.13}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.86\ [s] \tag{5.14}$$

Conclusion

Nous pouvons estimer que, si le tablier du pont est soumis uniquement à son poids propre, une impulsion de 4 $[GN]$ d'une durée d'environ 3 $[ms]$ (correspondant à $W = 10000\ [kg]$) imposée à la base d'une suspente, est susceptible de mener cette dernière à la rupture. De plus, plus l'impulsion est importante, plus bas sur la suspente se produira la rupture.



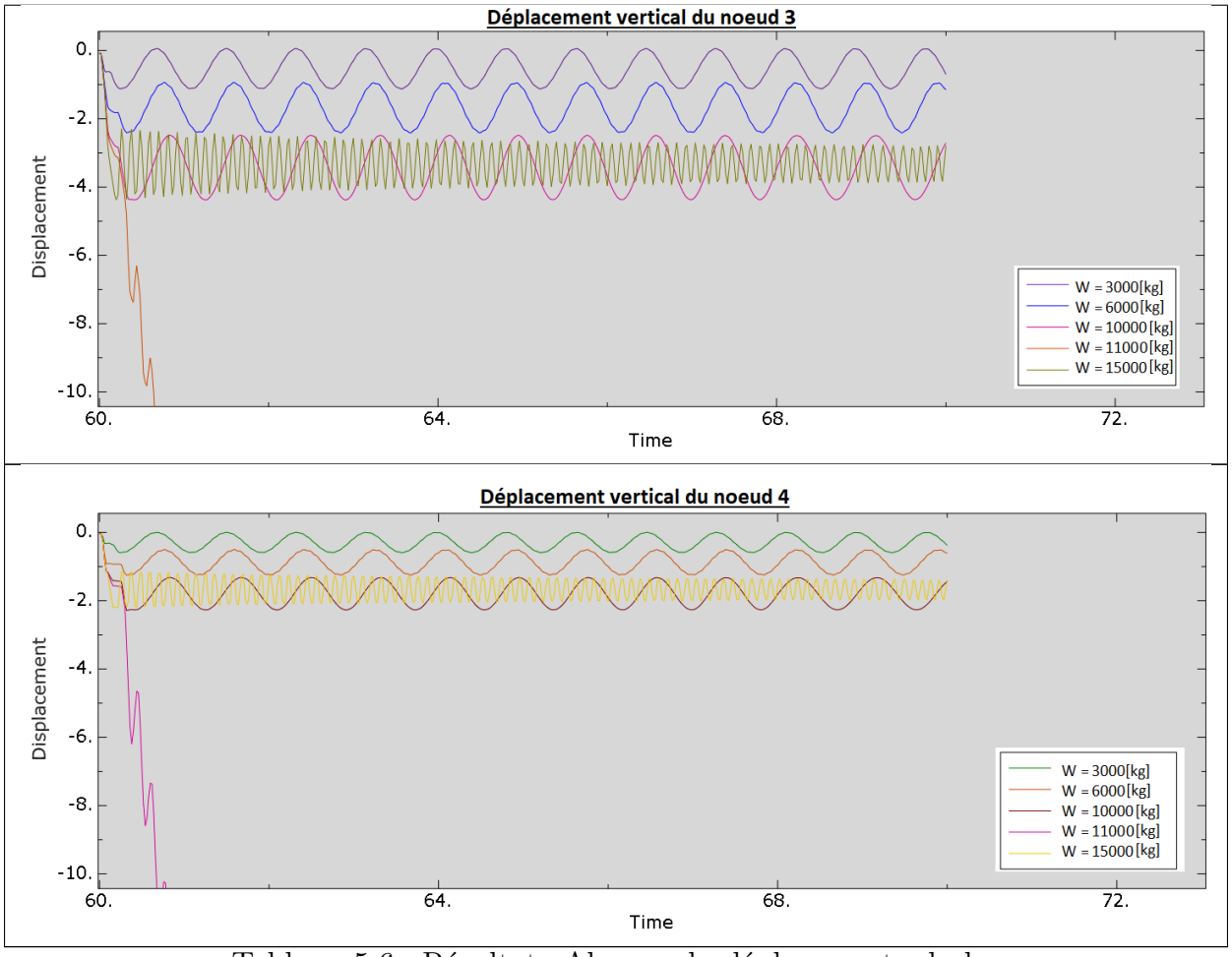
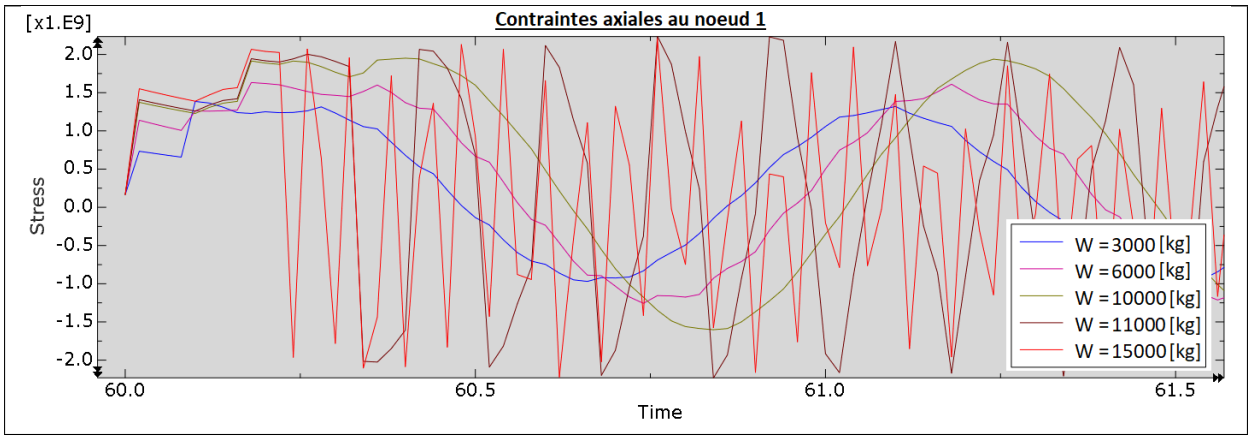


Tableau 5.6: Résultats Abaqus de déplacements de la suspente non-linéaire soumise à différentes impulsions



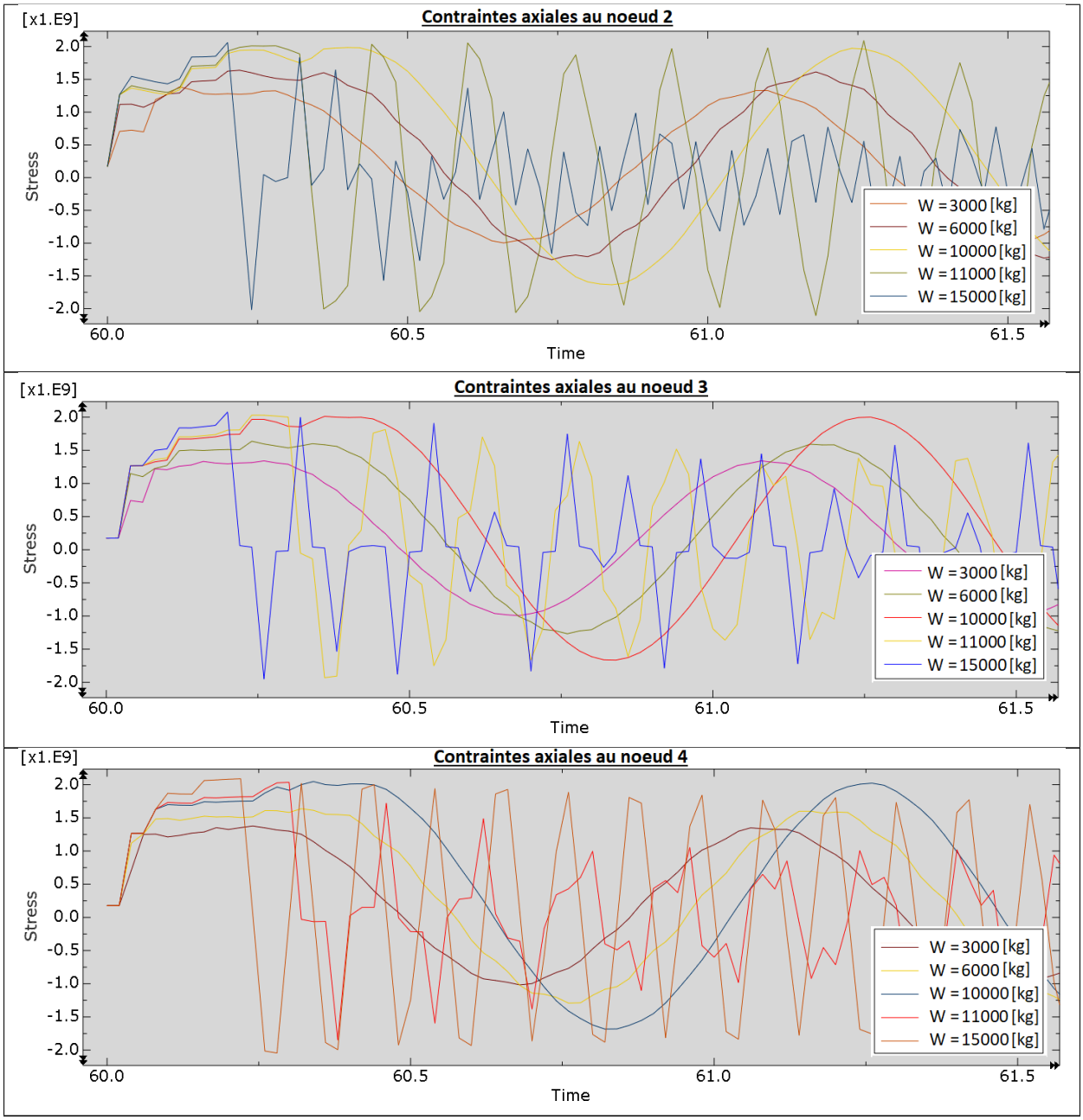


Tableau 5.7: Résultats ABAQUS de contraintes dans la suspente non-linéaire soumise à différentes impulsions

5.3 Modélisation 2D d'une portion du tablier suspendu

Dans cette section, nous nous rapprochons de la modélisation complète du pont suspendu du détroit de Messine en modélisant une portion du tablier routier suspendu par trois suspentes. Le schéma statique de ce modèle est représenté à la Figure 5.9.

L'objectif de cette modélisation est d'observer les résultats pour différents cas de maillage du tablier et d'observer la propagation des efforts dans les suspentes lorsqu'une impulsion $F(t)$ est appliquée à une extrémité du modèle.

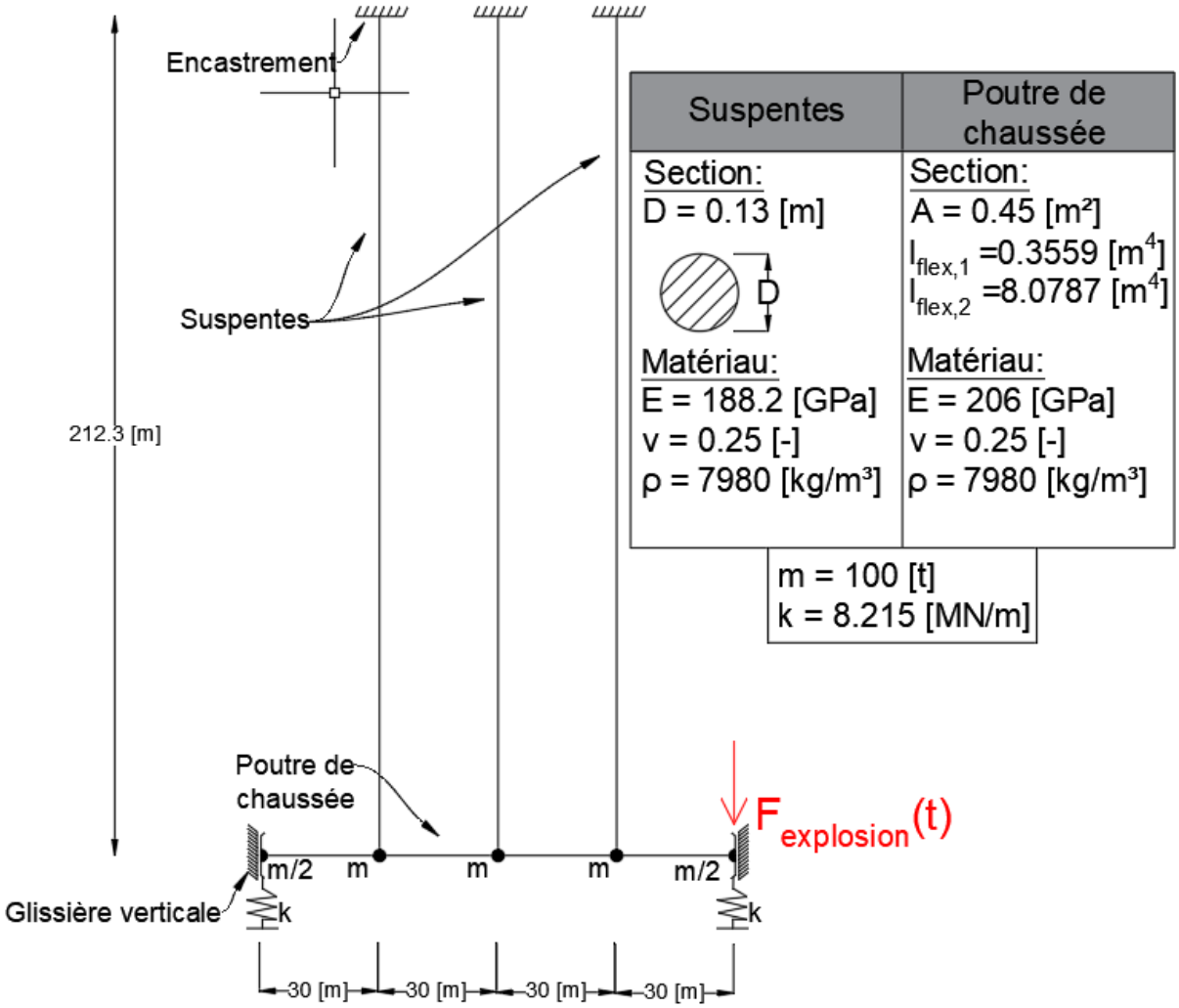


Figure 5.9: Schéma du modèle de la portion de tablier

La modèle du tablier est donc ici composé de quatre poutres horizontales dont les sections et propriétés mécaniques correspondent à celles d'une poutre de chaussée accueillant la circulation routière. Sur cette dernière viennent s'ancrer trois suspentes encastrées à leur extrémité supérieure. De plus, hormis la translation verticale, tous les degrés de liberté des deux noeuds aux extrémités du tablier sont bloqués. En d'autres termes, les extrémités du tablier sont placées dans des glissières permettant uniquement le déplacement vertical.

Pour atteindre des tensions dans les suspentes proches de celles du modèle du pont complet, le modèle nécessite un lestage du tablier. En effet, en réalité, les suspentes soutiennent, en plus du tablier routier, le tablier ferroviaire et les traverses reliant ceux-ci.

Pour déterminer les masses à ajouter au modèle, nous évaluons, à l'aide d'Abaqus, les contraintes dans les suspentes au repos sans le lestage. Ces contraintes sont de l'ordre

de 100 $[MPa]$. Il ne reste donc plus qu'à ajouter environ 70 $[MPa]$ de contraintes dans chaque suspente à l'aide de masses nodales m.

$$m = \frac{\sigma_{\text{supp}} A_s}{g} = \frac{70 \cdot 10^6 \cdot 0.0137}{9.81} \approx 100000 \, [kg] \tag{5.15}$$

Ensuite, après avoir introduit la gravité dans le modèle, nous ajoutons des ressorts agissant verticalement sur les extrémités du tablier afin d'augmenter la résistance au déplacement vertical de ces dernières. En effet, en réalité, les éléments de tablier dans la continuité de celui-ci ajoutent une résistance au déplacement vertical de par leur raideur flexionnelle.

Cependant la raideur de ces ressorts est très difficile à estimer. Nous ajoutons donc uniquement la raideur flexionnelle d'une poutre encastrée à une extrémité et rotulée de l'autre. Cette raideur vaut:

$$K = \frac{3EI}{L^3} = \frac{3 \cdot 206 \cdot 10^9 \cdot 0.3589}{30^3} = 8.21482 \, [MN/m] \tag{5.16}$$

Finalement, l'impulsion issue d'une charge explosive est appliquée au droit d'une des glissières du tablier.

Dans ce qui suit, nous réaliserons d'abord une série de modèles dont les matériaux sont élastiques linéaires, dans le but de déterminer le maillage à employer pour les éléments du tablier. Les caractéristiques linéaires des matériaux sont reprises à la Figure 5.9. Les caractéristiques de "damping" sont celles déterminées à l'issue des résultats des tests sur une suspente, à savoir $\alpha = 0.003$ et $\beta = 0$. Le maillage des suspentes est également celui déterminé à la section précédente, à savoir 400 éléments finis sur chaque suspente. Ensuite, une fois le maillage adéquat du tablier déterminé, nous réaliserons un modèle dans lequel nous ajouterons la non-linéarité matérielle.

5.3.1 Modèle élastique linéaire

Dans cette série de modèles élastiques linéraires, nous testons différents cas de maillage pour les éléments du tablier. Ces cas sont résumés dans le tableau ci-dessous (Tab.5.8).

Cas	1	2	3	4
Maillage	1 E.F	10 E.F	100 E.F	500 E.F

Tableau 5.8: Cas de maillage testés sur le tablier

Pour enregistrer les résultats des tests de maillage, nous choisissons des points de mesures, quatre sur chaque suspente. Ces points ou noeuds de mesures sont illustrés à la Figure 5.10.

Les tests sur les modèles linéaires sont tous réalisés avec l'impulsion engendrée par une charge de 3000 $[kg]$ (Fig. 5.4). Les résultats sont repris dans les grands tableaux d'images aux pages suivantes (Tab. 5.9 et 5.10).

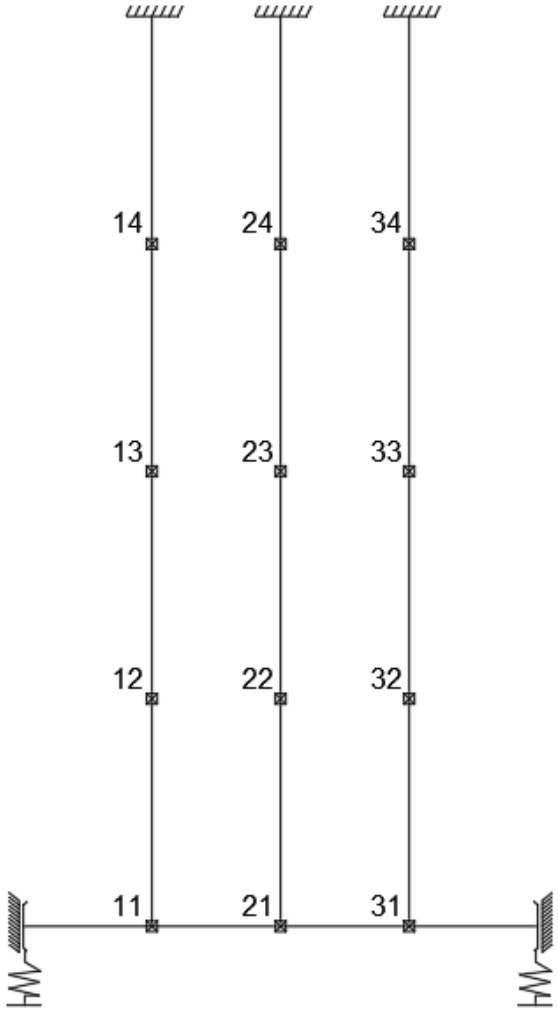
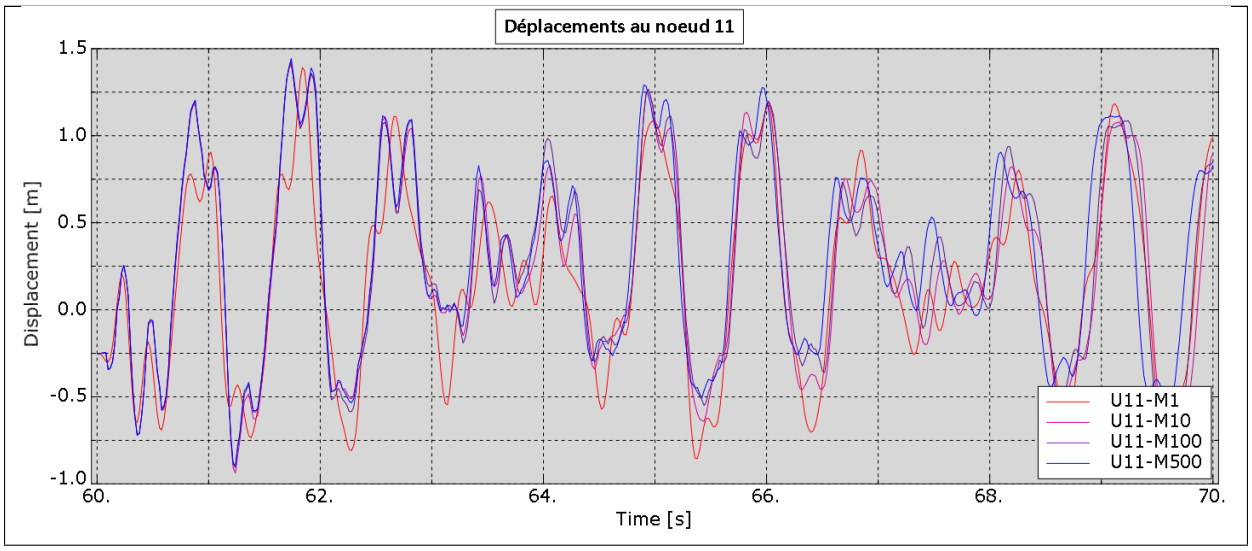
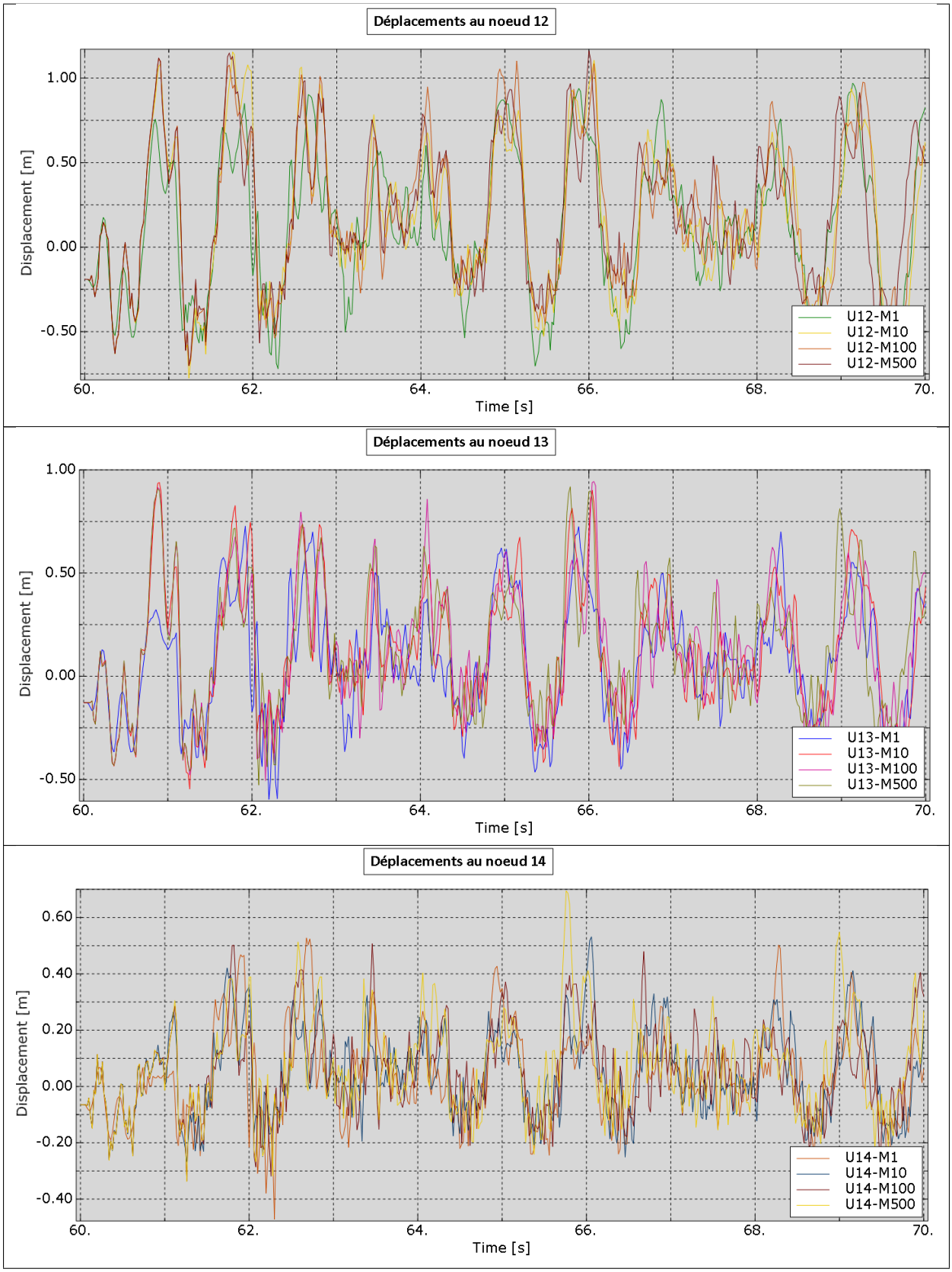
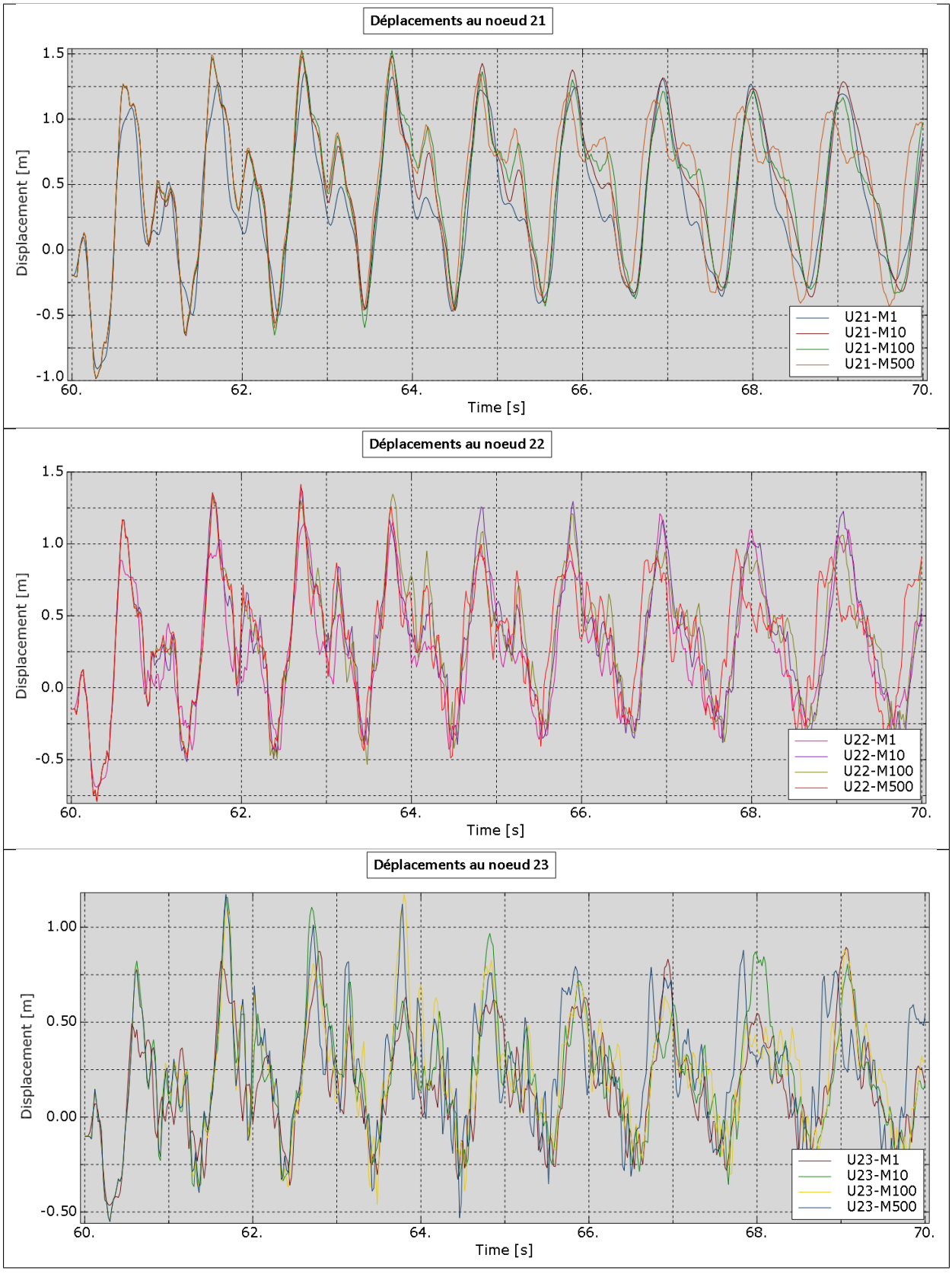
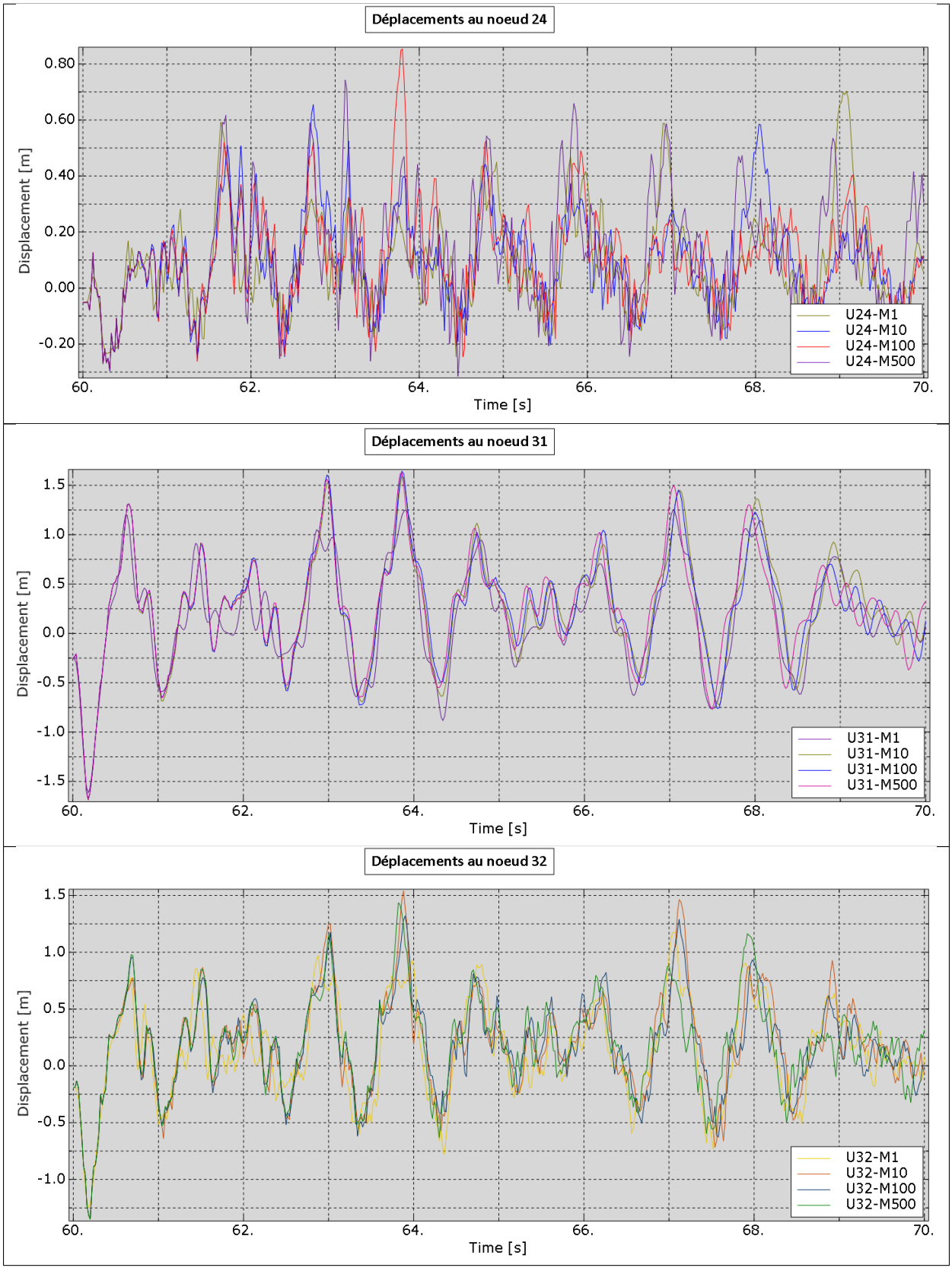


Figure 5.10: Positions et numérotation des noeuds de mesures sur les suspentes




Déplacements au noeud 12
Displacement [m]
1.00
0.50
0.00
-0.50
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U12-M1
U12-M10
U12-M100
U12-M500
Déplacements au noeud 13
Displacement [m]
1.00
0.50
0.00
-0.50
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U13-M1
U13-M10
U13-M100
U13-M500
Déplacements au noeud 14
Displacement [m]
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
-0.40
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U14-M1
U14-M10
U14-M100
U14-M500


Déplacements au noeud 21
Displacement [m]
1.5
1.0
0.5
0.0
-0.5
-1.0
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U21-M1
U21-M10
U21-M100
U21-M500
Déplacements au noeud 22
Displacement [m]
1.5
1.0
0.5
0.0
-0.5
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U22-M1
U22-M10
U22-M100
U22-M500
Déplacements au noeud 23
Displacement [m]
1.00
0.50
0.00
-0.50
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U23-M1
U23-M10
U23-M100
U23-M500


Déplacements au noeud 24
Displacement [m]
0.80
0.60
0.40
0.20
0.00
-0.20
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U24-M1
U24-M10
U24-M100
U24-M500
Déplacements au noeud 31
Displacement [m]
1.5
1.0
0.5
0.0
-0.5
-1.0
-1.5
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U31-M1
U31-M10
U31-M100
U31-M500
Déplacements au noeud 32
Displacement [m]
1.5
1.0
0.5
0.0
-0.5
-1.0
60.
62.
64.
66.
68.
70.
Time [s]
U32-M1
U32-M10
U32-M100
U32-M500

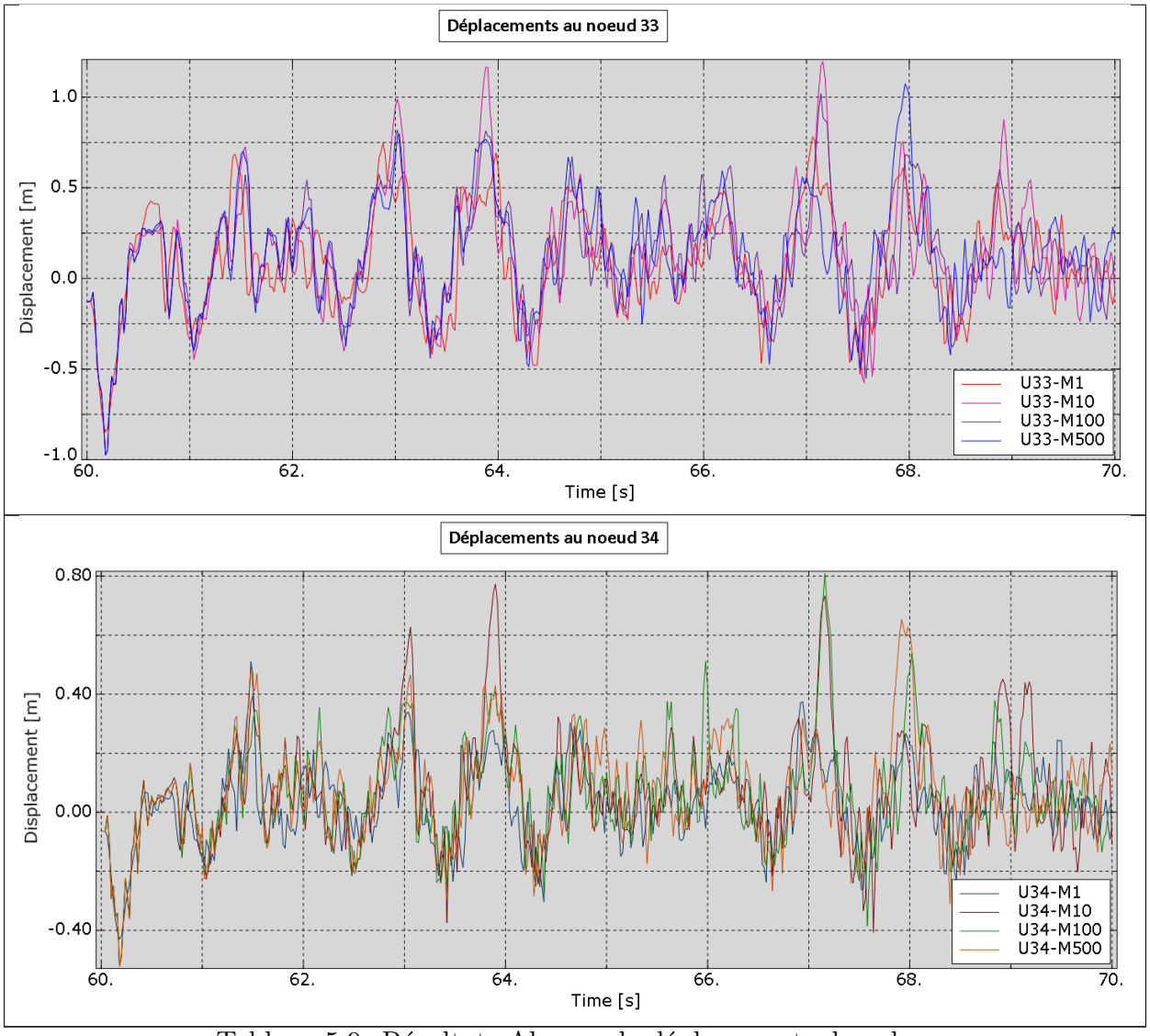
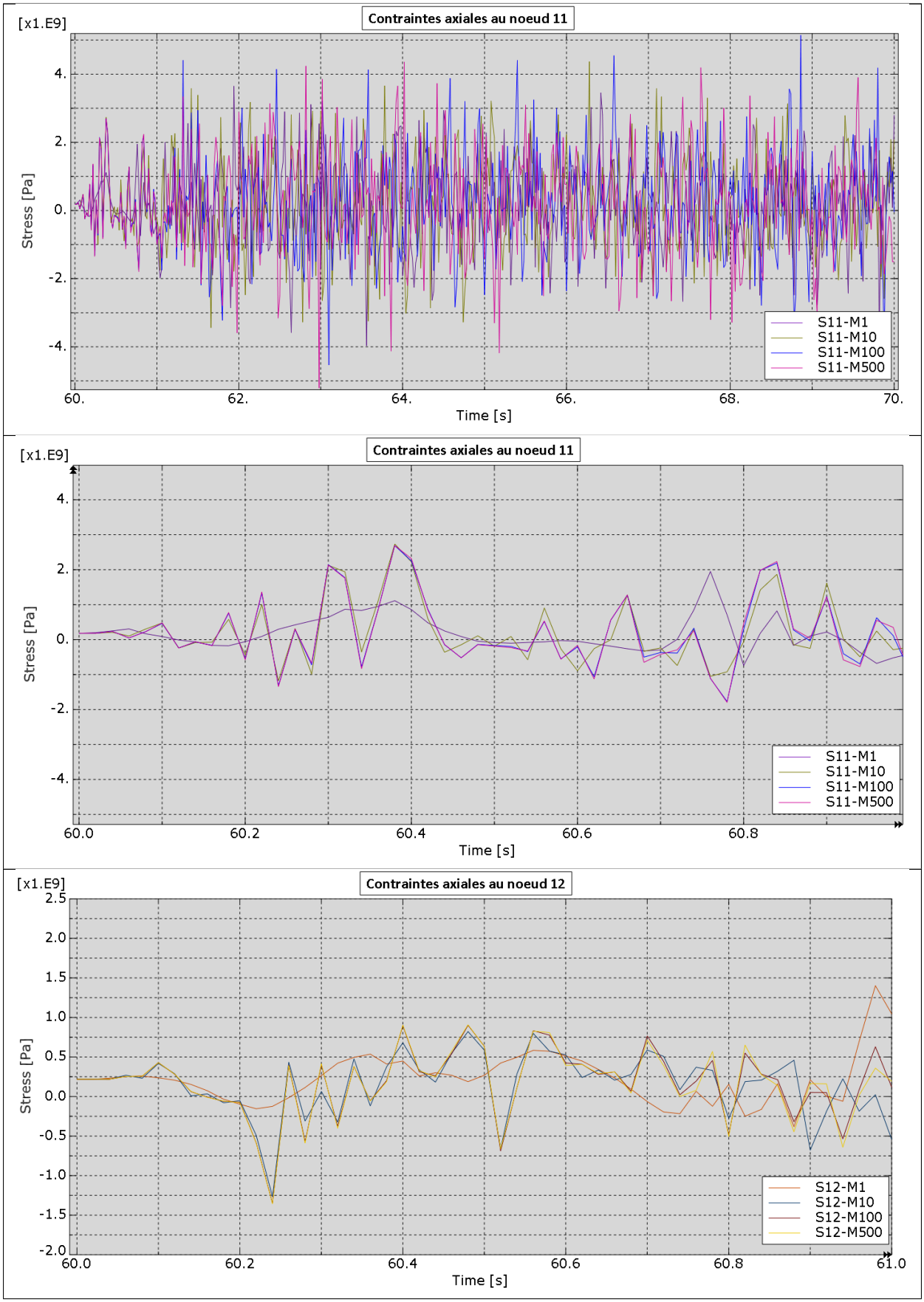
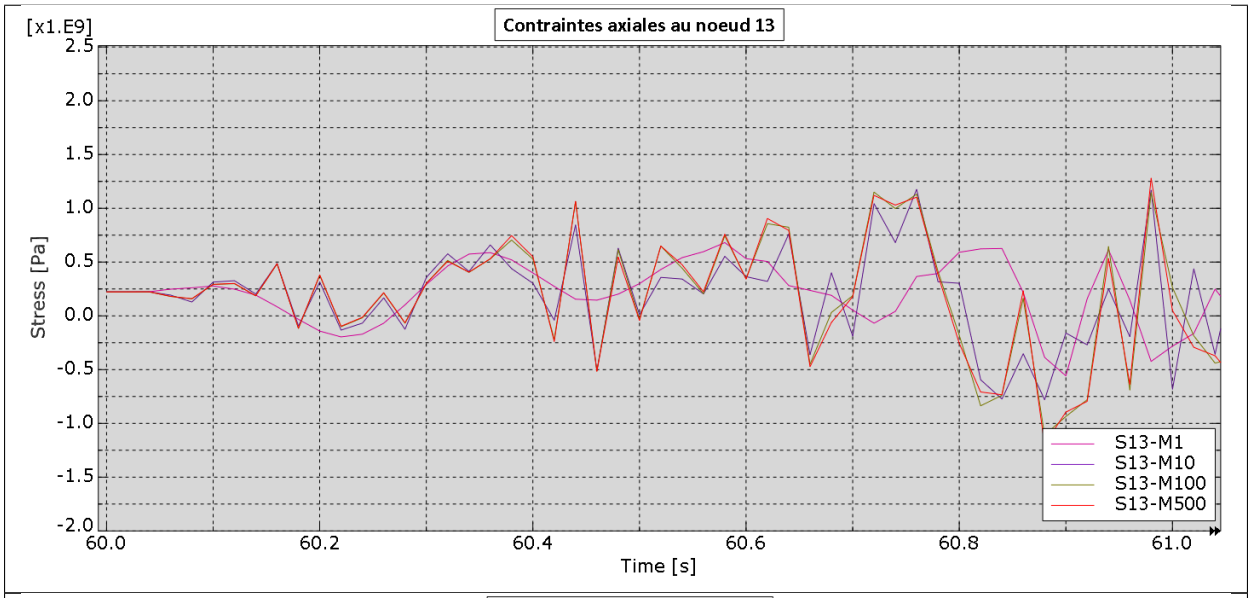
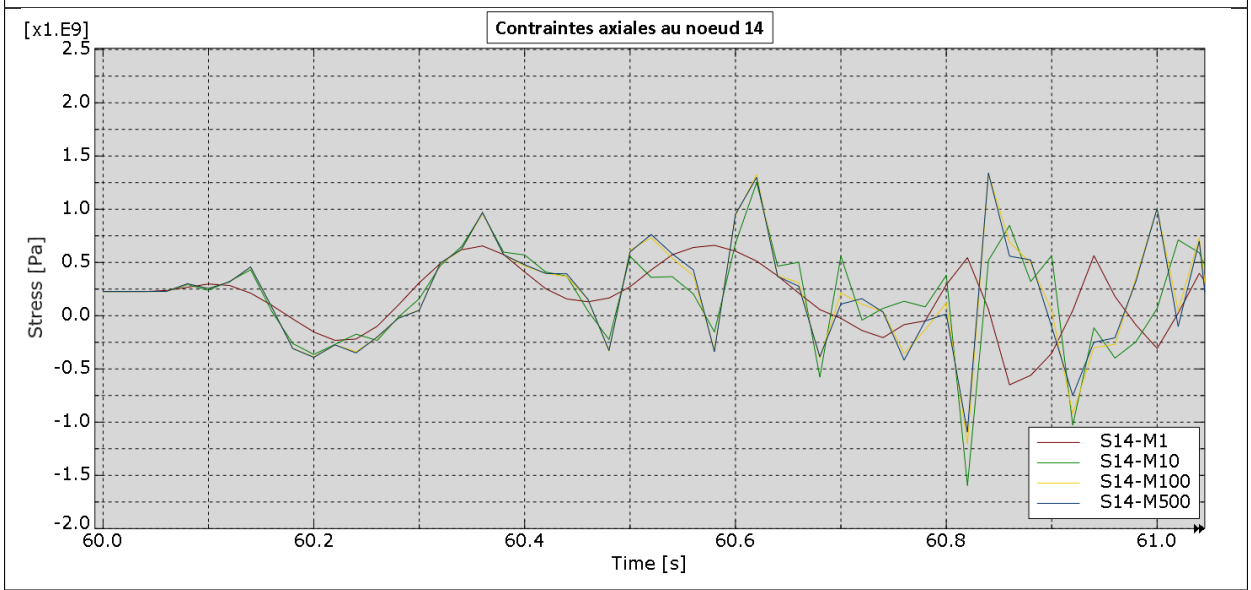
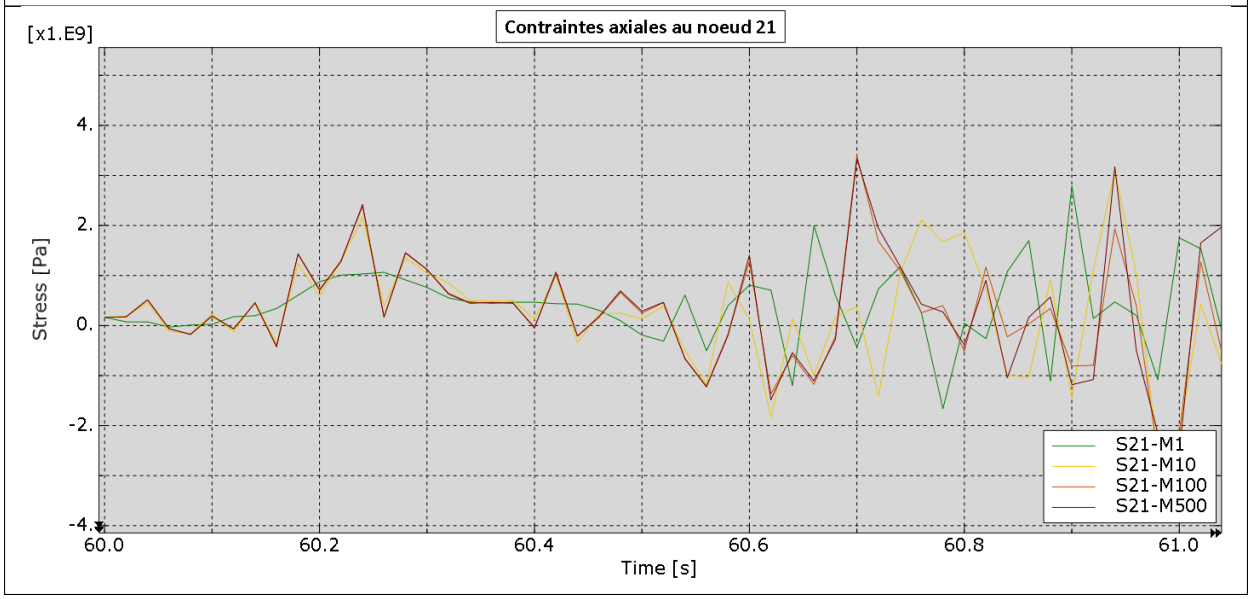


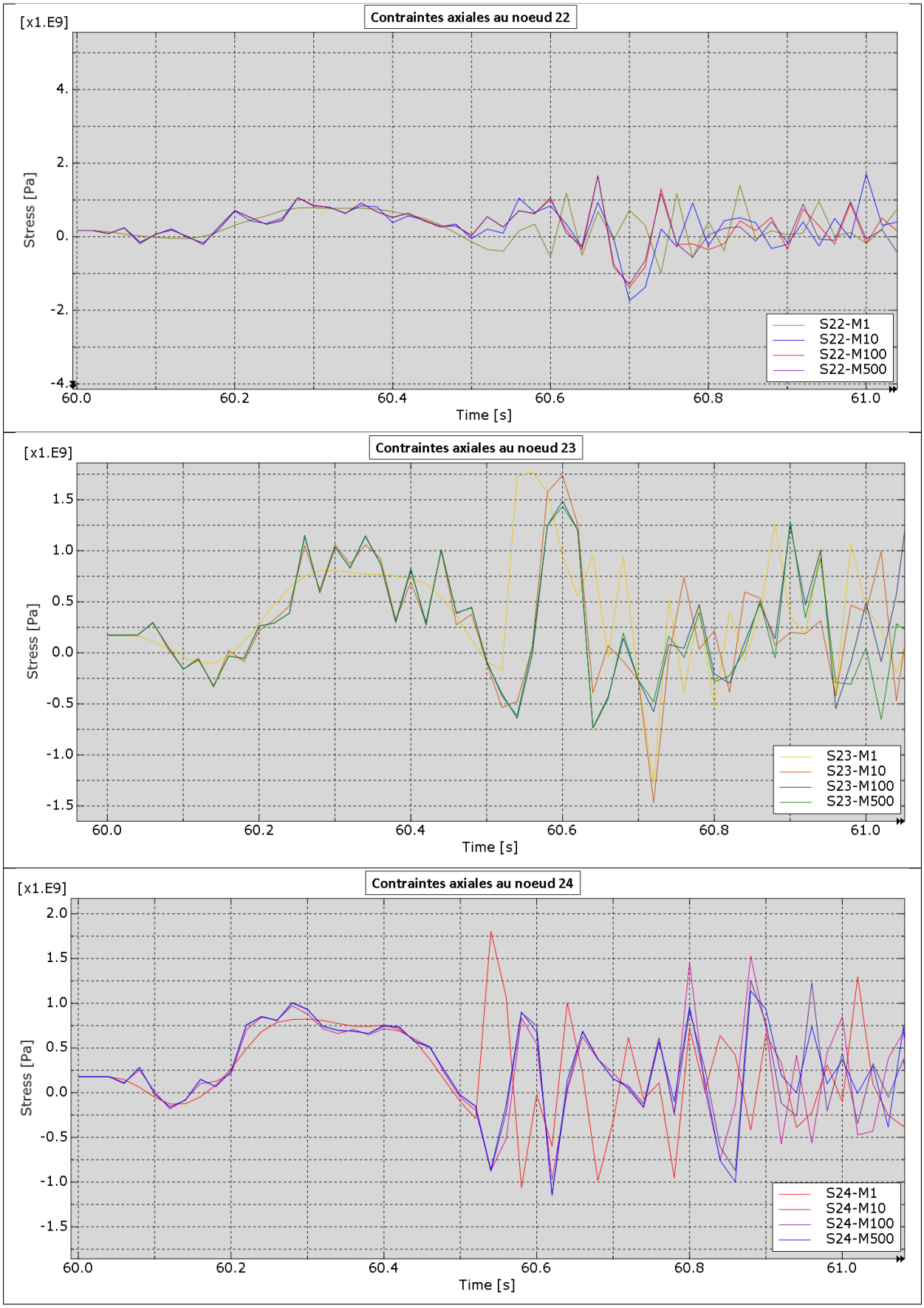
Tableau 5.9: Résultats Abaqus de déplacements dans les suspentes du modèle d'une portion de tablier

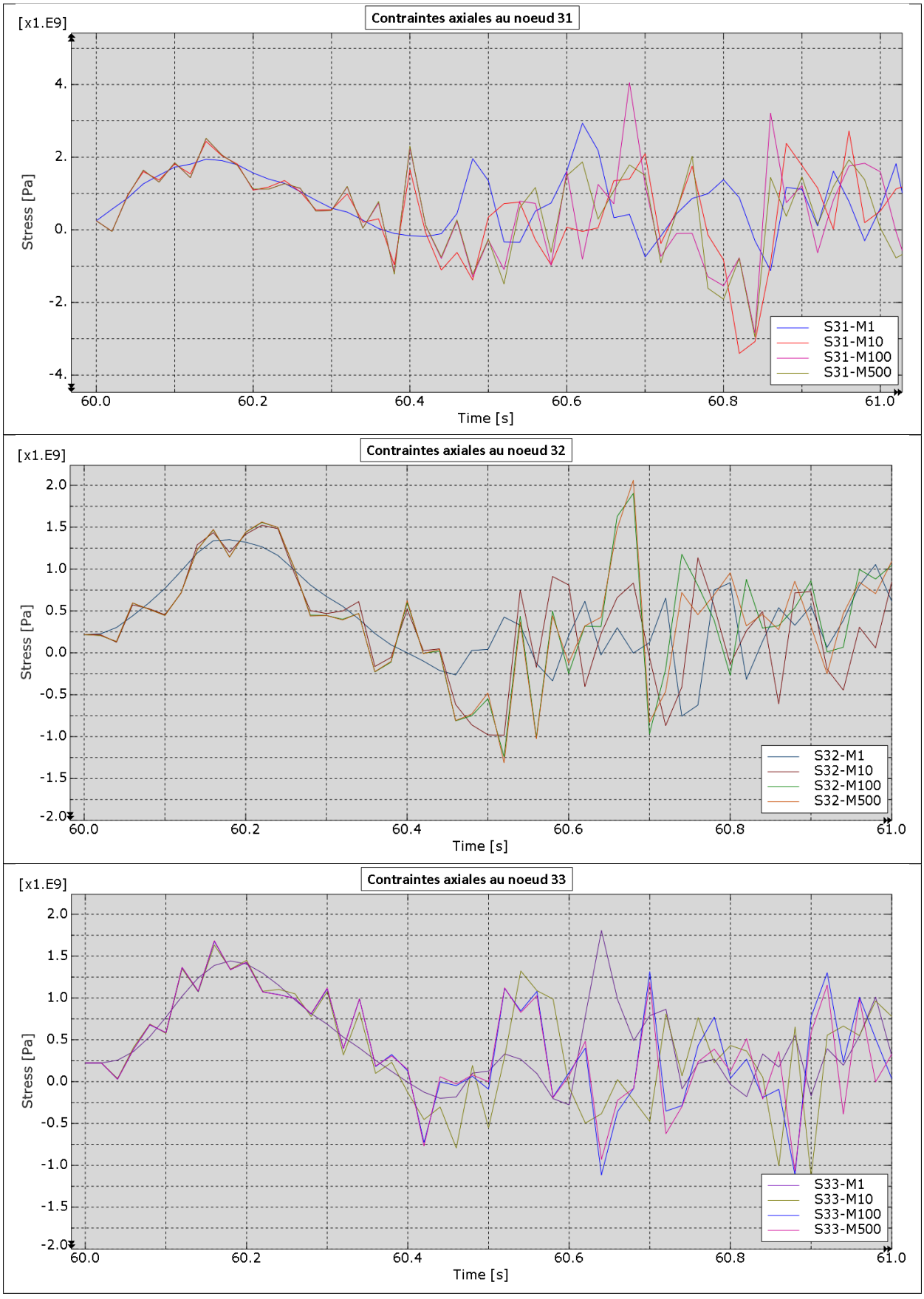

Contraintes axiales au noeud 11
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S11-M1
S11-M10
S11-M100
S11-M500
Contraintes axiales au noeud 11
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S11-M1
S11-M10
S11-M100
S11-M500
Contraintes axiales au noeud 12
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S12-M1
S12-M10
S12-M100
S12-M500


[x1.E9]
Contraintes axiales au noeud 13
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
-0.5
-1.0
-1.5
-2.0
Stress [Pa]
60.0
60.2
60.4
60.6
60.8
61.0
Time [s]
S13-M1
S13-M10
S13-M100
S13-M500


[x1.E9]
Contraintes axiales au noeud 14
2.5
2.0
1.5
1.0
0.5
0.0
-0.5
-1.0
-1.5
-2.0
Stress [Pa]
60.0
60.2
60.4
60.6
60.8
61.0
Time [s]
S14-M1
S14-M10
S14-M100
S14-M500


[x1.E9]
Contraintes axiales au noeud 21
4.
2.
0.
-2.
-4.
Stress [Pa]
60.0
60.2
60.4
60.6
60.8
61.0
Time [s]
S21-M1
S21-M10
S21-M100
S21-M500


Contraintes axiales au noeud 22
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S22-M1
S22-M10
S22-M100
S22-M500
Contraintes axiales au noeud 23
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S23-M1
S23-M10
S23-M100
S23-M500
Contraintes axiales au noeud 24
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S24-M1
S24-M10
S24-M100
S24-M500


Contraintes axiales au noeud 31
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S31-M1
S31-M10
S31-M100
S31-M500
Contraintes axiales au noeud 32
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S32-M1
S32-M10
S32-M100
S32-M500
Contraintes axiales au noeud 33
[x1.E9]
Stress [Pa]
Time [s]
S33-M1
S33-M10
S33-M100
S33-M500

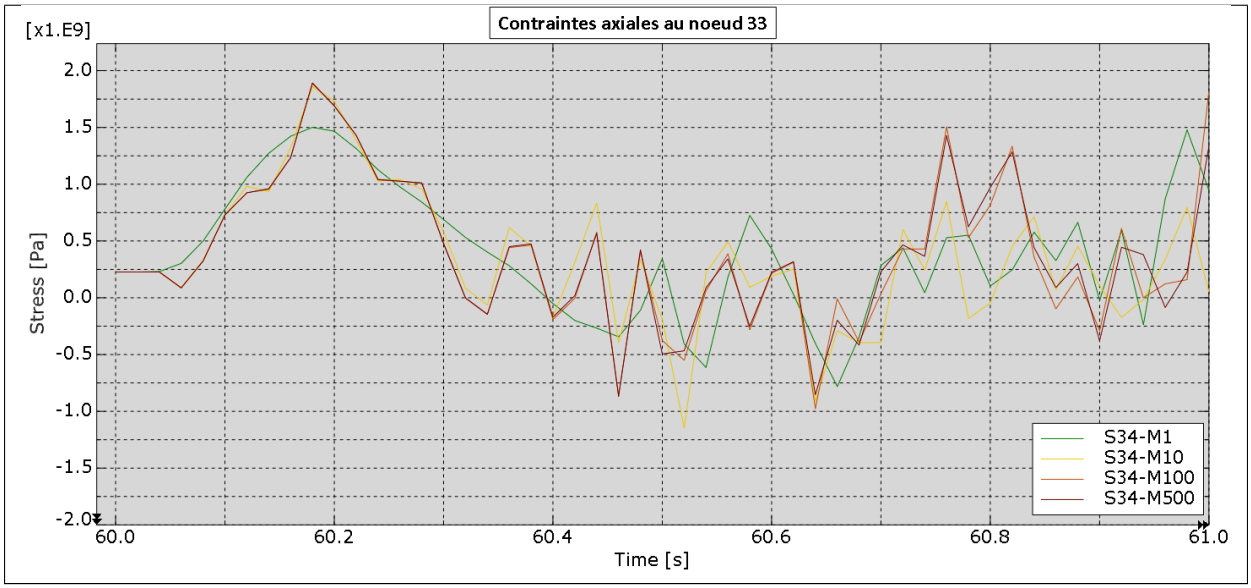


Tableau 5.10: Résultats Abaqus de contraintes dans les suspentes du modèle d'une portion de tablier

Interprétations des résultats

1. Au delà de 100 éléments finis sur chaque élément du tablier, les résultats ne varient plus grandement. Nous allons donc considérer que ce choix de maillage est suffisant pour obtenir de bons résultats en termes de comportement du tablier.

2. Les écarts entre les résultats fournis par les différents tests augmentent dans le temps.

3. En outre, en termes de contraintes, il est difficile d'interpréter les graphes en observant les 10 $[s]$ de simulation (voir premier graphe du Tableau 5.10). Cependant si nous nous intéressons à la première seconde de simulation, nous constatons également que le maillage de 100 éléments finis donne d'aussi bons résultats que le maillage de 500 éléments finis.

5.3.2 Modèle non-linéaire

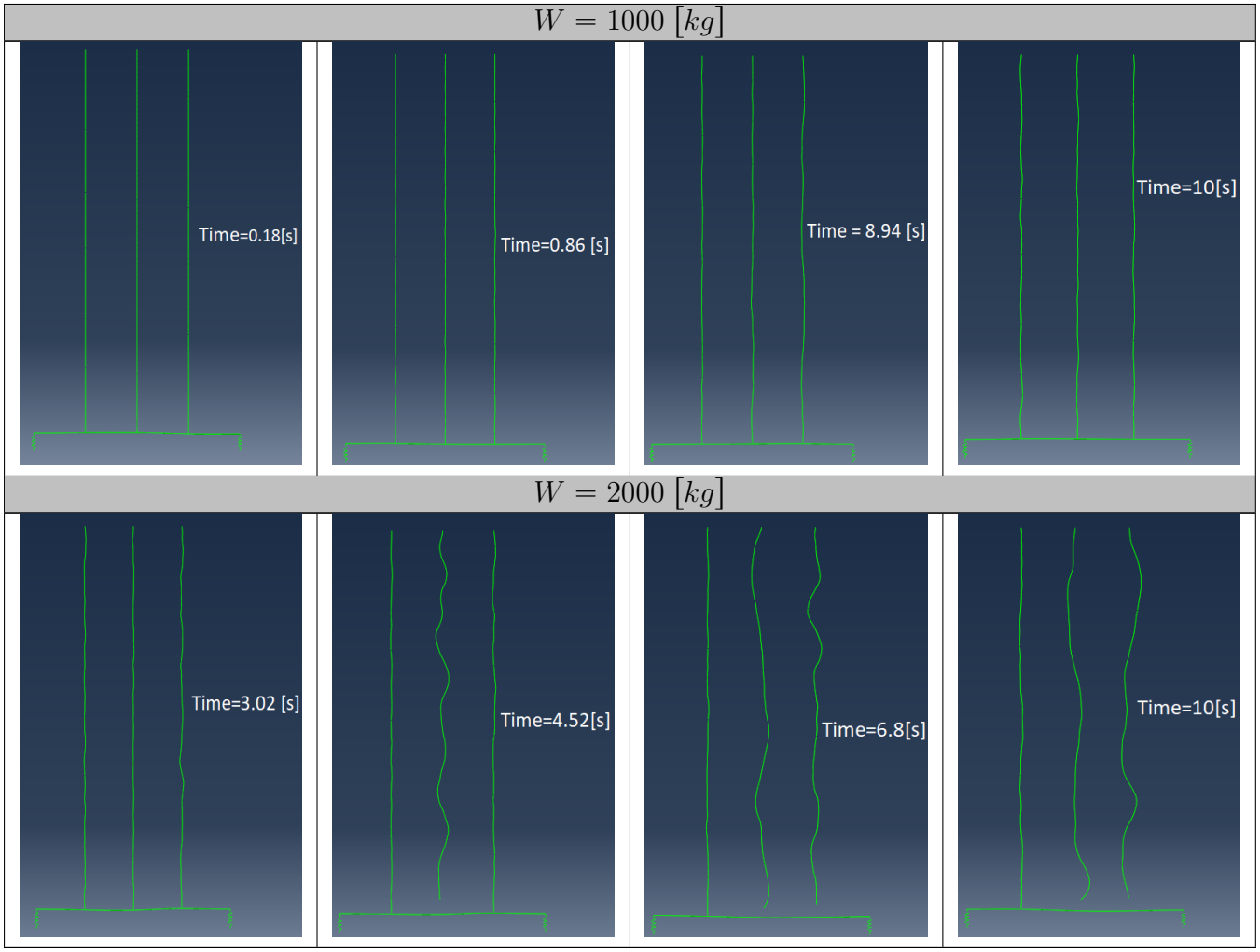
Dans cette série de modèles, ici avec un comportement non-linéaire matériel (Fig.5.7) des suspentes, nous testons différents cas d'impulsion. Ces cas sont résumés dans le tableau ci-dessous (Tab.5.11).

Cas	1	2	3	4
W $[kg]$	1000	2000	3000	6000

Tableau 5.11: Cas de maillage testés sur le tablier

Nous constatons que plusieurs suspentes peuvent rompre, et ce, pour des charges inférieures à ce que nous avions estimé suite aux résultats de simulations sur le modèle non-linéaire d'une seule suspente. En effet, à partir de 2000 $[kg]$, nous observons de multiples

ruptures dans le modèle. Pour rappel, lorsque les contraintes ultimes sont dépassées, nous introduisons au modèle non-linéaire des "contraintes-déformations" le fait que la résistance de l'élément devienne quasi nulle. Dès lors dans les simulations, lorsque la contrainte ultime est dépassée dans un élément, ce dernier se déforme largement et de façon anormale pour des contraintes quasi nulles. Finalement pour rendre la rupture visible dans le module de visualisation d'ABAQUS, nous avons paramétré la disparition des éléments lorsque les contraintes au sein de ceux-ci sont entre -10 et 10 $[Pa]$. Ci-après, nous comparons les différentes ruptures sur base d'images instantanées de la déformée du modèle (Tableau 5.12).



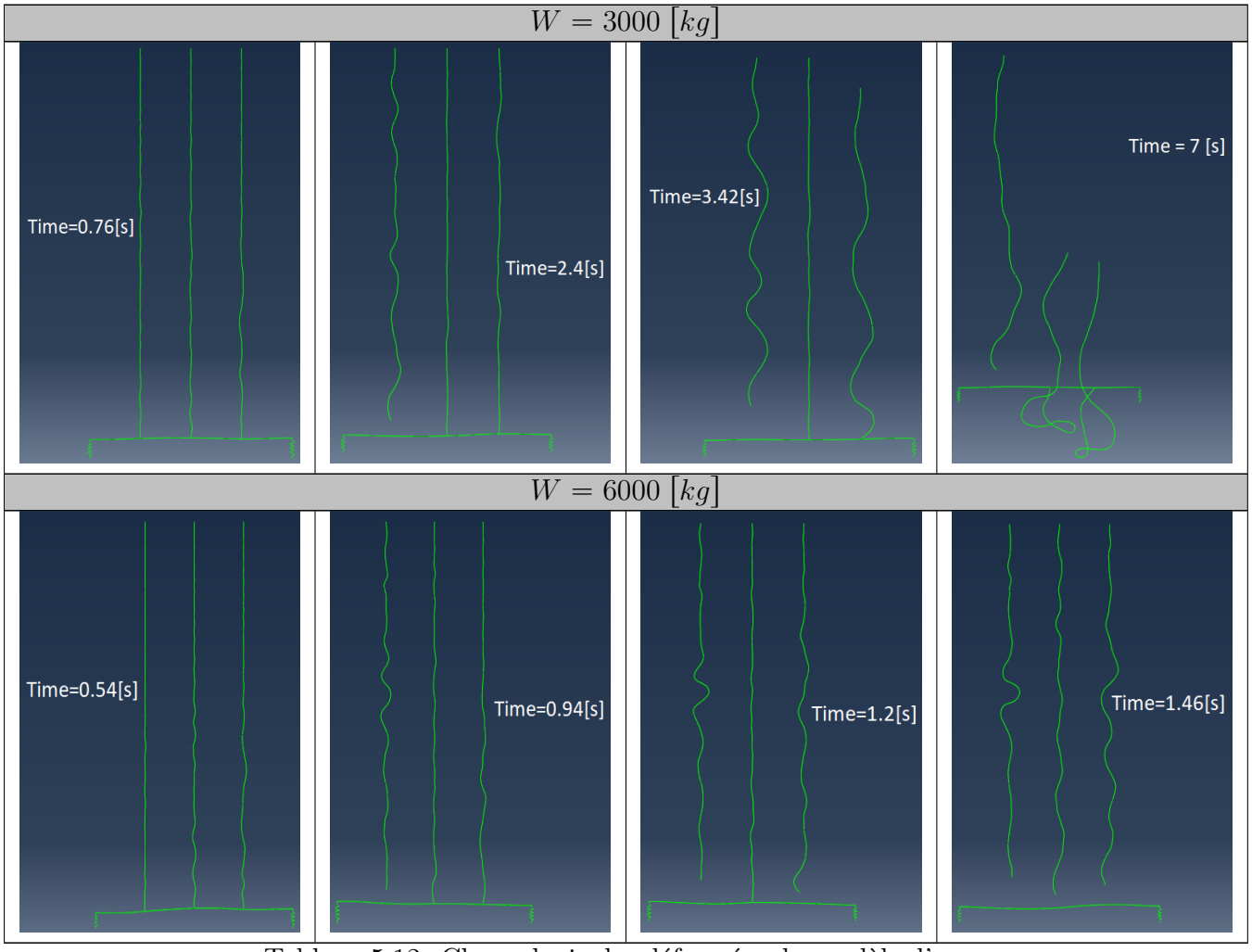


Tableau 5.12: Chronologie des déformées du modèle d'une portion du pont suspendu pour différentes impulsions

Interprétations des résultats

1. Pour une charge explosive de 1000 $[kg]$, la structure se contente de vibrer.
2. Pour une charge explosive de 2000 $[kg]$, nous observons une rupture en chaîne des deux suspentes les plus proches de l'extrémité où est placée l'impulsion en commençant par la suspente du milieu.
3. Pour une charge de 3000 $[kg]$, le tablier vibre d'avantage. D'abord, la suspente la plus éloignée de l'explosion casse à sa base. Ensuite les deux autres suspentes cassent à leur tête successivement en commençant par celle proche de l'explosion.
4. Pour une charge de 6000 $[kg]$, les suspentes cassent dans le même ordre que dans le cas de 3000 $[kg]$ mais les ruptures s'opèrent toutes en la base des suspentes.

De manière générale, nous constatons qu'il est difficile de comprendre la logique de rupture successive des suspentes. Une hypothèse pouvant l'expliquer serait la présence

d'effets de bords dans le modèle. Les ondes pourraient en effet se réfléchir au niveau des glissières et un jeu de superpositions d'ondes prendrait place au sein du tablier.

5.4 Modélisation 3D du pont suspendu de Messine

5.4.1 Importation de la géométrie et des matériaux de la structure dans le logiciel ABAQUS

Les données concernant la géométrie du pont suspendu du détroit de Messine sont fournies par un fichier texte "Bridge_2 Straus7.txt", issu d'une modélisation du pont sur un autre logiciel appelé "Straus7". Ce fichier fournit entre autres, les coordonnées des noeuds de la structure, les pairs de noeuds formant les éléments "beam" du modèle ainsi que la section associée à chaque "beam".

Importation de la géométrie générale

A l'aide d'un logiciel d'édition de fichiers ".txt", comme Bloc-notes, et des fonctions de concaténation du logiciel Excel, nous avons créé des scriptes de commandes pour le logiciel de dessin 3D Autocad.

La modélisation contient 1083 noeuds et 1564 éléments. Avant toute chose, nous avons classé les "beams" par famille. De cette manière, nous avons réalisé 9 scripts correspondant aux 9 familles d'éléments, que nous avons exécuté successivement dans différents calques au sein d'un projet Autocad. En réalisant cela, nous avons pu faire apparaître visuellement ces familles à l'aide de couleurs (Fig.5.11,5.12,5.13). Nous distinguons ainsi les types d'éléments suivants (Tab.5.13):

Familles d'éléments			
1	Câbles pincipaux	6	Traverses des piliers
2	Grandes suspentes	7	Poutres de chaussée (tablier)
3	Moyennes suspentes	8	Poutres ferroviaires (tablier)
4	Basses suspentes	9	Traverses (tablier)
5	Jambes des piliers		

Tableau 5.13: Familles d'éléments "beam" constituant le pont suspendu du détroit de Messine

Finalement, un fichier ".igs" peut être exporté d'Autocad et importé comme "part" dans Abaqus. C'est-à-dire comme un ensemble de lignes formant la géométrie de base de la structure. A cette étape de la réalisation du modèle du pont, aucune caractéristique de section ni de matériau n'est encore implémentée dans le modèle.

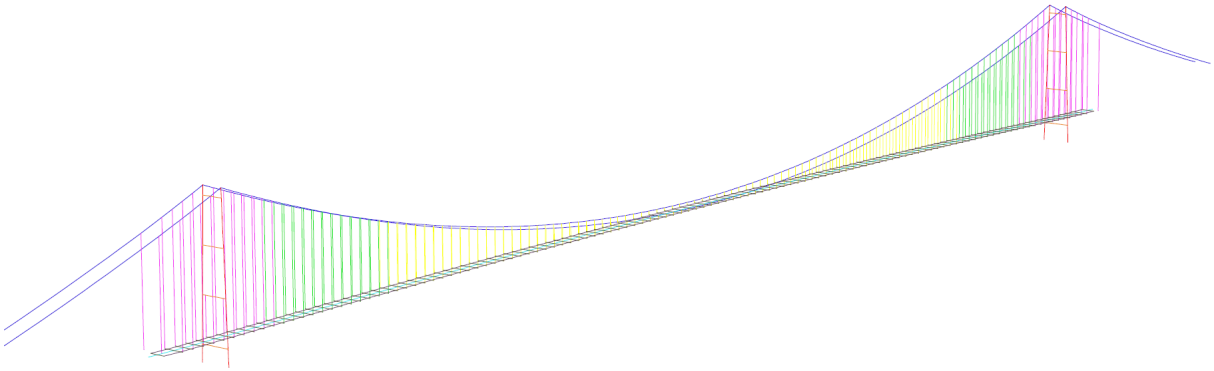


Figure 5.11: Modélisation Autocad vue générale

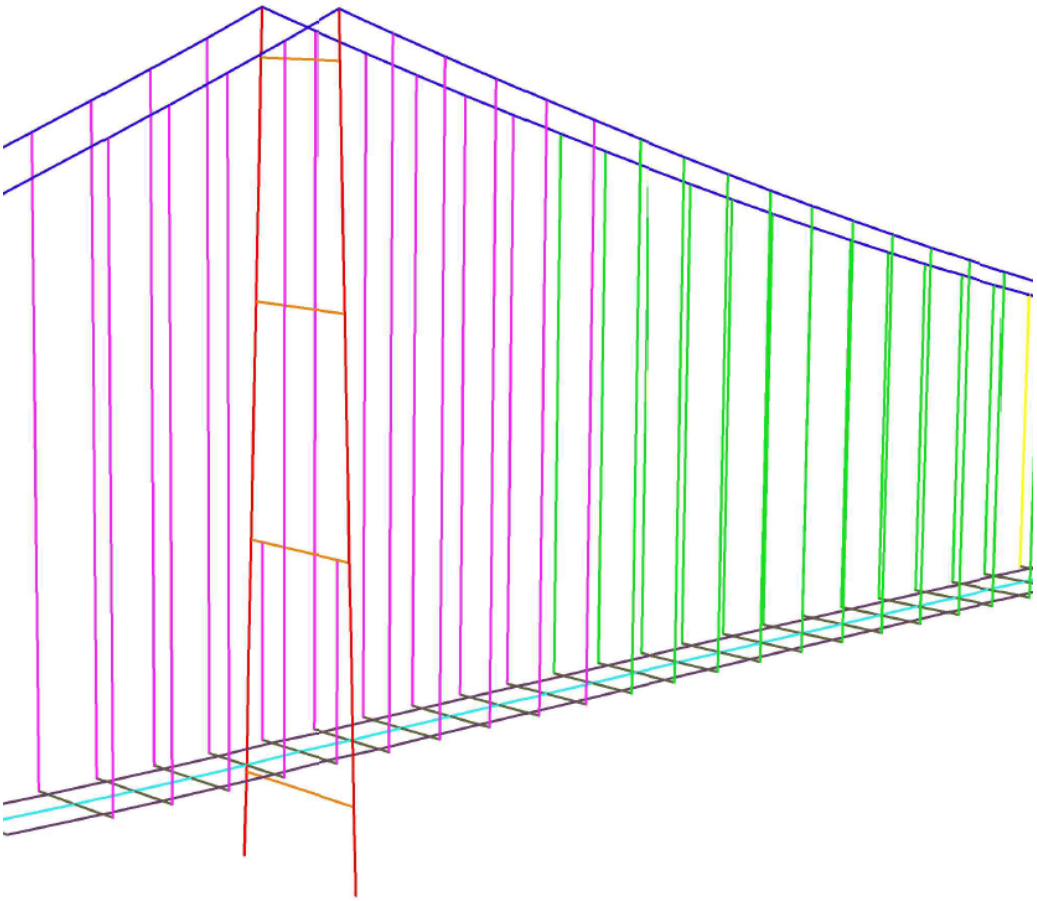


Figure 5.12: Modélisation Autocad vue approchée d'un pilier

Nous verrons plus tard que l'ensemble des lignes importées dans ABAQUS (Fig. 5.14) est en réalité la décomposition en éléments finis de base de la modélisation de la structure. En effet, nous observerons que le maillage sera généré de sorte à n'avoir qu'un seul élément fini entre deux noeuds, soit un élément fini par ligne dessinée. Par ailleurs, ce maillage général de la structure sera raffiné au droit de l'explosion pour obtenir un comportement de la structure plus réaliste.

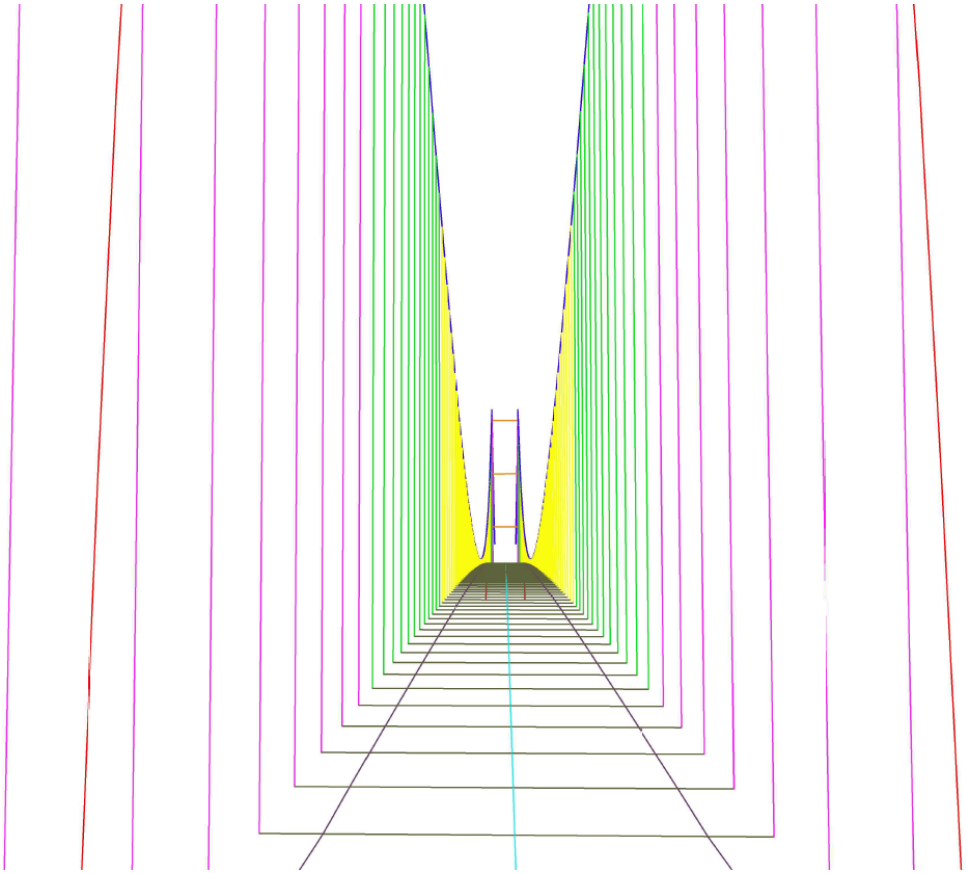


Figure 5.13: Modélisation Autocad vue dans l'axe du tablier

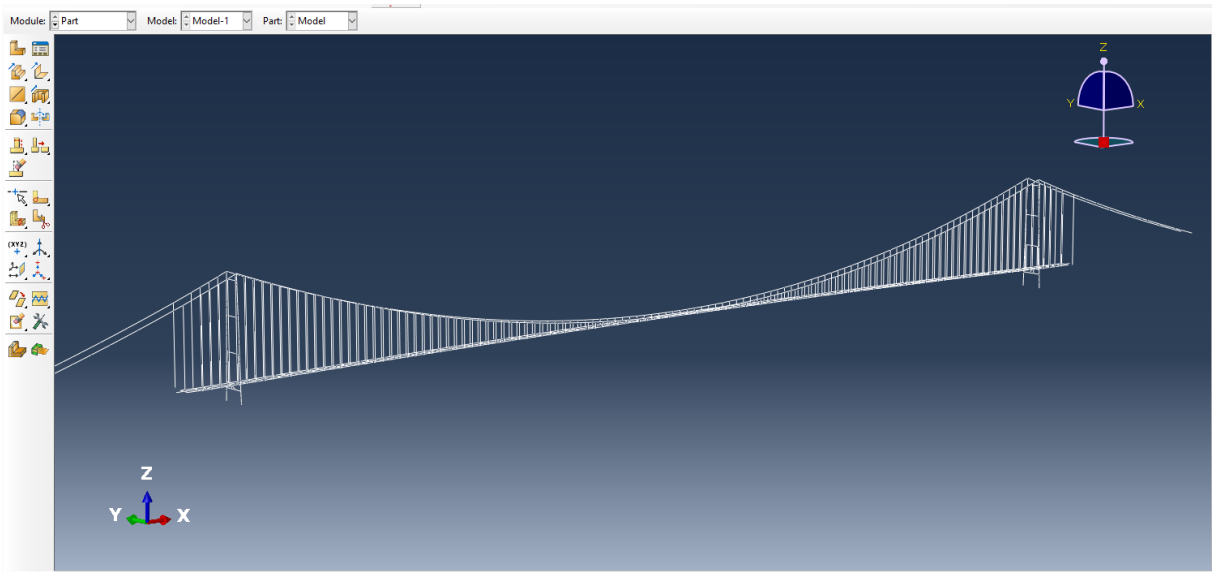


Figure 5.14: Modèle "beam" importé dans ABAQUS

Importation de la géométrie des éléments et des matériaux

Une fois les lignes importées, 9 "sets" correspondant aux familles d'éléments sont créés. A chacun de ces "sets", une section (Tab.5.15), constituée d'un profil géométrique et d'un

matériau (Tab.5.14), est assignée. Les caractéristiques des profils géométriques et des matériaux sont celles que nous avons vues au chapitre 2 et sont, pour rappel, également reprises au Tableau 5.15.

Matériaux	Densité ρ $[kg/m^3]$	Module de Young E $[Pa]$	Coefficient de Poisson ν [-]	Coefficient de dilatation thermique α $[°C^{-1}]$
1	7980	188.163×10^6	0.25	1.17×10^{-5}
2	7980	206×10^6	0.25	1.17×10^{-5}

Tableau 5.14: Types de matériaux

Section		A $[m^2]$	I_{tors} $[m^4]$	$I_{\text{flex},1}$ $[m^4]$	$I_{\text{flex},2}$ $[m^4]$	Matériau
1	Câble principal	2.02	0.6494	0.3247	0.3247	1
2	Grande suspente	0.0327	1.7×10^{-4}	8.51×10^{-5}	8.51×10^{-5}	1
3	Moyenne suspente	0.0137	2.987×10^{-5}	1.493×10^{-5}	1.493×10^{-5}	1
4	Basse suspente	0.0117	2.18×10^{-5}	1.09×10^{-5}	1.09×10^{-5}	1
5	Jambe du pilier	8.4252	52.941	222.3904	131.5288	2
6	Traverse du pilier	1.9792	13.9804	67.2698	6.1036	2
7	Poutre de chaussée	0.45	1.1642	0.3589	8.0787	2
8	Poutre ferroviaire	0.2996	0.6877	0.2245	2.4394	2
9	Traverse (tablier)	0.3233	1.1344	0.66336	0.7629	2

Tableau 5.15: Types de sections

Conditions de bords

L'étape suivante de la modélisation est la création des conditions de bords qui, dans le cas d'une structure, sont les appuis de cette dernière. Les conditions de bords sont également fournies par le fichier texte "Bridge_2 Straus7.txt" dont l'extrait est présenté à la Figure 5.15.

Vingt noeuds sont repris dans les conditions de bords. Par symétrie de l'ouvrage, cela représente 10 noeuds à l'entrée et à la sortie du pont. Ces 10 noeuds comprennent les 2 extrémités des deux câbles principaux, les 2 extrémités de deux hautes suspentes, les 2 noeuds à la base d'un pilier ainsi que les 4 noeuds d'une extrémité du tablier. La base des piliers et les extrémités du tablier sont encastrées tandis que les extrémités des câbles sont rotulées (Fig.5.16).

		Noeuds		Conditions de bords						
NdFreedom	1	1	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	} Encastrement
NdFreedom	1	29	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	40	1		DY	DZ	RX			} Rotule
NdFreedom	1	46	1		DY	DZ	RX			
NdFreedom	1	52	1		DY	DZ	RX			
NdFreedom	1	53	1		DY	DZ	RX			
NdFreedom	1	93	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	235	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	253	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	350	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	969	1		DY	DZ	RX			
NdFreedom	1	981	1		DY	DZ	RX			
NdFreedom	1	994	1		DY	DZ	RX			
NdFreedom	1	995	1		DY	DZ	RX			
NdFreedom	1	1010	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	1030	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	1045	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	1051	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	1078	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	
NdFreedom	1	1081	1	DX	DY	DZ	RX	RY	RZ	

Figure 5.15: Données sur les conditions de bords du modèle du pont suspendu de Messine

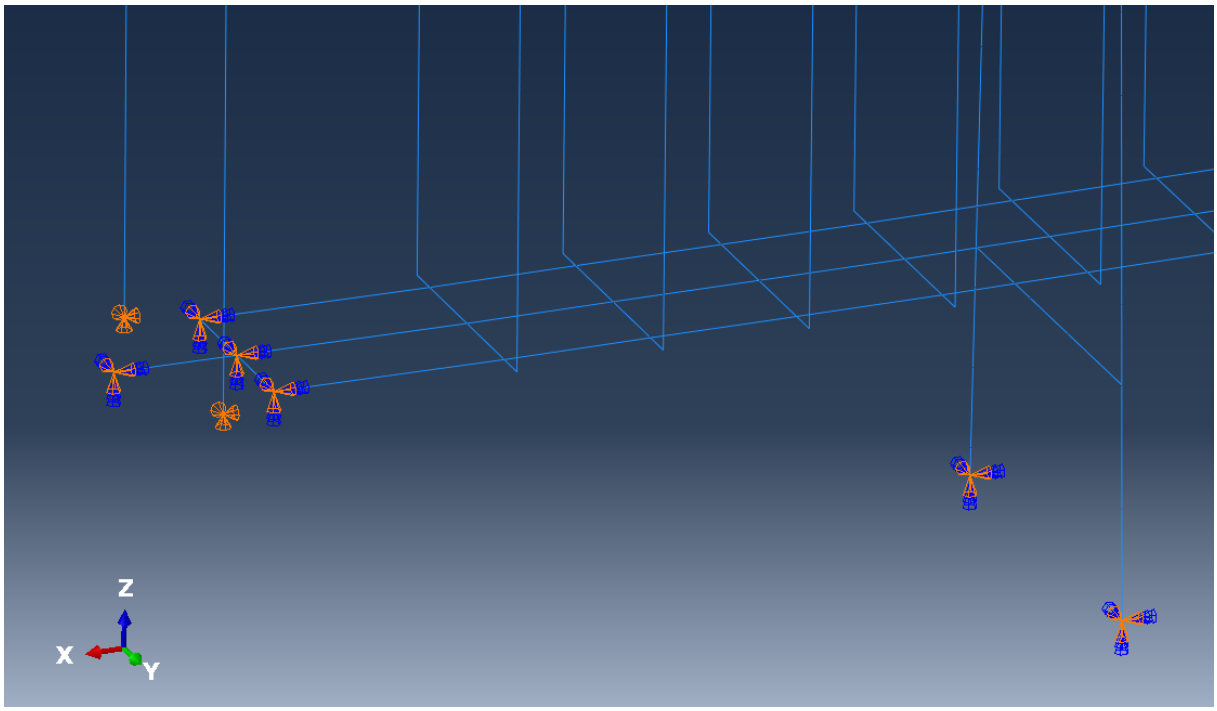


Figure 5.16: Vue des conditions de bords/appuis dans Abaqus

Maillage

En raison du nombre important d'éléments et de la taille de la structure, un maillage trop raffiné serait source de temps de simulation déraisonnables. Pour limiter ceux-ci, nous avons choisi d'affecter un seul élément fini par élément "beam" de la géométrie du pont (Fig. 5.17) et d'augmenter le nombre d'éléments finis sur les éléments proches du centre de la future explosion sur base des résultats que nous avons obtenus aux sections précédentes. Cependant, pour éviter des variations de maillage trop brutales au sein du modèle pouvant engendrer une mauvaise réponse de celui-ci, nous avons dû augmenter progressivement le

maillage vers le centre de la future explosion (Fig. 5.18).

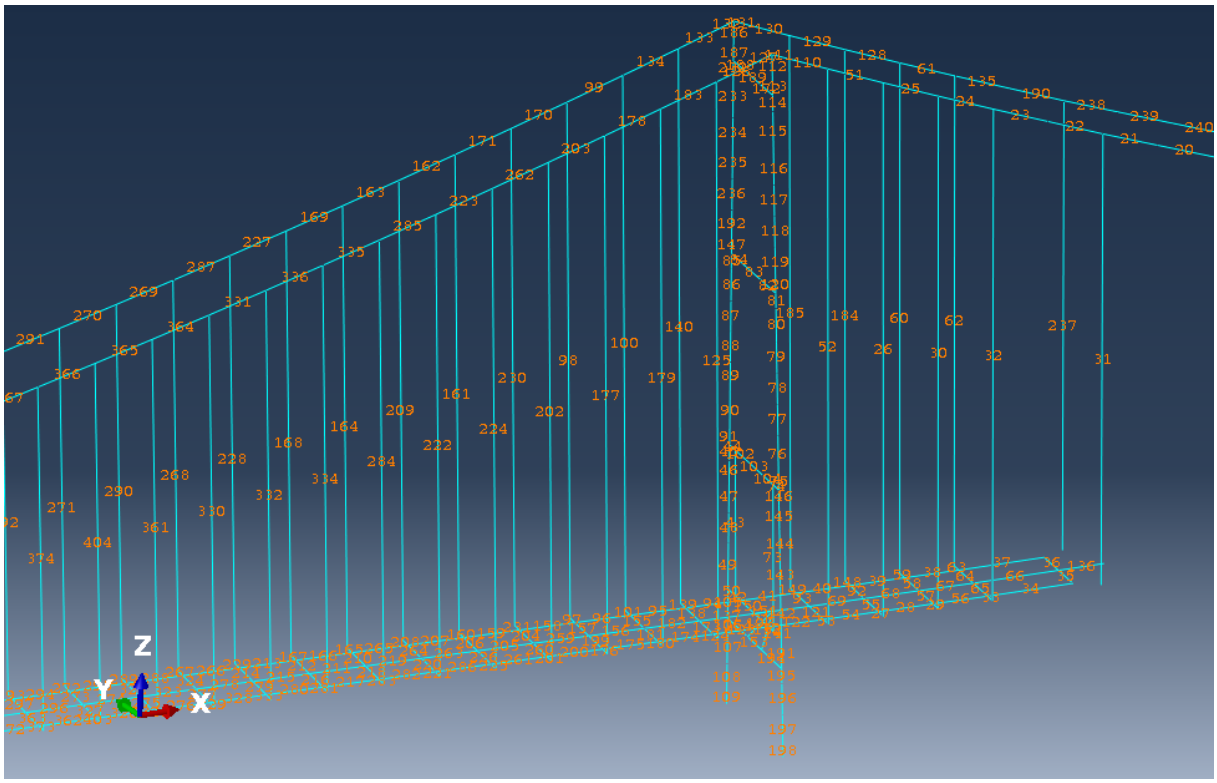


Figure 5.17: Maillage général du modèle du pont suspendu de Messine

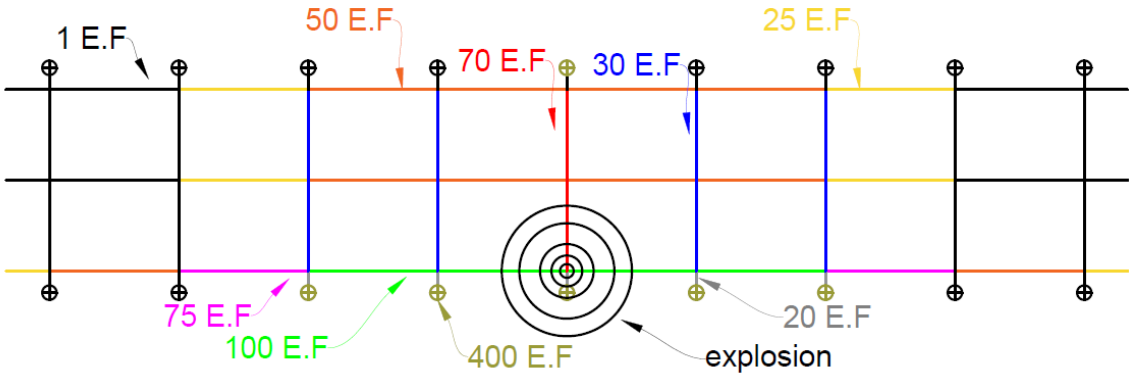


Figure 5.18: Vue en plan du maillage raffiné du tablier du pont autour de l'impulsion de l'explosion

5.4.2 Modèle statique: état initial

Maintenant que la géométrie, les sections, les matériaux et les appuis de la structure sont implémentés dans le modèle Abaqus, nous réalisons une étape préliminaire à l'analyse dynamique de la structure soumise à une impulsion explosive. Cette étape consiste à

soumettre le modèle à une analyse statique pour connaître les ordres de grandeur des déplacements enregistrés dans la structure lorsque celle-ci est au repos. Nous introduisons donc la gravité dans le modèle pour placer numériquement l'ouvrage sous tension.

Cependant, au vu des grands déplacements générés dans la structure, il est déjà indispensable d'inclure la non-linéarité géométrique dans le calcul du modèle. Sans l'activation du calcul au second ordre (non-linéarité géométrique), le modèle présenterait une flèche d'environ 2 $[km]$ au centre de la travée principale, ce qui n'est pas réaliste. Désormais, la flèche n'est plus que d'environ 27 $[m]$ sous l'action de la gravité ($g = 9.81\ [m/s^2]$).

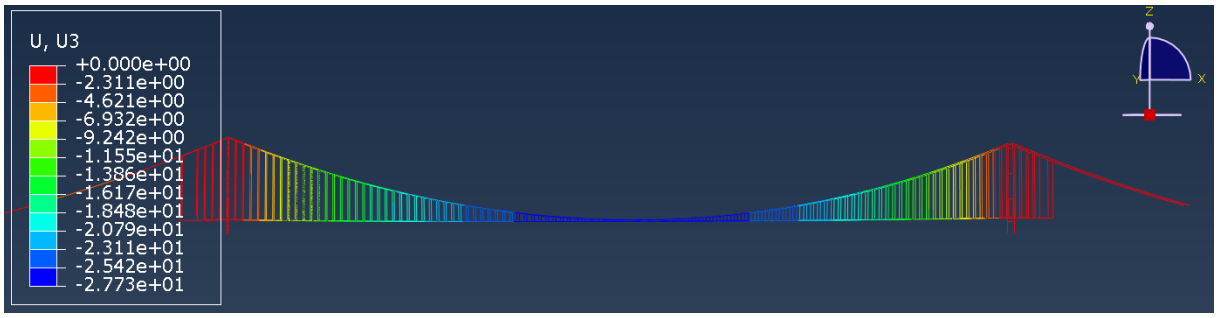


Figure 5.19: Résultats Abaqus d'un calcul statique des déplacements verticaux du pont soumis à la gravité

Néanmoins soumettre la structure simplement à la gravité ne fournit pas encore de résultats pouvant être considérés comme ceux de la structure dans sa position initiale avant de subir une explosion. La flèche au centre de la portée principale est encore trop importante. En effet, à la mise en place réelle de l'ouvrage, la structure sera pré-tendue de façon à obtenir une flèche quasi nulle au centre de l'ouvrage. Pour parvenir à ce résultat numériquement, une astuce est nécessaire. Cette dernière consiste à introduire une variation de température négative importante dans les deux câbles principaux de l'ouvrage pour les tendre et redresser ainsi la structure jusqu'à une flèche quasi nulle.

Toujours en utilisant un "solver" de calcul statique et par essais et erreurs, nous avons déterminé que la variation de température à appliquer aux deux câbles principaux vaut $\Delta T = -239^{\circ}$ pour annuler la flèche centrale (Fig. 5.20).

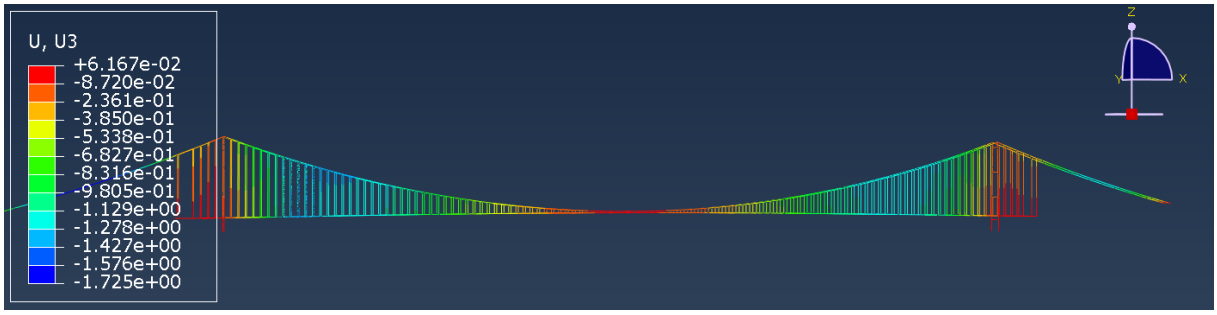


Figure 5.20: Résultats Abaqus d'un calcul statique des déplacements verticaux du pont soumis à la gravité et à une variation de température dans les câbles principaux

5.4.3 Modèle dynamique: état initial

Grâce au test de la section précédente sur le modèle du pont utilisant un "solver" de calculs statiques, nous savons comment obtenir la structure dans son état initial. Nous pouvons dès lors réitérer ces opérations en utilisant, cette fois-ci, le "solver" dynamique d'Abaqus/Explicit pour obtenir la structure dans sa position initiale. Ces simulations seront significativement plus longues. Nous pourrons, ensuite, ajouter un "step" où nous introduirons une impulsion causée par une charge explosive.

L'obtention de l'état initial de la structure avec le modèle dynamique se réalise au moyen d'un seul "step" au cours duquel nous appliquons simultanément la gravité et la variation de température dans la structure pour limiter la largeur du spectre des déplacements du pont. De cette manière, nous limitons les amplitudes des oscillations du pont à la fin de ce "step" initial. En effet, en réduisant les déplacements du pont, nous atténuons les effets d'inerties et donc les vibrations du pont. Les détails de ce "step" initial sont les suivants:

1. Application linéaire de la gravité selon le Tableau 5.16.
2. Application linéaire de la variation de température sur les câbles principaux du pont. Cette variation de température s'applique avec le même taux de variation que la gravité (Tab. (5.16)).

time $[s]$	Amplitude [%]
0	0
150	100

Tableau 5.16: Amplitude de la gravité/température en fonction du temps relatif au "step"

A la fin de ce "step" nous avons vérifié que les oscillations de la structure étaient acceptables afin de ne pas perturber les résultats que nous produirons au "step" suivant. Nous avons constaté que les oscillations n'étaient que de quelques mètres tout au plus et qu'elles avaient une période d'oscillations très longue. Cette amplitude d'oscillations pour un pont d'une portée principale de 3300 $[m]$ a été jugée acceptable dans le cadre de cette étude. De plus, la fréquence d'oscillations est très basse et ne risque donc pas d'interférer avec les ondes de très hautes fréquences générées par une impulsion explosive. Nous pouvons donc considérer que nous avons obtenu un état initial de la structure acceptable pour pouvoir passer aux simulations d'actions explosives.

Par ailleurs, les analyses étant désormais dynamiques, nous nous sommes penchés sur la question du "damping". Les résultats des études que nous avons réalisées plus tôt dans ce chapitre (section 5.2), nous ont permis de souligner que le paramètre de damping α permet d'amortir les basses fréquences tandis que le paramètre β permet d'amortir les hautes fréquences. Dès lors nous avons choisi le couple de valeurs:

$$\boxed{\alpha = 0.03} \qquad \boxed{\beta = 0.0}$$

Un tel choix de valeurs de ”damping” permet de limiter les oscillations dues à la mise en tension de la structure lors du premier ”step” tout en maintenant l'intégrité des vibrations à haute fréquence générées par l'explosion.

En outre, nous avons aussi vérifié qu'une fois en tension, les contraintes des suspentes étaient toujours de l'ordre de $160 - 170\ [MPa]$ comme lors des analyses sur le modèle de la suspente et sur le modèle de la portion de tablier soutenu par 3 suspentes (Fig.5.21).

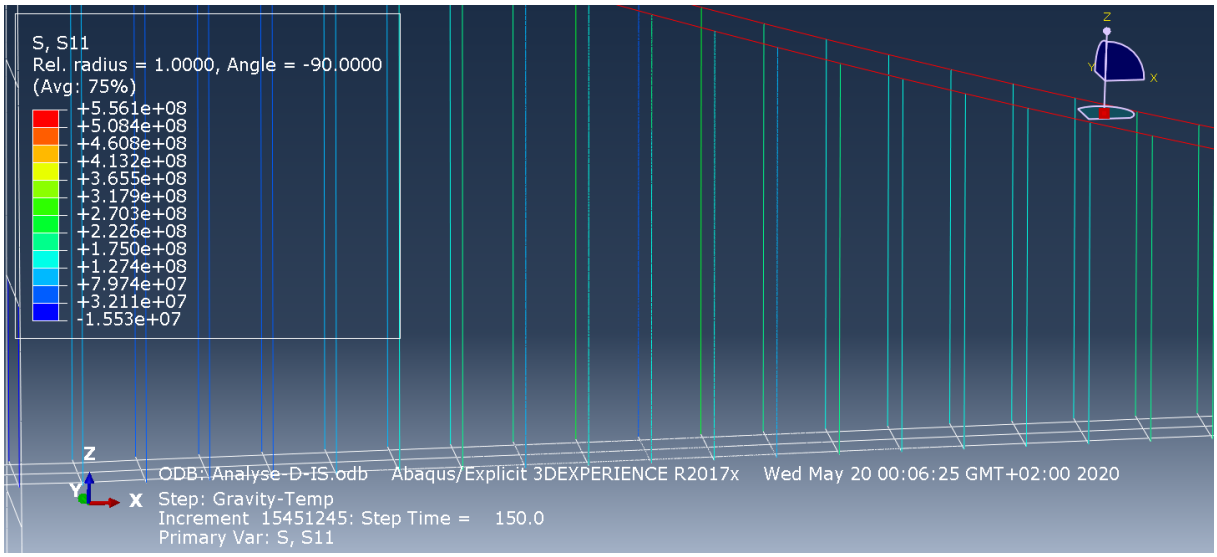


Figure 5.21: Résultats Abaqus des contraintes dans les suspentes après mise en tension du modèle

5.4.4 Modèle dynamique: explosion

Enfin, nous réalisons les premières analyses d'actions explosives sur le tablier du pont suspendu du détroit de Messine. Dans un premier temps, nous conservons des propriétés matérielles linéaires élastiques pour tout le modèle et, dans un second temps, nous introduisons la non-linéarité matérielle dans les suspentes proches de l'explosion afin de visualiser d'éventuelles ruptures.

Par souci de cohérence avec les tests réalisés sur les modèles intermédiaires dans les sections précédentes, nous avons décidé de placer l'impulsion issue de la charge explosive au pied de la dixième suspente de la portée principale du pont en partant d'un pilier (Fig. 5.22).

Les mesures prises au cours de ces différents tests sont effectuées au bas des 6 suspentes dont le maillage contient 400 éléments finis (Fig.5.23).

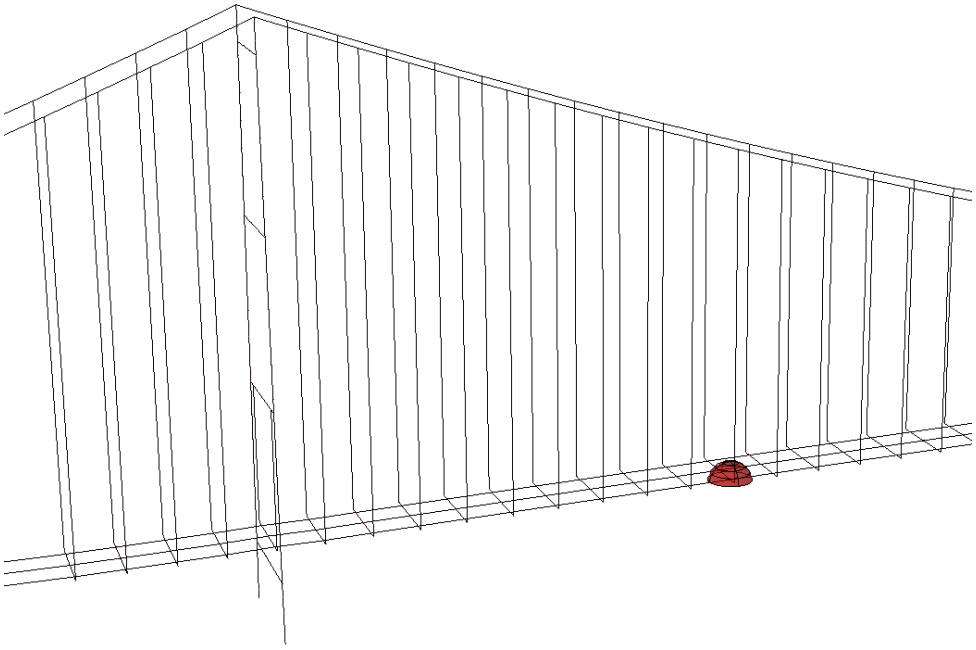


Figure 5.22: Position de la charge explosive sur le tablier du pont suspendu du détroit de Messine

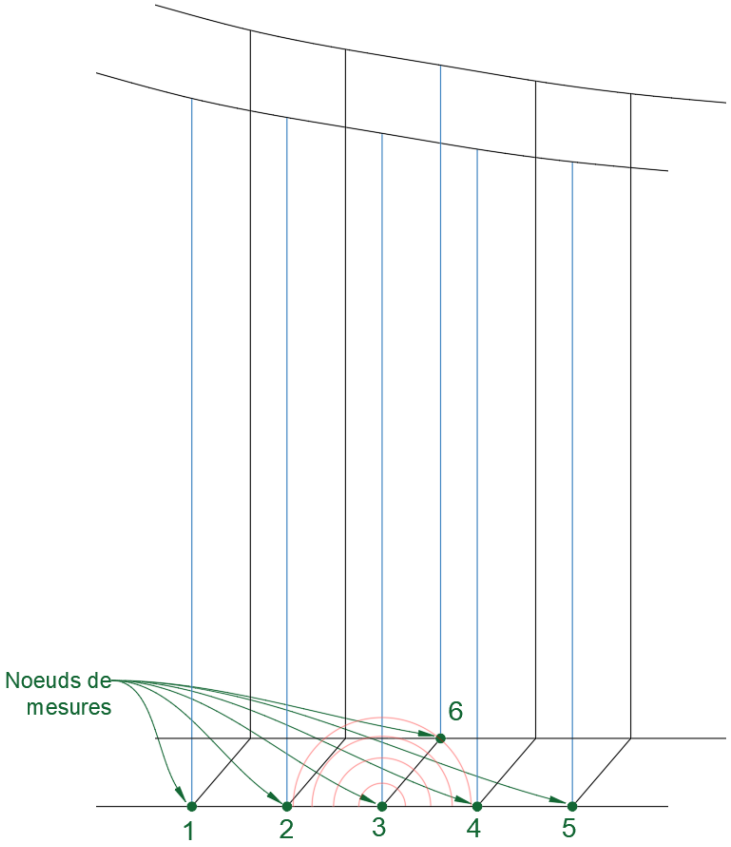


Figure 5.23: Visualisation des noeuds de mesures

Analyses linéaires élastiques

Nous avons réalisé trois tests d'impulsion pour les charges résumées dans le Tableau (5.17)

Cas	1	2	3
$W\ [kg]$	3000	6000	10000

Tableau 5.17: Cas de charge testés sur le modèle élastique linéaire du pont suspendu

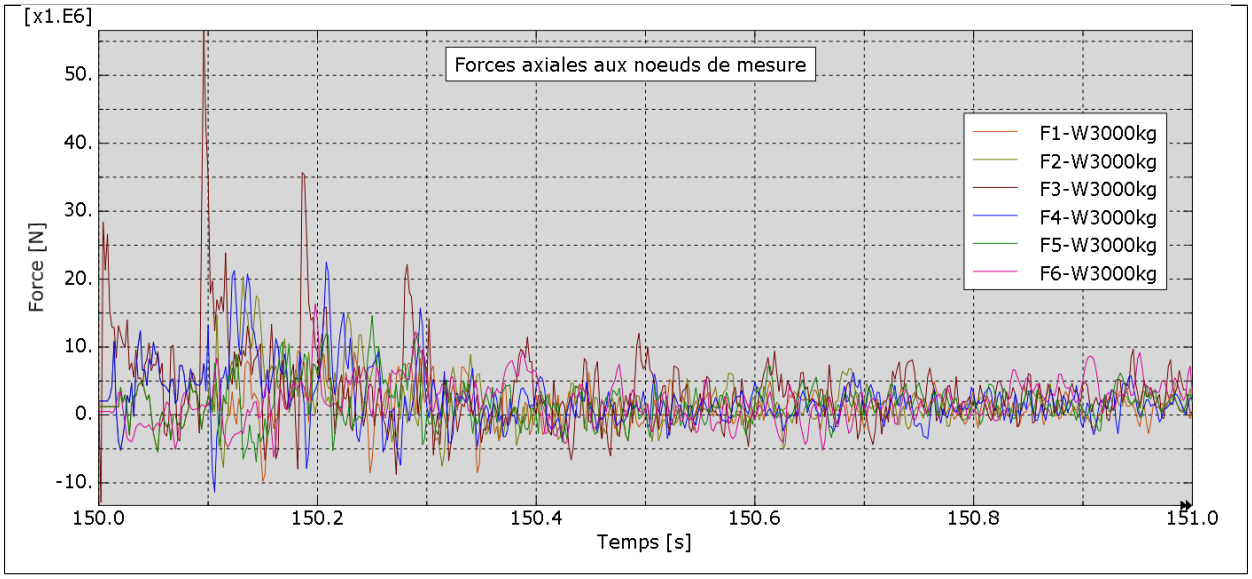
Ces tests sur un modèle complètement élastique vont permettre d'estimer l'ordre de grandeur de l'impulsion susceptible de mener à la rupture une ou plusieurs suspentes du pont. Nous nous intéresserons à la force axiale reprise aux différents noeuds de mesures présentés précédemment (Fig.5.23).

Pour rappel, la contrainte ultime d'un acier à haute résistance soumis à un taux de déformation important est plus élevée. L'augmentation est d'environ 15%. Dans le cas du pont suspendu de Messine, l'acier utilisé a une résistance ultime de 1860 $[MPa]$. Dès lors, pour des taux de déformations importants, nous pouvons considérer que la contrainte ultime et la force ultime d'une suspente sont:

$$\sigma_u = 1.15 \cdot 1860 = 2139\ [MPa] \tag{5.17}$$

$$F_u = \sigma_u \cdot A_{\text{suspente}} = 28.39\ [MN] = 28.4 \cdot 10^6\ [N] \tag{5.18}$$

Pour observer les résultats des forces axiales dans les 6 suspentes de mesures, nous nous concentrons sur la première seconde qui suit la détonation de l'explosion. Les résultats sont repris dans le Tableau 5.18.



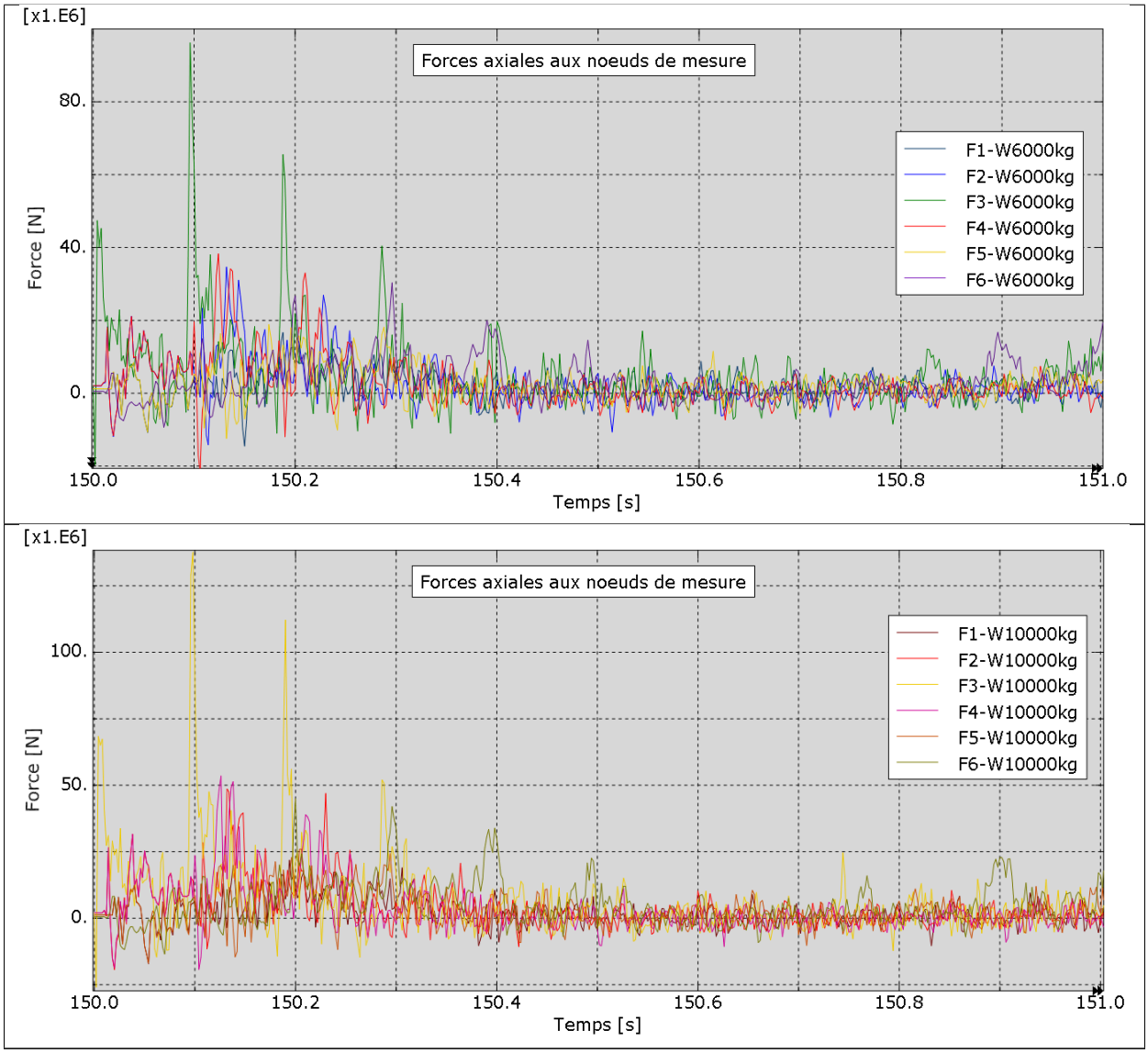


Tableau 5.18: Résultats ABAQUS des forces axiales aux 6 noeuds de mesures pour un modèle élastique linéaire du pont.

Des résultats obtenus, nous notons certaines observations.

1. Nous pouvons voir que, dans les 3 cas de charge, la limité théorique F_u est atteinte pour la suspente 3 à la base de laquelle survient l'explosion. Cependant, pour un modèle linéaire élastique, la distribution des efforts peut être éloignée de celle d'un modèle incluant des propriétés non-linéaires de matériaux qui intègre également l'augmentation de résistance due au taux de déformations. Il est donc difficile de se prononcer sur le mode de rupture des suspentes.

2. Nous pouvons néanmoins observer que les suspentes 2 et 4, bien que situées à égale distance de la suspente 3 à hauteur de laquelle survient la détonation, ne subissent

pas le même historique d'efforts. La force maximale reprise par la suspente 4 est plus importante que celle de la suspente 2. En effet, cette dernière est plus longue et sa rigidité axiale est donc moins importante que celle de la suspente 4. Dès lors, plus d'efforts y sont repris. Nous pouvons, par conséquent, supposer que la première suspente susceptible de céder après la suspente 3 serait sa voisine plus courte.

Analyses non-linéaires

Maintenant que nous avons testé le modèle élastique linéaire du pont suspendu de Messine, nous pouvons réaliser des premiers tests incluant des propriétés non-linéaires matérielles. Pour une première analyse, nous allons uniquement introduire cette non-linéarité pour les suspentes contenant 400 éléments finis, c'est-à-dire pour les 6 suspentes à la base desquelles nous avons placé un noeud de mesure.

Comme pour le reste de ce chapitre la loi de comportement non-linéaire introduite est celle illustrée à la Figure 5.24 ci-dessous.

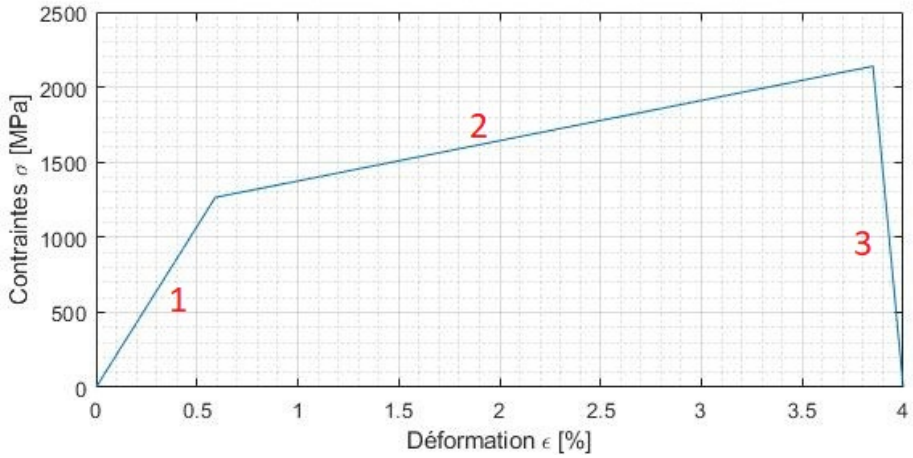


Figure 5.24: Loi contraintes-déformation non-linéaire

Grâce à la non-linéarité matérielle des suspentes, nous pouvons simuler leur rupture. Les tests réalisés ici sont également effectués pour 3000 $[kg]$, 6000 $[kg]$ et 10000 $[kg]$. Les résultats des forces axiales dans le temps sont repris dans le Tableau 5.19.

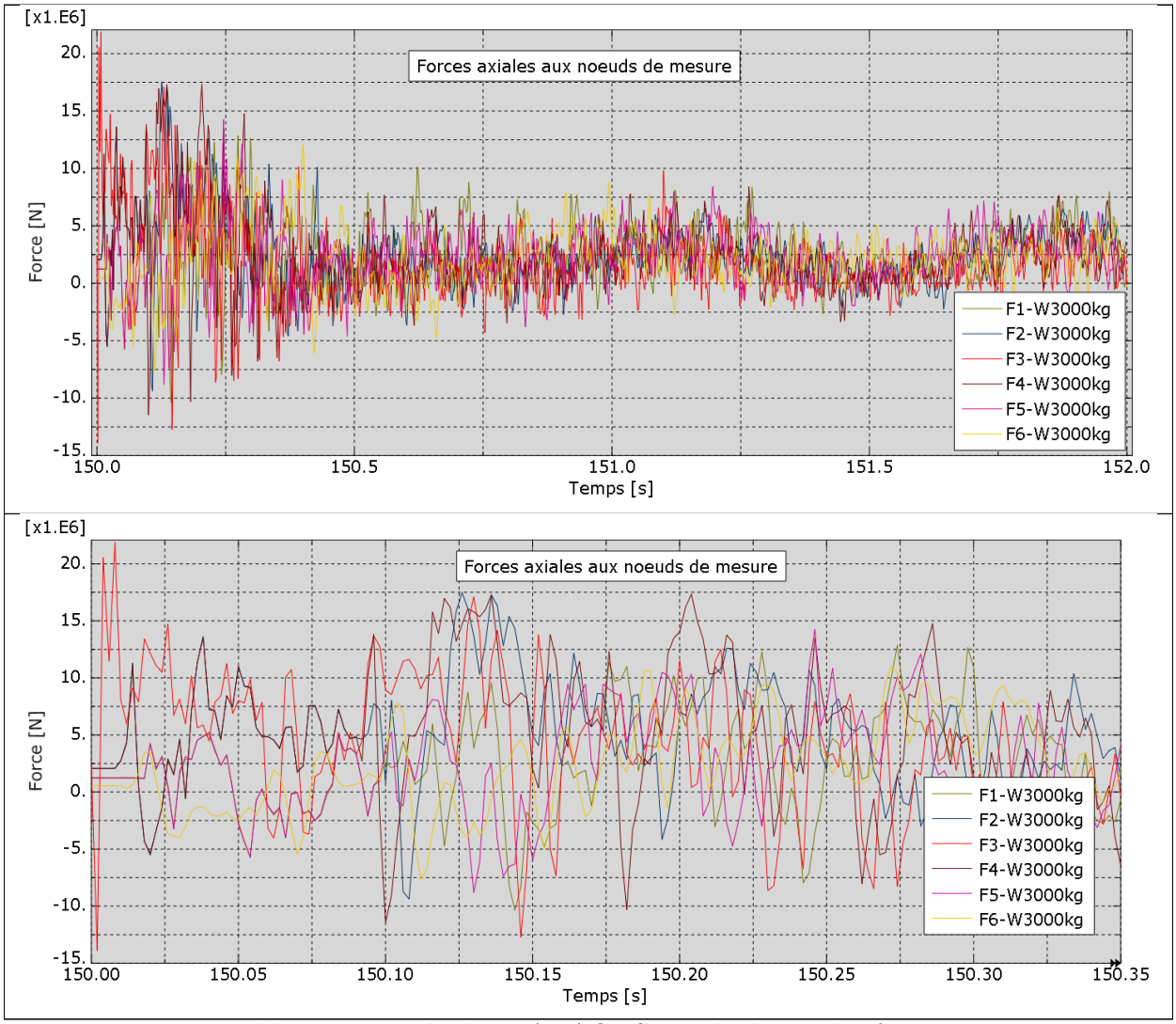


Tableau 5.19: Résultats ABAQUS non-linéaires des forces axiales aux 6 noeuds de mesure proches de l'explosion, $W = 3000\ [kg]$

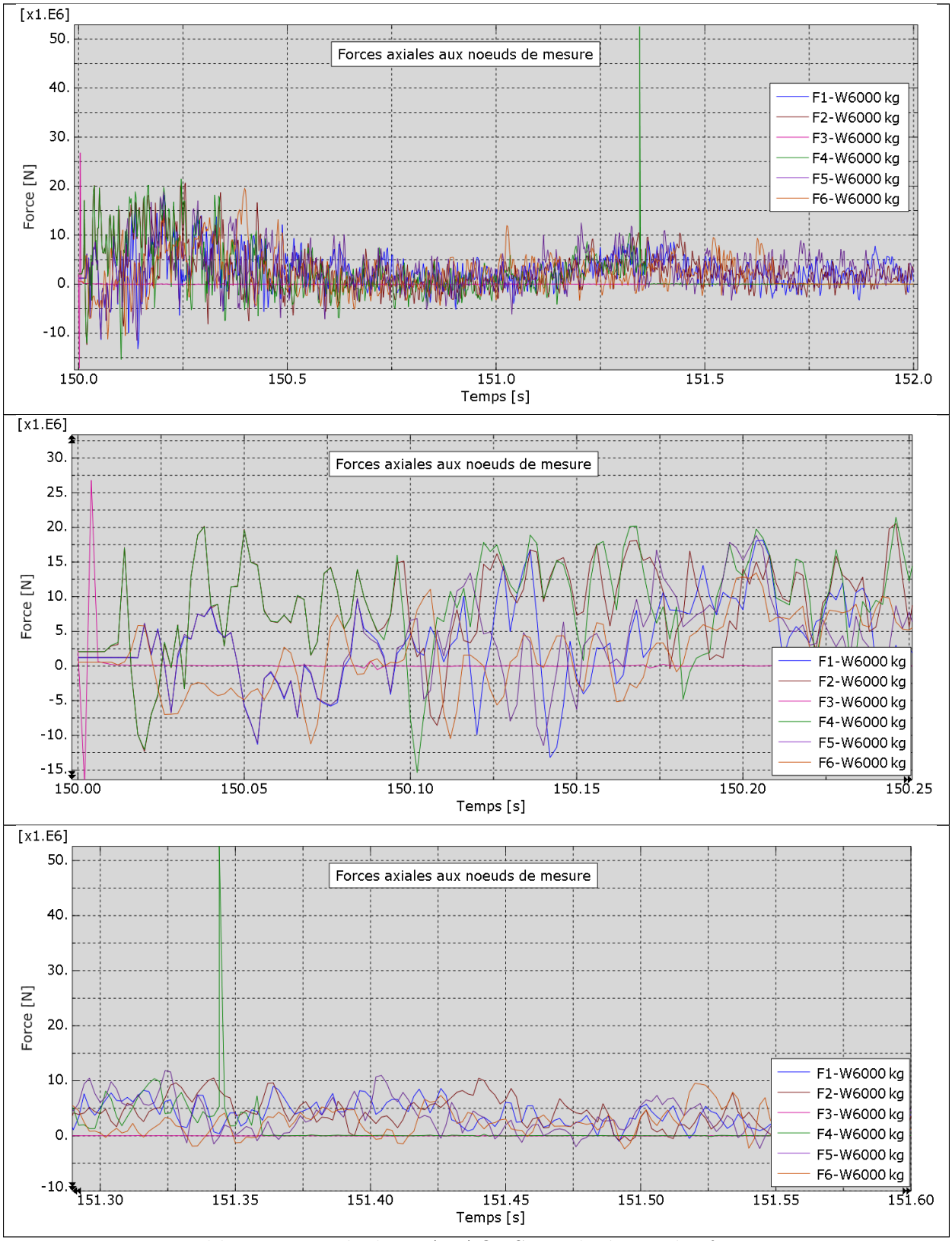


Tableau 5.20: Résultats ABAQUS non-linéaires des forces axiales aux 6 noeuds de mesure proches de l'explosion, $W = 6000\ [kg]$

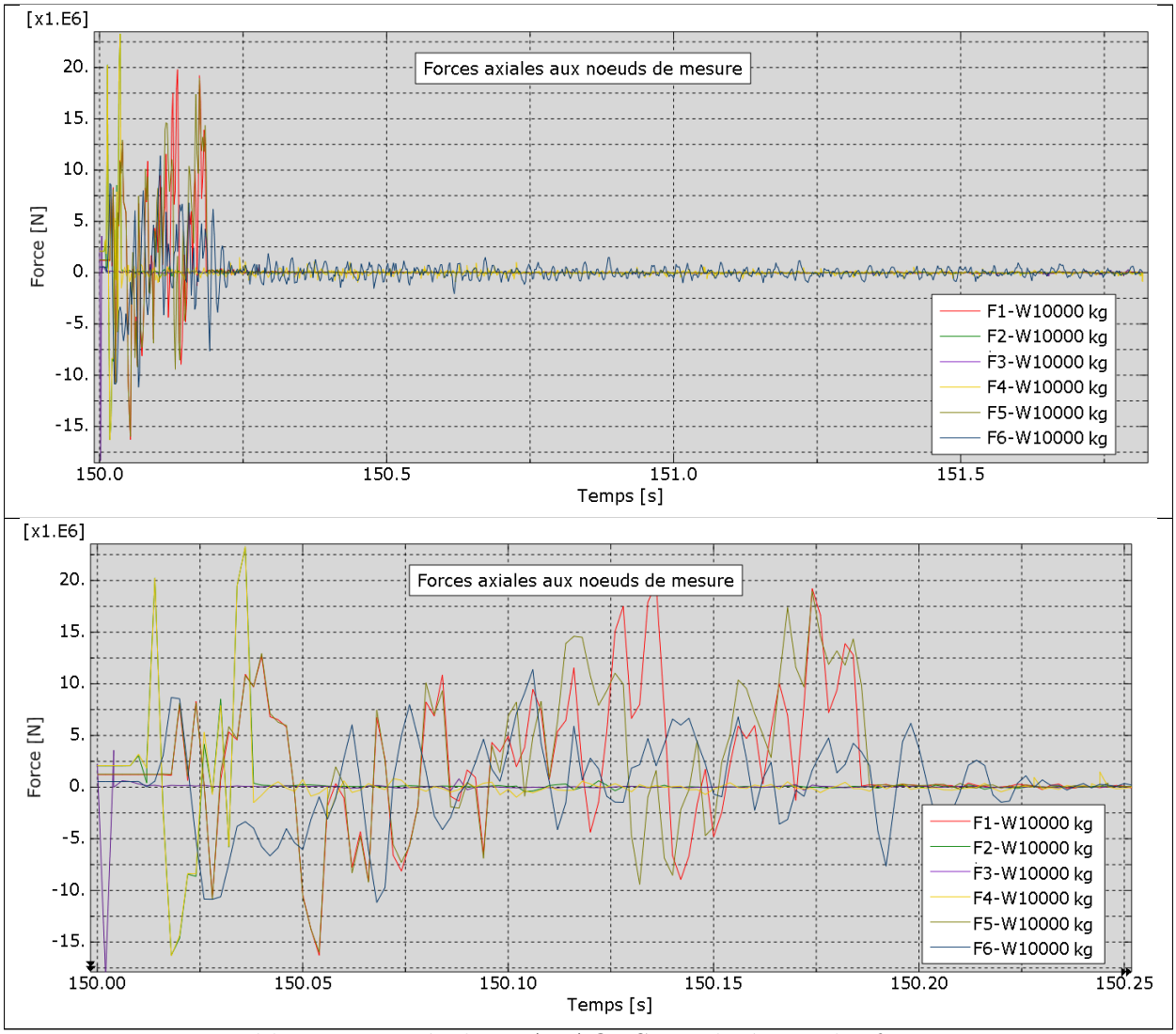


Tableau 5.21: Résultats ABAQUS non-linéaires des forces axiales aux 6 noeuds de mesure proches de l'explosion, $W = 10000\ [kg]$

Les résultats que nous présentons, permettent de constater que:

1. Pour une impulsion correspondant à une charge de 3000 $[kg]$, certaines suspentes entrent en déformation plastique mais aucune ne cèdent.

2. Pour l'impulsion associée à une charge de 6000 $[kg]$, deux suspentes cèdent de façon visible. Nous pouvons observer sur le deuxième graphe du Tableau 5.20 que le suspente 3 à la base de laquelle se situe le centre de l'explosion, dépasse la force ultime F_u. Ensuite, plus aucune force n'est reprise par la suspente, ce qui indique sa rupture. Nous pouvons formuler le même constat plus tard pour la suspente 4, voisine la plus courte de la suspente 3 (3ème image du Tableau 5.20).

3. Pour l'impulsion correspondant à la charge de 10000 $[kg]$, nous observons que toutes

les forces reprises par les 6 suspentes s'annulent, ce qui indique la rupture complète de celles-ci.

Pour rappel, comme nous l'avons vu dans le Tableau 3.6, le transport de telles masses d'explosif peut provenir d'un véhicule de type poids lourd tels qu'un camion avec remorque.

5.5 Conclusion

Au cours de ce dernier chapitre, nous avons réalisé une première modélisation au moyen d'éléments finis de type "beam" (1D) du pont suspendu du détroit de Messine en vue de réaliser des premiers essais numériques de charges explosives.

Pour y parvenir, nous avons étudié sur des modèles de plus en plus complexes l'influence de paramètres importantes. Le paramètre principal testé est la taille des éléments de maillage. Nous avons également étudié l'influence des paramètres de "damping" sur les suspentes. En outre, il serait également intéressant d'élargir l'étude des valeurs de "damping" sur les éléments de tablier mais le caractère chronophage de telles simulations nécessite une période d'étude plus longue. Ces paramètres ont été analysés sur des modèles comprenant, dans un premier temps, des caractéristique matérielles élastiques linéaires. Par la suite, nous avons introduit la non-linéarité matérielle pour arriver à simuler des ruptures.

Nous précisons à ce sujet que la non-linéarité matérielle n'a été introduite que dans 6 suspentes du pont suspendu dans le modèle du pont complet. En réalité le tablier et les autres suspentes présentent aussi des caractéristiques non-linéaires.

Nous ajoutons que les cas de charges du pont au cours de ces simulations ne contiennent que le poids propre de la structure et une impulsion explosive. Or la présence d'actions supplémentaires, comme le passage d'un train ou l'action du vent, faciliterait le déclenchement de mécanismes de ruptures.

Enfin, comme évoqué ci-dessus, le coût temporel de toutes ces simulations n'est pas négligeable. Pour les tests effectués sur le premier modèle d'une suspente seule, la durée des simulations va de quelques minutes pour les maillages grossiers à environ 2h20min pour le maillage contenant 4000 éléments finis sur la suspente. Les tests suivants, sur le deuxième modèle d'une portion de tablier de pont suspendu, prennent de quelques minutes jusque 1h40 pour le choix de maillage avec 500 éléments finis par élément de tablier. Quant aux derniers tests sur le modèle du pont suspendu, la durée des simulations varie de 25 à 30 heures. Pour information, les durées exactes de chacun des tests repris dans ce TFE, sont inscrites dans les tableaux de l'annexe B.

Chapitre 6

Conclusion

La réalisation de ce travail nous a permis de répondre aux trois objectifs fixés initialement dont le but fut de réaliser une analyse préliminaire à l'étude des effets d'une explosion sur un pont suspendu de grande portée. En l'occurrence, le projet du pont du détroit de Messine fut choisi comme sujet de l'analyse. L'intérêt de ce site et la perspective d'apporter une pierre à l'édifice d'un projet, toujours à l'étude, ont participé à ce choix.

En réponse au premier objectif, l'étude des explosions nous a permis de comprendre et décrire le phénomène dans ses ordres de grandeur, principalement à l'appui du travail de Kingery-Bulmash. Nous sommes à présent capables de représenter, dans le temps et l'espace, l'allure du front de pression généré autour du centre d'une explosion. Nous sommes également en mesure de calculer les paramètres de ce front de pression, agissant en un point d'un objet de l'espace, sur base de la quantité d'explosif et de la position de la détonation par rapport à cet objet. Cela signifie que nous pouvons évaluer, en tout point de l'espace autour du centre d'une explosion, la vitesse, la pression maximale, l'impulsion, le temps d'arrivée et la durée de passage des surpressions.

Nous avons également réalisé un code MATLAB permettant de calculer les pressions et la résultante de ces dernières sur une surface plane, pour une explosion située en un point quelconque de l'espace par rapport à cette surface. Au delà de ce TFE, cet outil pourra être utilisé dans le calcul des pressions à introduire sur des éléments 2D dans le cadre d'études de l'effet d'une explosion sur des éléments bi-dimensionnels ou tri-dimensionnels.

Quant au deuxième objectif, la prise en main et la compréhension du logiciel ABAQUS, ainsi que la réalisation de plusieurs modèles à l'aide de celui-ci, nous ont conduits à valider l'utilisation du logiciel, et ce, pour la réalisation de modèles élastiques linéaires et non-linéaires en termes de géométries et de matériaux. De plus, ABAQUS offre aussi bien la possibilité d'utiliser un "solver" statique standard que dynamique explicite. Ce deuxième "solver" utilise une méthode de calcul particulièrement adaptée aux actions très rapides et intenses agissant sur des modèles de grandes tailles.

Enfin, le troisième objectif est atteint grâce à de nombreuses analyses effectuées sur des modèles intermédiaires. Ainsi, nous avons pu déterminer les paramètres de modélisation à employer pour la réalisation d'études de modèles numériques de grandes structures tels que

celui d'un pont suspendu. En effet, nous déterminons qu'un maillage assez fin du modèle est nécessaire autour du centre de l'explosion afin de représenter le plus fidèlement possible les propagations des ondes mécaniques engendrées par un tel évènement. Nous avons également opéré des tests portant sur le choix des valeurs de "damping" pour garantir la visibilité du phénomène ainsi que ses effets.

Pour conclure, ce travail constitue une base utile à de futures études visant à caractériser le comportement et la robustesse structurale d'ouvrages de grandes portées soumis à des impulsions explosives. Si ce travail a pu s'appuyer sur le projet d'un pont suspendu célèbre par ses multiples études, il offre aussi la possibilité d'être étendu à d'autres types d'ouvrage. Enfin, nous osons espérer que l'approche développée dans ce travail puisse susciter l'intérêt d'autres ingénieurs pour l'étude d'incidents explosifs lors de la conception de nouvelles structures.

Bibliographie

[1] V. Karlos and G. Solomos, "Calculation of blast loads for application to structural components," *Report EUR*, vol. 26456, 2013.

[2] D. Collings, "Multiple-span suspension bridges: state of the art," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Bridge Engineering*, vol. 169, pp. 215–231, Sept. 2016.

[3] K. Bi, W.-X. Ren, P.-F. Cheng, and H. Hao, "Domino-type progressive collapse analysis of a multi-span simply-supported bridge: A case study," *Engineering Structures*, vol. 90, pp. 172 – 182, 2015.

[4] G. Wu, W. Qiu, and T. Wu, "Nonlinear dynamic analysis of the self-anchored suspension bridge subjected to sudden breakage of a hanger," *Engineering Failure Analysis*, vol. 97, pp. 701 – 717, 2019.

[5] F. Brancaleoni, *The Messina Strait Bridge: A Challenge and a Dream*. CRC Press, 0 ed., Sept. 2009.

[6] L. Jensen and M. L. Bloomstine, "Application of high strength steel in super long span modern suspension bridge design," p. 8.

[7] J. Ramsden, "A critical analysis of the proposed bridge over the strait of Messina," p. 10.

[8] N. Dottorando and L. Sgambi, "I metodi dell'intelligenza artificiale nell'analisi e nella progettazione dei ponti sospesi," p. 351.

[9] H. Draganić and V. Sigmund, "Blast loading on structures," *Technical Gazette*, vol. 19, no. 3, pp. 643–652, 2012.

[10] V. Karlos, M. Larcher, and G. Solomos, "Analysis of the blast wave decay coefficient in the friedlander equation using the kingery-bulmash data," tech. rep., Tech. Rep. JRC94784, Joint Research Centre, Ispra, Italy, 2015.

[11] C. Kingery and G. Bulmash, "Airblast parameters from tnt spherical air burst and hemispherical surface burst technical report arbrl-tr-02555," *US Army Research a nd Development Centre*, 1994.

[12] IATG, "Formulae for ammunition management 01.80," tech. rep., United Nations, 2011.

[13] D. Jeon, K. Kim, and S. Han, "Modified equation of shock wave parameters," *Computation*, vol. 5, no. 3, p. 41, 2017.

[14] C. Zhang and Y. Long, "Seismic Safety Evaluation of High Con- crete Dams," p. 21.

[15] V. Fontanari, B. Monelli, F. Degasperi, and A. Dallago, "Structural behaviour of steel ropes subjected to heavy thermal transients simulating fire scenarios," in *OITAF CONGRESS*, vol. 2011, p. 24, 2011.

[16] K. Vedantam, D. Bajaj, N. Brar, and S. Hill, "Johnson-cook strength models for mild and dp 590 steels," in *AIP conference proceedings*, vol. 845, pp. 775–778, American Institute of Physics, 2006.

[17] L. Sgambi, K. Gkoumas, and F. Bontempi, "Genetic algorithms for the dependability assurance in the design of a long-span suspension bridge," *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 27, no. 9, pp. 655–675, 2012.

[18] L. Sgambi, E. Garavaglia, N. Basso, and F. Bontempi, "Monte carlo simulation for seismic analysis of a long span suspension bridge," *Engineering Structures*, vol. 78, pp. 100–111, 2014.

[19] J. W. Nam, J.-H. J. Kim, S. B. Kim, N. H. Yi, and K. J. Byun, "A study on mesh size dependency of finite element blast structural analysis induced by non-uniform pressure distribution from high explosive blast wave," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 12, no. 4, pp. 259–265, 2008.

[20] "Abaqus/CAE User's Guide (6.14)."

[21] "Abaqus documentation." Library Catalog: abaqus-docs.mit.edu.

[22] "Abaqus Tutorials - Perform Non-Linear FEA." Library Catalog: www.simuleon.com.

[23] A. Khennane, *Introduction to Finite Element Analysis Using MATLAB and Abaqus*. CRC Press, 0 ed., June 2013.

[24] Y. Pan, B. Y. Chan, and M. M. Cheung, "Blast loading effects on an rc slab-on-girder bridge superstructure using the multi-euler domain method," *Journal of Bridge Engineering*, vol. 18, no. 11, pp. 1152–1163, 2013.

[25] F. Bontempi, "Elementary concepts of structural robustness of bridges and viaducts," *Journal of civil structural health monitoring*, vol. 9, no. 5, pp. 703–717, 2019.

[26] S. Farahmand-Tabar, M. Barghian, and M. Vahabzadeh, "Investigation of the progressive collapse in a suspension bridge under the explosive load," *International Journal of Steel Structures*, vol. 19, no. 6, pp. 2039–2050, 2019.

[27] Y. Pan, C. E. Ventura, and M. M. Cheung, "Performance of highway bridges subjected to blast loads," *Engineering Structures*, vol. 151, pp. 788–801, 2017.

[28] X. Yun and L. Gardner, "Stress-strain curves for hot-rolled steels," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 133, pp. 36–46, 2017.

[29] I. Arrayago, E. Real, and L. Gardner, "Description of stress–strain curves for stainless steel alloys," *Materials & Design*, vol. 87, pp. 540–552, 2015.

[30] S. Hernández, L. Romera, A. Baldomir, and F. Bravo, "Seismic analyses of the messina bridge project," *The Art of Resisting Extreme Natural Forces*, vol. 58, p. 29, 2007.

[31] S. Arzoumanidis, A. Shama, and F. Ostadan, "Performance-based seismic analysis and design of suspension bridges," *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 34, no. 4-5, pp. 349–367, 2005.

[32] L. Jensen and M. L. Bloomstine, "Application of high strength steel in super long span modern suspension bridge design," *NSCC*, pp. 494–501, 2009.

[33] J. Brownjohn, "Estimation of damping in suspension bridges.," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, vol. 104, no. 4, pp. 401–415, 1994.

[34] X. M. Chen, J. Duan, H. Qi, and Y. G. Li, "Rayleigh damping in abaqus/explicit dynamic analysis," in *Applied Mechanics and Materials*, vol. 627, pp. 288–294, Trans Tech Publ, 2014.

Annexes

A) Codes MATLAB

```
function [Cx,Cy,d,A,nx,ny]= maillage(La,Lo,dr,Ex,Ey,Ez,Plot)
%% Auteur:  Baptiste Dupont
% INPUT  La[m] Largeur du rectangle (en y)
%        Lo[m] Longueur du rectangle (en x)
%        dr[m] Taille des mailles du maillage
%        Ex[m] Position horizontale du centre de l'explosion sur le rectangle (selon x)
%        Ey[m] Position horizontale du centre de l'explosion sur le rectangle (selon y)
%        Ez[m] Position verticale du centre de l'explosion (selon z)
%        Plot boolean: Si Plot = true -> plot le maillage / Si Plot = false -> pas de plot
% OUTPUT Cx[m] Matrice des centres de maille selon x
%        Cy[m] Matrice des centres de maille selon y
%        d[m] Matrice des distances des centres de chaque maille par rapport
%                au centre de l'explosion
%        A[m^2]surface d'une maille

%% Maillage
A=dr^2;%[m^2] Surface d'une maille
nx= Lo/dr;% [-] Nbr de mailles en x
ny=La/dr;% [-] Nbr de mailles en y
%Verification du maillage
Mod1 = mod(La,dr);
Mod2 = mod (Lo,dr);
if (Mod1~=0) || (Mod2~=0)
    disp('/!\ Erreur: Mauvais choix de dr (taille des mailles du maillage)')
end
d=zeros(ny,nx); %[m] Distance du centre d'une maille par rapport au centre de l'explosion
Cx=zeros(nx,1);
```

```
Cy=zeros(ny,1);
for i=1:ny
    Cy(i)=(i-1)*dr+dr/2;%[m] Coordonnees en y des centres des
        mailles
end
for i=1:nx
    Cx(i)=(i-1)*dr+dr/2;%[m] Coordonnees en x des centres des
        mailles
end

for i=1:ny %i dans la direction y
    for j=1:nx %j dans la direction x
        d(i,j)=sqrt((Cx(j)-Ex)^2+(Cy(i)-Ey)^2+(0-Ez)^2);
    end    %[m] distance du centre de la maille (i,j) par
        rapport au centre de l'explosion
end
if Plot
    Z=zeros(ny,nx);
    s=mesh(Cx,Cy,Z,'edgecolor', 'k');
    hold on
    mesh([Ex Ex],[Ey Ey],[0 1; 0 1],'edgecolor', 'r','LineWidth'
        ,2);
    title ('Maillage et position du centre de l''explosion')
end
end
```

```
function [Y_tab] = Kingery_Bulmash_modified(W,R)
%% Auteur:  Baptiste Dupont
%INPUT: W [kg] masse de TNT equivalente
%       R [m] Distance depuis le centre de l'explosion
%OUTPUT: Y_tab [2X7] Matrice contenant les parametres de l'
    explosion
%         (FREE-AIR-BURST & SURFACE BURST) P_s [Mpa], P_r [Mpa],
    I_s/W^1/3
%         [Mpa.ms/kg^1/3], I_s/W^1/3 [Mpa.ms/kg^1/3] Ta/W^1/3 [ms
    /kg^1/3],
%          T0/W^1/3 [ms/kg^1/3], U [m/ms]
Z=R/W^(1/3); %[m/kg^(1/3)] Distance normalisee par rapport au
    centre de l'explosion
%% Constantes de parametres de pressions
C_tab = cell(2,7);
Z_tab = cell(2,7);
%FOR FREE-AIR-BURST
%Peak Incident Overpressure P_s
C_tab{1,1} = [-6.6628*10^-2 -2.5691 -1.4213 -5.0355*10^-1
    -9.4865*10^-2;
     -2.8310*10^-2 -2.2324 -4.3379*10^-1 1.1615 -4.2023*10^-1];
```

```
%−1.0569*10^−1 −4.1582*10^−1 −6.1361*10^−1 1.2882 0];
Z_tab{1,1} = [0.05 0.67 40];
%Peak Reflected Overpressure P_r
C_tab{1,2} = [6.9758*10^−1 −2.9928 −1.3840 −2.5645*10^−1 0;
    6.9699*10^−1 −2.8246 −1.1613 2.8654 −1.2088;
    −2.4954*10^−1 −1.3806 0 0 0];
Z_tab{1,2} = [0.05 1.05 10 40];
%Incident Impulse I_s/W^1/3
C_tab{1,3} = [−5.8967*10^−1 1.2467 7.2584*10^−1 −2.1542 −1.1542;
    −7.5978*10^−1 −7.4416*10^−1 −1.468 3.8777 −3.1385;
    −7.7508*10^−1 −8.4083*10^−1 −5.8847*10^−2 0 0];
Z_tab{1,3} = [0.05 0.79 3.99 40];
%Reflected Impulse I_r/W^1/3
C_tab{1,4} = [−2.5256*10^−1 −1.3067 2.2166*10^−1 −6.3474*10^−2
    0];
Z_tab{1,4} = [0.05 40];
%Arrival Time Ta/W^1/3
C_tab{1,5} = [−2.4704*10^−1 2.1318 9.95*10^−1 6.1033*10^−1
    1.8836*10^−1;
    −2.7471*10^−1 1.8687 1.9437*10^−1 −6.7341*10^−1
       2.4074*10^−1;
    6.9208*10^−2 1.3812 −9.3519*10^−2 0 0];
Z_tab{1,5} = [0.05 0.71 10 40];
%Positive Phase Duration T0/W^1/3
C_tab{1,6} = [6.6547*10^−1 6.0191 8.2785 3.59 0;
    2.5418*10^−1 2.484*10^−1 −5.3442 55.31 0;
    2.3966*10^−1 8.4271*10^−1 −11.795 45.212 −47.224;
    8.4367*10^−2 1.061 −9.2091*10^−1 5.0765*10^−1
       −1.0921*10^−1];
Z_tab{1,6} = [0.14 0.75 1.15 2.93 40];
%Shock Velocity U
C_tab{1,7} = [5.2658*10^−3 −1.0266 −2.3754*10^−1 1.4415*10^−1
    7.3166*10^−2;
    1.106*10^−2 −1.0765 5.0854*10^−1 4.8259*10^−1 −3.7621*10^−1;
    −4.2546*10^−1 −2.585*10^−2 0 0 0];
Z_tab{1,7}=[0.05 1.16 10 40];
%FOR SURFACE BURST
%Peak Incident Overpressure P_s
C_tab{2,1} = [1.3295*10^−1 −2.7112 −1.3878 −1.0401
    −3.7148*10^−1;
    1.3067*10^−1 −2.0672 −1.1750 2.1159 −8.346*10^−1;
    7.8363*10^−1 −4.5738 2.6834 −7.2311*10^−1 0];
Z_tab{2,1} = [0.06 1.13 10 40];
%Peak Reflected Overpressure P_r
C_tab{2,2} = [1.395 3.0058*10^−1 4.8121 4.7833 1.5439;
    9.0962*10^−1 −2.6898 −1.2237 8.5625*10^−1 1.4957;
```

```
57      1.2511  -4.7950  2.7741  -7.3282*10^-1  0];
58  Z_tab{2,2} = [0.06  0.42  3.45  40];
59  %Incident Impulse I_s/W^1/3
60  C_tab{2,3} = [-6.0247*10^-1  1.1143  1.3760  -1.5534  -1.0651;
61      -6.3226*10^-1  -4.1419*10^-1  -2.2475  3.8761  -2.2190;
62      -6.0392*10^-1  -8.4947*10^-1  -5.5334*10^-2  0  0];
63  Z_tab{2,3} = [0.06  0.95  5.97  40];
64  %Reflected Impulse I_r/W^1/3
65  C_tab{2,4} = [-5.3169*10^-2  -1.3466  2.3258*10^-1  -5.9534*10^-2
        0];
66  Z_tab{2,4} = [0.06  40];
67  %Arrival Time Ta/W^1/3
68  C_tab{2,5} = [-3.3217*10^-1  1.8061  4.3653*10^-1  2.6277*10^-1
        1.5906*10^-1;
69      -3.5217*10^-1  1.9914  -1.3049*10^-1  -1.7628*10^-1  0;
70      -7.4315*10^-2  1.5680  -1.5812*10^-1  0  0];
71  Z_tab{2,5} = [0.06  1.46  10  40];
72  %Positive Phase Duration T0/W^1/3
73  C_tab{2,6} = [4.3227*10^-1  6.1103  12.418  11.021  3.8670;
74      2.4242*10^-1  3.6673  2.6397  0  0;
75      2.4255*10^-1  2.1849  -14.917  35.106  -23.852;
76      -3.252*10^-1  2.7174  -2.7949  1.0846  0;
77      2.7214*10^-1  4.8449*10^-1  -7.6501*10^-2  0  0];
78  Z_tab{2,6} = [0.17  0.69  1  2.88  10  40];
79  %Shock Velocity U
80  C_tab{2,7} = [7.9911*10^-2  -9.7917*10^-1  -5.3612*10^-1
        -3.9288*10^-1  -1.4662*10^-1;
81      8.9984*10^-2  -1.1228  3.1104*10^-1  7.3402*10^-1
            -4.5634*10^-1;
82      -4.1168*10^-1  -3.4073*10^-2  0  0  0];
83  Z_tab{2,7} = [0.06  1.28  10  40];
84  %% Parametres de pressions
85  Y_tab = zeros(2,7);
86  for i=1:2
87      for j=1:7
88          C=C_tab{i,j};
89          Z_l=length(Z_tab{i,j});
90          Z_min=Z_tab{i,j}(1);
91          Z_max=Z_tab{i,j}(Z_l);
92          counter=1;
93          if (Z>Z_max)
94              Y=0;
95          else
96              if Z>Z_tab{i,j}(counter+1)
97                  counter = counter +1;
98                  while (Z>Z_tab{i,j}(counter+1))
```

```
                    counter=counter+1;
                end
            end
            if (Z<Z_min)
                Y= 10^(C(counter,1)+C(counter,2)*log10(Z_min)+C(
                    counter,3)*log10(Z_min)^2+C(counter,4)*log10(
                    Z_min)^3+C(counter,5)*log10(Z_min)^4);
            elseif Z<=Z_tab{i,j}(counter+1)
                Y= 10^(C(counter,1)+C(counter,2)*log10(Z)+C(
                    counter,3)*log10(Z)^2+C(counter,4)*log10(Z)
                    ^3+C(counter,5)*log10(Z)^4);
            else
                counter=counter+1;
                Y= 10^(C(counter,1)+C(counter,2)*log10(Z)+C(
                    counter,3)*log10(Z)^2+C(counter,4)*log10(Z)
                    ^3+C(counter,5)*log10(Z)^4);
            end
        end
        Y_tab(i,j)=Y;
    end
end
end
```

```
function [B]=Decay_coefficient(W,R)
%% Auteur:  Baptiste Dupont
%INPUT: W [kg] masse de TNT equivalente
%       R [m] Distance depuis le centre de l'explosion
%OUTPUT: B [4X1] Vecteur contenant les 4 coefficients de
   decroissance pour
% les cas : 1 = FREE-AIR-BURST-incident blast wave
%           2 = FREE-AIR-BURST-reflected blast wave
%           3 = SURFACE BURST-incident blast wave
%           4 = SURFACE BURST-reflected blast wave
Z=R/W^(1/3);
B=zeros(4,1);
%FREE-AIR BURST
%Incident blast wave
    if (Z<0.15)
        B(1)= -22.35+569.23*0.15-3657.05*0.15^2+11895.32*0.15^3
        -22101.20*0.15^4  +23778.69*0.15^5-13737.89*0.15^6
        +3283.57*0.15^7;
    elseif (Z>=0.15)&&(Z<=1)
        B(1)= -22.35+569.23*Z-3657.05*Z^2+11895.32*Z^3
        -22101.20*Z^4+23778.69*Z^5-13737.89*Z^6
        +3283.57*Z^7;
    elseif (Z>1)&&(Z<=40)
        B(1)= 0.2+13.77*((0.55)/(1+exp((Z-1.13)/
```

```
        (0.18)))+(1-0.55)/(1+exp((Z-1.04)/(1.83))));
    end
%Reflected blast wave
    if(Z<0.15)
        B(2)= 9.64-154.65*0.15+1184.56*0.15^2-4027.39*0.15^3
        +6740.76*0.15^4-5305.04*0.15^5+1567*0.15^6;
    elseif (Z>=0.15)&&(Z<1)
        B(2)= 9.64-154.65*Z+1184.56*Z^2-4027.39*Z^3
        +6740.76*Z^4-5305.04*Z^5+1567*Z^6;
    elseif (Z>=1)&&(Z<=40)
        B(2)= 0.64+22.99*((0.72)/(1+exp((Z-1.09)/(0.21))))
        +(1-0.72)/(1+exp((Z-1.87)/(1.24))));
    end
%SURFACE BURST
%Incident blast wave
    if(Z<0.15)
        B(3)= 8.06+42.31*0.15-215.79*0.15^2+367.86*0.15^3
        -259.80*0.15^4+68.16*0.15^5-2.13*0.15^6;
    elseif (Z>=0.15)&&(Z<=1.5)
        B(3)= 8.06+42.31*Z-215.79*Z^2+367.86*Z^3-259.80*Z^4
        +68.16*Z^5-2.13*Z^6;
    elseif (Z>1.5)&&(Z<=40)
        B(3)= 0.38+7.8*((0.67)/(1+exp((Z-1.56)/(0.21))))
        +(1-0.67)/(1+exp((Z-3.56)/(1.41))));
    end
%Reflected blast wave
    if(Z<0.15)
        B(4)= 24.78-306.24*0.15+1645.19*0.15^2-4457.11*0.15^3
        +6595.02*0.15^4-5302.25*0.15^5
        +2167.89*0.15^6-353.03*0.15^7;
    elseif (Z>=0.15)&&(Z<=1.5)
        B(4)= 24.78-306.24*Z+1645.19*Z^2-4457.11*Z^3
        +6595.02*Z^4-5302.25*Z^5+2167.89*Z^6-353.03*Z^7;
    elseif (Z>1.5)&&(Z<=40)
        B(4)= 0.77+18.78*((0.76)/(1+exp((Z-1.38)/(0.25))))
        +(1-0.76)/(1+exp((Z-2.53)/(1.36))));
    end
end
```

```
%% Auteur:  Baptiste Dupont
clc;
close all;
clear all;
%% INPUT
W=500;%[kg] Masse de TNT
La=105;%[m] Largeur du rectangle (en y)
Lo=12;%[m] Longueur du rectangle (en x)
```

```
t=2;%[ms] Time ecoule depuis le debut de l'explosion
dr=0.1;%[m] taille des mailles du maillage
Ex= -5;%[m] position horizontale du centre de l'explosion sur le rectangle (selon x)
Ey= 0;%[m] position horiontale du centre de l'explosion sur le rectangle (selon y)
Ez = 0;%[m] position verticale du centre de l'explosion (selon z)
c=4;% Type d'explosion : 1=F.A.B_incident
%                        2=F.A.B_reflected
%                        3=S.B_incident
%                        4=S.B_reflected
%% Maillage
[Cx,Cy,d,A,nx,ny]= maillage(La,Lo,dr,Ex,Ey,Ez,false);
%% Pression maximale sur chaque maille
PM=zeros(ny,nx); %[Mpa] tableau contenant les pression  pour chaque maille
if (c==1)||(c==2)||(c==3)||(c==4)
    for i=1:ny
        for j=1:nx
            PM(i,j)= Pressure_at_time_t(W,d(i,j),t,c);
        end
    end
else
    disp('Error: c value must be an integer in the interval [1;4]')
end
%% 2D Plot
figure
contourf(Cx,Cy,PM)
colormap(jet)
xlabel('x [m] (Lo)')
ylabel('y [m] (La)')
title('Pression [MPa] sur la face frontale du pilier')
grid on
grid minor
Text = ['W = ',num2str(W),' [kg]',' et t = ',num2str(t),' [ms]'];
legend(Text)
colorbar
```

```
function [P]= Pressure_at_time_t(W,R,t,c)
%% Auteur:  Baptiste Dupont
%INPUT: W [kg] Masse de TNT equivalente
%       R [m] Distance depuis le centre de l'explosion
%       t [ms] Temps ecoule depuis le debut de l'explosion
%       c Type d'explosion: 1=FREE-AIR-BURST-incident wave,
```

```
%                                   2=FREE-AIR-BURST-incident wave,
%                                   3=SURFACE BURST-incident wave,
%                                   4=SURFACE BURST-reflected wave
%OUTPUT: P [Mpa] Presssion au temps t
Z=R/W^(1/3);
P=0;
if c==1
    c1=1;
    c2=1;
elseif c==2
    c1=1;
    c2=2;
elseif c==3
    c1=2;
    c2=1;
elseif c==4
    c1=2;
    c2=2;
end
B=Decay_coefficient(W,R);
Y_tab = Kingery_Bulmash_modified(W,R);
Ps0=Y_tab(c1,c2);%[Mpa] Pression maximale
ta=Y_tab(c1,5)*W^(1/3);%[ms] Temps d'arrivee du front de pression
t0=Y_tab(c1,6)*W^(1/3);%[ms] Duree de la phase positive
b=B(c);
if (t>=ta)&&(t<=ta+t0)
    P=Ps0*(1-(t-ta)/t0)*exp(-b*(t-ta)/t0);%[MPa]
end
end
```

```
function [P]= pressure_time(W,R,t,c)
%% Auteur:  Baptiste Dupont
%INPUT: W [kg] Poids de TNT equivalent
%       R [m] Distance depuis le centre de l'explosion
%       t [ms] Vecteur de temps de la simulation
%       c type d'explosion:  1= FREE-AIR-BURST-incident wave,
%                            2= FREE-AIR-BURST-incident wave,
%                            3= SURFACE BURST-incident wave,
%                            4= for SURFACE BURST-reflected wave
%OUTPUT: P [Mpa] Vecteur des pressions sur chaque maille en
    fonction du
%temps
if c==1
    c1=1;
    c2=1;
elseif c==2
    c1=1;
```

```
17      c2=2;
18  elseif c==3
19      c1=2;
20      c2=1;
21  elseif c==4
22      c1=2;
23      c2=2;
24  end
25  Z=R/W^(1/3);
26  B=Decay_coefficient(W,R);%[-] Coefficient de decroissance
27  Y_tab = Kingery_Bulmash_modified(W,R);
28  Ps0=Y_tab(c1,c2);%[Mpa]
29  ta=Y_tab(c1,5)*W^(1/3);%[ms]
30  t0=Y_tab(c1,6)*W^(1/3);%[ms]
31  b=B(c);
32  P=zeros(1,length(t));
33  for i=1:length(t)
34      if (t(i)>=ta)&&(t(i)<=ta+t0)
35          P(i)=Ps0*(1-(t(i)-ta)/t0)*exp(-b*(t(i)-ta)/t0);
36      end %[Mpa] Creation du vecteur P(R[m],t[ms])
37  end
38  end
```

```
1  %% Auteur:  Baptiste Dupont
2  % Ce code permet de calculer la resultante des pressions
       agissant sur un
3  % rectanlge de longueur Lo [m] et de largeur La [m] en fonction
       du temps.
4  % Le centre de l'explosion (Ex,Ey,Ez) peut se situer n'importe
     [U+FFFD]ans l'espace par
5  % rapport a ce rectangle inscrit a un plan (x;y;z=0).
6  clc;
7  close all;
8  clear all;
9  %% INPUT
10 W=500;%[kg] Masse de TNT
11 t=0:0.01:50;%[ms]  Temps de simulation
12 La=12;%[m] Largeur du rectangle (en y)
13 Lo=30;%[m] Longueur du rectangle (en x)
14 dr=0.1;%[m] Taille des mailles du maillage
15 Ex=Lo/2;%[m] Position horizontale du centre de l'explosion sur
       le rectangle (selon x)
16 Ey=La/2;%[m] Position horizontale du centre de l'explosion sur
       le rectangle (selon y)
17 Ez=0;%[m] Position verticale du centre de l'explosion par rapport
        au rectangle (selon z)
18 c=4;% Type d'explosion (1=F.A.B_incident/2=F.A.B_reflected/3=S.
```

```
    B_incident/4=S.B_reflected)
%% Maillage
[Cx,Cy,d,A,nx,ny]= maillage(La,Lo,dr,Ex,Ey,Ez,false);
%% Courbes pressure-time sur chaque maille
nM=nx*ny;%[-] Nbr de maille
dM=reshape(d,[nM,1]);
PM=zeros(nM,length(t));%[Mpa] Tableau contenant les courbres
    pressure-time de chaque maille
for i=1:nM
    PM(i,:)= pressure_time(W,dM(i),t,c);
end
%% Resultante des pressions sur le rectangle en fonction du
    temps
F=zeros(length(t),1);
for i=1:length(t)
    R_t=0;
    for j=1:nM
        R_t=R_t+A*PM(j,i);
    end
    F(i)=R_t*10^3;% [kN] Resultante des pressions sur le
        rectangle a chaque instant i
end
figure
plot(t,F)
grid on
grid minor
xlabel('t [ms]')
ylabel('R[U+FFFD]sultante [kN]')
title('R[U+FFFD]sultante des pressions en fonction du temps')
txt = ['W_{TNT}= ',num2str(W),' [kg]'];
text(30,3*10^5,txt)

%% Surface des pressions sur le rectangle
nT=0;%Indice du pas de temps
dnT=20;% Nbr de pas de temps entre 2 pas de temps affiche
ndnT=floor((length(t)/dnT)); %Nbr de pas de temps
figure
for i=1:ndnT
nT= i*dnT;
SP=reshape(PM(:,nT),[ny,nx]);%[Mpa] Surface de pression au temps
    nT
mesh(Cx,Cy,SP);
colorbar
hold on
end
xlabel('x [m] (L_o)')
```

```
ylabel('y [m] (L_a)')
zlabel('Pression [MPa]')
R_max = 2.1*W^(1/3);
txt = ['W_{TNT}= ',num2str(W),' [kg]'];
text(20,6,400,txt)
txt = ['R_{action}= ',num2str(R_max),' [m]'];
text(20,6,300,txt)
%% OUTPUT pour ABAQUS ([N] et [s])
F=F*10^3; % [N]
t=transpose(t*10^-3); % [s]
```

B) Temps réels des simulations

Nbr d'éléments finis	État initial	Explosion	Total
1 E.F	30s	2min39s	3min9s
4 E.F	31s	4min53s	5min24s
40 E.F	32s	5min3s	5min35s
400 E.F	1min46	5min14s	7min
4000 E.F	1h48min53s	30min43s	2h19min37s

Tableau 1: Temps réels des simulations: modèle 2D d'une suspente, famille de tests 1

α	β	État initial	Explosion	Total
0	0	3min21s	2min4s	5min25s
3×10^{-4}	0	1min44s	1min36s	3min20s
3×10^{-3}	0	1min27s	1min31s	2min58s
3×10^{-2}	0	2min50s	1min37s	3min27s
3×10^{-1}	0	2min55s	2min47s	5min42s
3	0	2min52s	2min49s	5min41s
0	3×10^{-5}	1min56s	1min42s	3min38s
0	3×10^{-4}	8min42s	1min46s	10min28s
3×10^{-4}	3×10^{-4}	7min54s	2min12s	10min6s
3×10^{-3}	3×10^{-4}	7min22s	2min31s	9min53s
3×10^{-2}	3×10^{-4}	8min21s	2min10s	10min31s

Tableau 2: Temps réels des simulations: modèle 2D d'une suspente, famille de tests 2

$W\ [kg]$	État initial	Explosion	Total
3000	1min52s	7min20s	9min12s
6000	1min52s	7min10s	9min2s
10000	1min52s	12min23s	14min15s
11000	1min52s	10min28s	12min20
15000	1min52s	9min41s	11min33s

Tableau 3: Temps réels des simulations: modèle 2D d'une suspente, tests non-linéaires

Nbr d'éléments finis	État initial	Explosion	Total
1 E.F	3min35s	1min42s	5min17s
10 E.F	4min4s	2min19s	6min23s
100 E.F	12min50s	4min56s	17min46s
500 E.F	1h23min59s	15min36s	1h39min35s

Tableau 4: Temps réels des simulations: modèle 2D d'une portion du tablier, tests non-linéaires

$W\ [kg]$	État initial	Explosion	Total
1000	12min7s	3min56s	16min3s
2000	12min7s	3min12s	15min21s
3000	12min7s	7min10s	19min17
6000	12min7s	6min17s	18min24s

Tableau 5: Temps réels des simulations: modèle 2D d'une portion du tablier, tests non-linéaires

$W\ [kg]$	État initial	Explosion	Total
3000	23h26min53s	1h42min3s	1J1h10min56s
6000	23h26min53s	1h43min36s	1J1h8min33s
10000	23h26min53s	1h40min34s	1J1h6min27s

Tableau 6: Temps réels des simulations: modèle 3D du pont suspendu de Messine, tests élastiques linéaires

$W\ [kg]$	État initial	Explosion	Total
3000	1J4h16min8s	1h47min40s	1J6h3min48s
6000	1J4h16min8s	1h46min23s	1J6h2min31s
10000	1J4h16min8s	-	-

Tableau 7: Temps réels des simulations: modèle 3D du pont suspendu de Messine, tests non-liénaires

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**