



HAL
open science

Solutions structurelles d'accès facilité à la mer

Issam Hrazmi

► **To cite this version:**

Issam Hrazmi. Solutions structurelles d'accès facilité à la mer. Mécanique des structures [physics.class-ph]. Université Montpellier, 2021. Français. NNT : 2021MONTTS108 . tel-03621936

HAL Id: tel-03621936

<https://theses.hal.science/tel-03621936>

Submitted on 28 Mar 2022

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

**THÈSE POUR OBTENIR LE GRADE DE
DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE MONTPELLIER**

En Mécanique, Génie Civil et Architecture

École Doctorale Information, Structures et Systèmes (I2S - ED 166)

Laboratoire de Mécanique et Génie Civil (LMGC - UMR 5508)

**SOLUTIONS STRUCTURELLES
D'ACCÈS FACILITÉ À LA MER**

Présentée par **Issam HRAZMI**

Sous la direction de Jérôme QUIRANT et Julien AVERSENG

Soutenue le 13 Décembre 2021 devant le jury composé de

M. Abdelhamid BOUCHAÏR	Professeur des Universités	Institut Pascal	Président
M. David DUREISSEIX	Professeur des Universités	LAMCOS	Rapporteur
M. Abdelouahab KHELIL	Professeur des Universités	Institut Jean Lamour	Rapporteur
M. Bernard MAURIN	Professeur des Universités	LMGC	Examineur
M. Julien AVERSENG	Maître de Conférences	LMGC	Encadrant
M. Jérôme QUIRANT	Maître de Conférences, HDR	LMGC	Directeur de thèse



**UNIVERSITÉ DE
MONTPELLIER**

Résumé

Malgré les progrès réalisés en France en termes d'accessibilité et d'inclusion des personnes à mobilité réduite et des seniors, les zones de baignade et la mer en particulier restent en grande partie inaccessibles en toute autonomie pour les personnes souffrant de handicaps. Cela est en partie dû à l'absence de solutions structurelles, amovibles et à faible impact environnemental pouvant s'adapter aux conditions de saisonnalité des usages, à la flexibilité liée aux pics de fréquentation ainsi qu'aux exigences de préservation du littoral, laissant ainsi un marché national et international pour l'instant quasiment inexploité.

Ce travail de thèse concourt au développement des aspects techniques du projet « La mer pour tous », né dans l'objectif de répondre à cette problématique sociétale en proposant des solutions légères, pliables et modulaires de plateformes permettant un accès à la mer pour tous. Les solutions envisagées sont à base de systèmes dits de tenségrité, des structures spatiales et réticulées, autocontraintes par un jeu d'équilibre de traction et compression dans leurs éléments.

Les études menées portent dans un premier temps sur l'analyse mécanique, structurelle et cinématique, ainsi que l'optimisation des conditions d'appui au travers de simulations numériques. Deux solutions sont explorées, la première est une grille bidirectionnelle modulaire à double nappe dérivée du concept « Tensarch », la deuxième est une structure monodirectionnelle avec un potentiel de courbure, nommée « Biquadruplex ».

Dans l'optique d'une qualification expérimentale et de la réalisation de prototypes, une part importante du travail porte sur la conception des nœuds de la structure porteuse, ainsi que des interfaces du platelage et des appuis. Les fonctionnalités à assurer par les nœuds, notamment la concordance des efforts, la modularité et la maîtrise des mécanismes de pliage et déploiement sont autant de critères à prendre en compte. Des maquettes imprimées en 3D permettent de valider le design avant le passage à des prototypes à l'échelle 1.

Enfin, les démonstrateurs ainsi réalisés font l'objet d'essais sous charge en laboratoire afin de confronter les résultats expérimentaux aux modèles numériques. Dans le milieu marin, des essais de déploiement et d'installation sont menés afin de tester le système d'implantation et d'appui à base de vis d'ancrage. Une stratégie d'implantation des appuis est proposée permettant de choisir et d'optimiser les nœuds d'appui pour une plateforme quelconque constituée par assemblage de modules élémentaires.

Abstract

Despite the progress achieved in France in accessibility and inclusion of people with reduced mobility and the elderly, bathing areas still remain unreachable in complete autonomy for people with disabilities. This is partly due to the lack of structural solutions, removable and environmentally friendly solutions that can adapt to seasonal conditions of use, to the flexibility related to peak demands and to the requirements of coastal preservation, leaving a national and international market for the moment almost untapped.

This thesis work contributes to the development of the technical aspects of the "The sea for all" project, born with the objective of responding to this societal issue by offering lightweight, foldable and modular platform solutions allowing access to the sea for everyone. The solutions developed are based on so-called tensegrity systems, spatial and reticulated structures, self-stressed by a game of balance of tension and compression in their elements.

The studies carried out initially focus on mechanical, structural and kinematic analysis, as well as the optimization of support conditions through numerical simulations. Two solutions are explored, the first is a modular bidirectional double-layer grid derived from the "Tensarch" concept and the second is a mono-directional structure with a potential curvature, called "Biquadruplex".

To initiate the realization of prototypes and experimental tests, a significant part of the work relates to the design of the nodes of the supporting structure, as well as the interfaces of the deck plates and the supports. The functionality to be provided by the nodes, in particular the concordance of the efforts, the modularity and good controlling of the folding and deployment mechanisms are all criteria to be considered. 3D printed models allow improving the design before moving to scale 1 prototype.

Finally, the demonstrators produced are subjected to laboratory loading tests to confront experimental results with numerical models. In the marine environment, deployment and installation trials are conducted to improve implantation and support system based on anchor screw. An implantation strategy is proposed to choose and optimize the support nodes for any platform made by assembly of elementary modules.

Remerciements

Par ces quelques lignes, je tiens à montrer ma reconnaissance envers tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de cette thèse.

Mes plus sincères remerciements à mon duo d'encadrants Jérôme QUIRANT et Julien AVERSENG pour m'avoir permis de réaliser ce travail de thèse dans de bonnes conditions, pour nos échanges autour de la ténacité, pour leur confiance, leur soutien, leur gentillesse et leur sens de l'écoute. Qu'ils soient remerciés aussi pour les nombreux encouragements qu'ils m'ont prodigués pendant les moments difficiles.

Je souhaite remercier M. Abdelhamid BOUCHAÏR pour avoir accepté de présider le jury et M. Bernard MAURIN d'avoir accepté d'examiner mon travail de thèse.

Je remercie également à M. David DUREISSEIX et M. Abdelouahab KHELIL d'avoir accepté de rapporter ce travail de thèse. Ils ont contribué par leurs nombreuses remarques et suggestions à améliorer la qualité de ce manuscrit, et je leur en suis très reconnaissant.

J'exprime ma gratitude à Moulay Saïd EL YOUSOUFI de m'avoir offert l'opportunité de découvrir le monde de la recherche scientifique dans le cadre de mon projet de fin d'études.

J'aimerais remercier énormément Stephan DEVIC, Gille CAMP, Gilles GENEVOIS, Arnaud RIEUX et Mathias DIEGO pour leurs précieux conseils, suggestions et aide sur le plan expérimental.

Un grand merci à la Capitainerie du Port Camargue et la Mairie de Villeneuve-lès-Maguelone de nous avoir fait confiance et permis de mener les essais d'implantation en bord de la mer, ainsi qu'aux membres de l'association POZEË pour leur accompagnement.

J'aimerais également remercier mes collègues du département GCCD de l'IUT de Nîmes pour leur accueil, leur sympathie et de m'avoir permis de mener à bien mes interventions pédagogiques en parallèle de mon travail de thèse.

Mes remerciements s'adressent aussi à mes collègues qui ont marqué mon passage au LMGC et avec qui j'ai passé de bons moments. Mention spéciale à Nesrine SALAH pour les nombreuses heures partagées à rédiger ce manuscrit.

Je remercie mes amis pour leur soutien, en particulier Ilias YAHIA pour ses nombreuses astuces qui ont contribué au développement de l'interface graphique.

Je conclurai en remerciant de tout cœur ma famille d'avoir cru en moi et de m'avoir soutenu dans cette aventure malgré les distances, je ne les remercierai jamais assez.

Table des matières

Préambule	1
1 CONTEXTE ET ÉTAT DE L'ART	9
1.1 Évolution des structures	10
1.2 Structures réticulées et précontraintes	12
1.2.1 Structures triangulées	13
1.2.2 Structures tendues	14
1.2.3 Systèmes de tenségrité	16
1.2.4 Structures pliables/déployables	22
1.2.5 Recherche de forme	23
1.2.6 Conception des nœuds	29
1.2.7 Systèmes d'appui	30
2 DÉVELOPPEMENT DE SOLUTIONS DE TENSÉGRITÉ	33
2.1 Solution « Tensarch »	34
2.1.1 Concept	34
2.1.2 Étude mécanique	49
2.1.3 Optimisation structurelle	74
2.1.4 Bilan des études sur la solution « Tensarch »	89
2.2 Solution « Biquadruplex »	90
2.2.1 Modules élémentaires	90
2.2.2 Topologie adaptée	91
2.2.3 Étude mécanique	97
2.2.4 Perspectives de développement	102
3 CONCEPTION MÉCANIQUE	103

3.1	Conception 3D et maquettage	103
3.2	Prototypage	108
3.2.1	Câbles	108
3.2.2	Barres	109
3.2.3	Nœuds	110
3.2.4	Interfaces	114
3.2.5	Fabrication	117
3.2.6	Estimation de la masse	119
4	MISE EN ŒUVRE ET ÉTUDE EXPÉRIMENTALE	121
4.1	Assemblage d'une plateforme « Tensarch »	122
4.1.1	Introduction de l'autocontrainte	125
4.1.2	Pliage	126
4.1.3	Modularité et reconfiguration de modules	126
4.2	Essais en laboratoire	129
4.2.1	Protocole expérimental	129
4.2.2	Résultats	140
4.3	Implantation sur site	146
4.3.1	Solutions d'appui	147
4.3.2	Positionnement des appuis par triangulation	149
4.3.3	Système d'implantation	151
4.3.4	Opérations sur site	153
4.3.5	Durabilité	158
	Conclusions et Perspectives	161
	Bibliographie	166
	Annexes	167
A	Dessins de définition	169
B	Positionnement des appuis	179
	Table des figures	191
	Liste des tableaux	193

Préambule

Depuis les années 70, plusieurs lois se sont succédées en France ayant pour ambition d'améliorer l'intégration, les droits et l'égalité des chances des personnes en situation de handicap. La loi du 11 février 2005 « pour l'égalité des droits et des chances, la participation et la citoyenneté des personnes handicapées », en particulier, s'adresse aux structures recevant du public pour s'adapter aux besoins des personnes handicapées et non l'inverse. Dans cette optique, l'attention a été également portée sur l'accessibilité des bords des lieux de baignade en toute autonomie aux personnes ayant des déficiences motrices et les séniors. En 2014, 72% des français choisissent de passer leurs vacances d'été en France, dont 61% préfèrent le bord de mer selon une étude réalisée par le cabinet Protourisme. Par ailleurs, 52% des personnes en situation de handicap partent en vacances au moins une fois dans l'année et 43% favorisent le bord de la mer. En revanche, selon une étude menée par l'INSEE en 2007, 5.8% de la population active de 15 à 64 ans déclare vivre avec au moins une déficience motrice contre 18.4% de la population âgée de 65 ans et plus. Or, il est estimé qu'à l'horizon de 2035 la proportion des personnes âgées serait de 30.6% de la population, et 31.9% en 2050, ce qui rend l'accessibilité à la mer pour l'ensemble des personnes à mobilité réduite (PMR) un enjeu réel dans la société française.

Toutefois, la prise de conscience de l'importance économique du littoral a rendu nécessaire de mettre en place des normes juridiques régissant ces multiples utilisations, notamment à travers la loi du 3 janvier 1986 relative à l'aménagement, la protection et la mise en valeur du littoral. Elle s'applique aux côtes métropolitaines et d'outre-mer, aux étangs salés et aux plans d'eau intérieurs de plus de 1000 hectares, permettant ainsi la préservation des espaces rares et sensibles, ainsi que la gestion de façon économe de la consommation d'espace par l'urbanisation et les aménagements touristiques. En conséquence, à l'heure actuelle, l'accessibilité à la mer en toute autonomie reste loin d'être évidente pour les PMR par manque d'infrastructures adaptées sur les sites touristiques et les dispositifs existants nécessitent le plus souvent l'assistance d'une personne tierce [1].

Les équipements d'accès à la mer pour les PMR commercialisés en France se limitent à des tapis de plage enroulables en polyester pour rejoindre le bord de l'eau comme ceux de la marque Tapiroul® et des fauteuils roulants et/ou amphibies qui permettent le déplacement sur tout type de sol à l'aide de roues larges de type Tiralo® de l'ESAT Ensoleillade ou encore l'Hippocampe® et WaterWheels® de AccessRec. Ils peuvent être perçus comme des équipements médicaux (Fig. 1).



(a) Tapis de plage Tapiroul®.



(b) Fauteuil amphibie WaterWheels®.

FIGURE 1 – Exemple de dispositifs d'accès à la plage.

En termes d'aménagement complet, on trouve le ponton Pierre Caron sur la plage de la Vignette dans l'enceinte de l'hôpital Rénée Sabran à Hyères, qui est une plateforme d'accès à la baignade et à d'autres activités nautiques au profit des personnes en situation de handicap. Elle est construite d'une façon permanente dans le cadre des initiatives menées par l'association « Un fauteuil à la mer ».



FIGURE 2 – Ponton Pierre Caron sur la plage de la Vignette à Hyères – Un fauteuil à la mer ©.

Cependant, une telle installation ne peut être généralisée sur le territoire français étant donné que l'une des exigences de la loi Littoral [2] stipule que les installations doivent être temporaires, démontables, transportables et aucun élément ne doit être ancré durablement dans le sol afin de restituer l'état initial du site en fin de saison.

Une solution modulaire de ponton flottant à base de blocs remplis d'air est commercialisée déjà sur le marché notamment pour faciliter la pratique des sports nautiques (Fig. 3). En revanche, de par sa flottabilité, le ponton devient moins stable sur une eau agitée, notamment avec les vagues en bord de mer.



FIGURE 3 – Différentes configurations de quai flottant modulaire Candock®.

On peut également trouver des solutions d’amarrage élastiques à base d’atténuateurs d’onde reliés au fond marin par l’intermédiaire de blocs gravitaires ou ancrages de type Skrew [3] (Fig. 4). Bien que la solution offre une surface exploitable relativement stable, elle peut être assez couteuse en nombre d’atténuateurs d’onde ou en volume de stockage.



FIGURE 4 – Pontons avec atténuateurs d’ondes Hazelett Marine®.

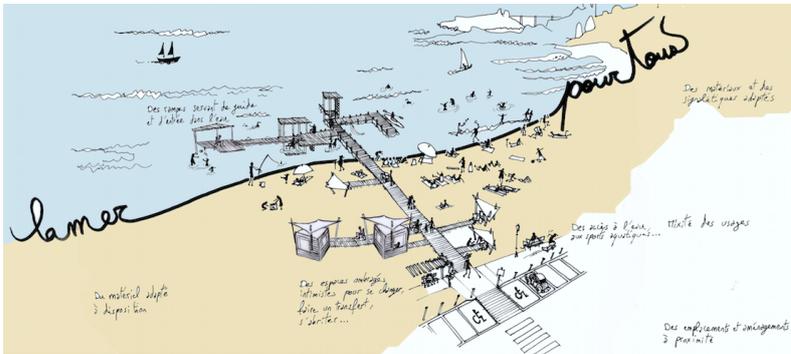
Un autre type de solution nommée Seatrac® , développée par la compagnie grecque TOBIA, permet la mise dans l’eau des PMR par un siège roulant sur des rails et piloté par une personne tierce. Il ne peut néanmoins être utilisé que par une seule personne à la fois, ce qui le rend moins pratique pendant les périodes d’affluence (Fig. 5).



FIGURE 5 – Siège roulant sur rails Seatrac®.

En France, l’absence de solutions démocratisées d’aménagements permettant aux personnes à mobilité réduite et aux séniors un accès autonome à la mer a été l’origine de la naissance du projet POZEĀ (Fig. 6) porté par l’équipe *La mer pour*

tous de l'association A2H (Atelier Handicap Habitat). Il s'agit d'un projet solidaire innovant visant à créer des espaces de plaisance ludiques, grand public et accessibles aux personnes à mobilité réduite en toute autonomie. Il répond ainsi à plusieurs problématiques sociétales, notamment le tourisme et le handicap, la mobilité et le vieillissement de la population, aussi bien que l'insertion des sportifs handicapés.



(a) Illustration du concept par Antoine Voisin.



(b) Logo du projet.

FIGURE 6 – Projet POZEÏA.

Inspiré des pontons scandinaves, les « Piers » (Fig. 7), le projet POZEÏA conjugue accessibilité, mixité sociale et valorisation des bords de mer à travers une architecture respectueuse de la Loi Littoral grâce à une structure innovante modulaire de ponton sur terre et eau.



FIGURE 7 – Pier au bord du lac - Skaulo (Suède).

Il aspire également à offrir une multitude de services au profit des collectivités territoriales souhaitant rendre accessible une zone de baignade, à savoir :

- diagnostic paysager ;
- diagnostic d'accessibilité ;
- analyse et possibilité de la Loi Littoral ;
- étude de faisabilité :
 - analyse des besoins des usagers depuis leur arrivée sur site jusqu'à leur départ ;
 - analyse des contraintes liées à l'exploitation, notamment l'entretien, la maintenance, la sécurité, la dégradation, et les conflits d'usage ;
 - analyse des priorités en termes de lieu, coûts, délais et financement ;

— conception du projet.

L'objectif de cette thèse, réalisée au sein de l'équipe SIGECO (Structures Innovantes, Géomatériaux et ÉCOconstruction) du Laboratoire de Mécanique et Génie Civil (LMGC) est de contribuer au développement des aspects techniques du projet POZEĽA [4] en proposant des solutions de plateformes d'accès à la mer permettant un montage et démontage aisés, à l'approche puis à la fin de la saison estivale.

Dans une première partie, seront présentés le contexte de cette étude et un état de l'art sur les systèmes de tenségrité, à la base des solutions proposées.

Le développement de solutions structurales répondant aux besoins est menée dans la deuxième partie, tout d'abord en décrivant le concept et les exigences de modularité, puis par les études du comportement sous charges et d'optimisation des appuis.

Pour la concrétisation de ces solutions et la construction de prototypes répondant à toutes les exigences, notamment la pliabilité, une conception mécanique spécifique est nécessaire, ce qui sera présenté en partie 3.

Enfin, une dernière partie est consacrée à la mise en œuvre expérimentale, à la fois en laboratoire sur des cas tests et l'installation sur site côtier, d'un prototype à taille réelle, permettant un retour d'expérience précieux, notamment sur les procédures d'implantation, qui doit être exploité à la suite de ces travaux.

*“All structures, properly understood, from the solar system to the atom,
are tensegrity structures. Universe is omnidimensional integrity.”*

—Richard Buckminster Fuller

Chapitre 1

CONTEXTE ET ÉTAT DE L'ART

Sommaire

1.1	Évolution des structures	10
1.2	Structures réticulées et précontraintes	12
1.2.1	Structures triangulées	13
1.2.2	Structures tendues	14
1.2.3	Systèmes de tenségrité	16
1.2.4	Structures pliables/déployables	22
1.2.5	Recherche de forme	23
1.2.6	Conception des nœuds	29
1.2.7	Systèmes d'appui	30

Dans ce premier chapitre, nous mettons en lumière dans un premier temps les aspects et enjeux qui ont contribué au développement à travers l'histoire d'ouvrages de franchissement toujours plus légers et performants.

L'objectif de la thèse étant de proposer des structures légères, pliables et facilement mises en œuvre, un état de l'art des solutions à bases de structures réticulées est proposé.

Les systèmes de tenségrité, thématique de recherche historique du LMGC, présentent toutes les garanties pour répondre au cahier des charges de la loi Littoral et satisfaire les besoins en termes d'accessibilité. Leurs caractéristiques mécaniques principales sont présentées en préambule au développement de solutions spécifiques dans les chapitres qui suivront.

Ce tour d'horizon donnera les bases pour les différents développements qui seront menés dans la suite.

1.1 Évolution des structures

Le recours aux ouvrages d'accès et de franchissement fait partie depuis très longtemps des enjeux rencontrés par l'Homme et qu'il était nécessaire de surmonter pour bâtir les civilisations. Son imagination et son ingéniosité se manifestent à travers de multiples solutions qu'il continue de développer et optimiser au cours du temps. Notamment la technique de la voûte en maçonnerie qui lui a permis de construire des ponts pour franchir les obstacles ou conduire l'eau, comme le pont du Gard à Nîmes qui a été construit pendant la première moitié du I^{er} siècle pour assurer la continuité d'un aqueduc romain (Fig. 1.1). Outre le nombre important de blocs de pierre le constituant qui fait de son poids propre une charge beaucoup plus importante que sa charge d'exploitation, cet ouvrage, comme la plupart des ouvrages de son ère, favorise principalement la résistance en compression des matériaux utilisés et la stabilité offerte par son poids propre. Cependant, cette façon d'utiliser les matériaux n'est pas souvent optimale et n'est pas destinée aux ouvrages très élancés qui peuvent devenir dans certaines conditions instables en raison du phénomène de flambement ¹.



FIGURE 1.1 – Pont du Gard - Vers-Pont-du-Gard (France).

Il a fallu donc attendre le XVIII^{ème} siècle avant qu'un nouveau matériau de construction soit adopté, permettant de construire le premier pont métallique en fonte (Fig. 1.2) par Abraham Darby III à Coalbrookdale (Angleterre), marquant les débuts de la révolution industrielle. Toutefois, la fonte reste un matériau fragile ce qui a limité son utilisation à grande échelle.

1. Le flambement est une instabilité d'un élément comprimé qui subit une déformation de son axe neutre en flexion pouvant amener à la ruine.



FIGURE 1.2 – Iron bridge - Ironbridge (Royaume-Uni).

En revanche, la mise au point de nouvelles méthodes de fabrication au XIX^{ème} a permis la conversion de la fonte en acier, qui se caractérise par des propriétés mécaniques plus intéressantes, notamment des résistances élevées en traction et en flexion. Cela a contribué à une avancée considérable dans la construction métallique en poussant les limites du génie civil tout en réduisant le temps et le coût de construction. Ainsi, des ouvrages plus élancés et moins massifs ont pu voir le jour en assurant à chaque fois une utilisation optimale des matériaux, sans pour autant privilégier les uns par rapport aux autres. Dans cette optique, des ouvrages mixtes (acier et béton) ont vu le jour, comme le viaduc de Millau (Fig. 1.3), un ouvrage emblématique du début du XXI^{ème} siècle, qui surplombe la vallée du Tarn.



FIGURE 1.3 – Viaduc de Millau - Millau (France).

Ces nombreux progrès dans la construction ont encouragé le développement de nouveaux concepts constructifs dont l'utilisation des matériaux se veut optimale. Ils ont été adoptés dans des solutions de franchissement à des échelles variables, notamment le principe de la tensairité et les systèmes de tenségrité.

Le concept de tensairité développé au début du XXI^{ème} siècle par AirlightTM est basé sur l'usage de poutres gonflables attachées à des câbles, limitant ainsi le flambement de la nappe supérieure et réduisant la masse totale pour une performance équivalente. Il a été appliqué pour des structures comme celle du pont de Val Cenis (Fig. 1.4).



FIGURE 1.4 – Pont de Val Cenis - Val-Cenis (France).

Le concept de la tenségrité, quant à lui, est apparu au milieu du XX^{ème} siècle sous forme d'œuvres d'art, où cette fois-ci la sollicitation de traction ou compression introduite dès le montage dans les éléments permet d'assurer forme et rigidité de la structure. L'esthétique, la transparence et la légèreté de ces systèmes n'ont pas tardé à intéresser les architectes, chercheurs et ingénieurs en génie civil. Un demi-siècle plus tard, le pont Kurilpa à Brisbane (Australie) dont la structure porteuse a été inspirée de ce principe a vu le jour (Fig. 1.5).



FIGURE 1.5 – Pont Kurilpa - Brisbane (Australie).

1.2 Structures réticulées et précontraintes

De manière générale, les structures réticulées présentent des performances mécaniques élevées et offrent une grande diversité de formes potentiellement réalisables.

Leur efficacité tient dans le fait que ce sont des systèmes constructifs composés d'éléments rectilignes articulés entre eux, de sorte qu'ils sont sollicités uniquement en traction et compression simples, optimisant la contrainte dans les matériaux. Pour qu'une structure soit réticulée, il faut qu'elle vérifie les hypothèses suivantes :

- les liaisons entre les éléments sont des rotules parfaites, qu'on appelle aussi des nœuds¹ ;
- les fibres moyennes des éléments incidents à un nœud concourent en son centre ;

1. En théorie, un nœud désigne l'intersection des fibres moyennes des éléments concourants. Dans la pratique, il fait référence à un ensemble de composants conçus pour assurer une ou plusieurs fonctions, notamment la liaison entre les éléments.

- les sollicitations externes sont des forces appliquées directement aux nœuds ;
- la flexion des éléments induite par leur poids propre reste négligeable.

Ainsi, l'étude d'une structure réticulée nécessite dans un premier temps la détermination de sa « structure relationnelle » décrivant la géométrie ainsi que les liaisons entre les éléments.

Certains systèmes réticulés peuvent également être précontraints pour assurer une meilleure rigidité en service de la structure.

1.2.1 Structures triangulées

Les structures triangulées, nommées aussi treillis, sont une famille de structures réticulées dont la topologie est formée principalement par un maillage triangulaire d'éléments, souvent plan, soumis à des efforts normaux de compression ou de traction. On les retrouve particulièrement dans certains ouvrages du génie civil, notamment des toitures de grande portée et des ponts métalliques (Fig. 1.6).



FIGURE 1.6 – Pont du Tivoli - Sète (France).

La force des structures triangulées réside principalement dans l'absence de mécanismes de solide rigide due au fait que les triangles sont des figures indéformables (Fig. 1.7).

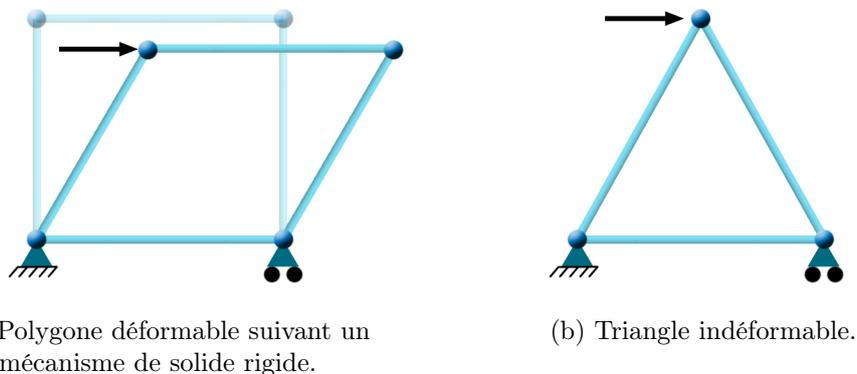


FIGURE 1.7 – Déformabilité des systèmes à plusieurs barres.

Ainsi, afin de générer une poutre triangulée pour composer une ferme de pont

ou de toit, il existe dans la littérature plusieurs variantes possibles dont le comportement peut être différent (Fig. 1.8).

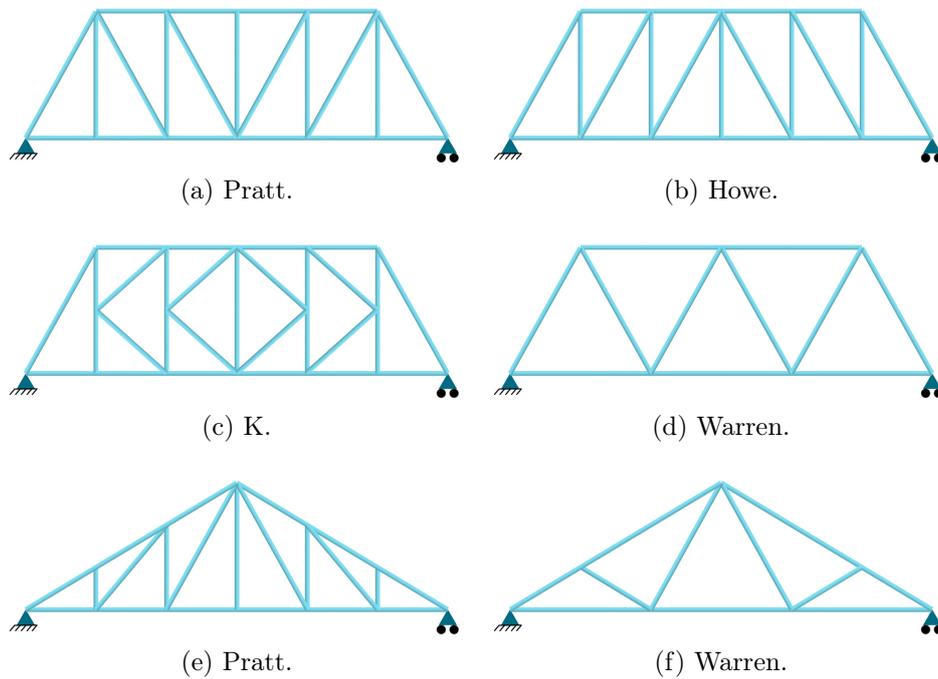


FIGURE 1.8 – Variantes des structures triangulées :
(a-d) Fermes de pont - (e-f) Fermes de toit.

Il est important de noter que ce type de structure ne peut être sollicité que par des charges extérieures nodales et pour la plus part uniquement dans le plan.

1.2.2 Structures tendues

Durant ces dernières décennies, les structures tendues prennent de plus en plus de place dans la construction de grande portée, tout en ayant une évolution constante de leurs performances. En effet, grâce aux nombreuses avancées structurales, elles répondent aux enjeux écologiques liés à l'usage parcimonieux des matériaux et des contraintes environnementales, mais aussi aux exigences architecturales de légèreté, offrant ainsi des solutions innovantes et esthétiques à des problèmes ancestraux. Deux grandes familles de structures tendues peuvent être distinguées, celles utilisant des câbles ou celles mettant en œuvre des membranes.

Les structures tendues à base de câbles peuvent être définies comme des systèmes structuraux composés d'éléments travaillant principalement en traction, maintenus en équilibre soit par des éléments comprimés soit aux travers d'appuis extérieurs permettant la mise en place de la précontrainte. L'exemple classique que l'on peut évoquer est la structure « Jawerth » (Fig. 1.9) qui, grâce à sa configuration, offre un réseau tendu de câbles qui peut faire office de toiture. Des éléments additionnels sont disposés en périphérie et peuvent travailler en compression ou en flexion.

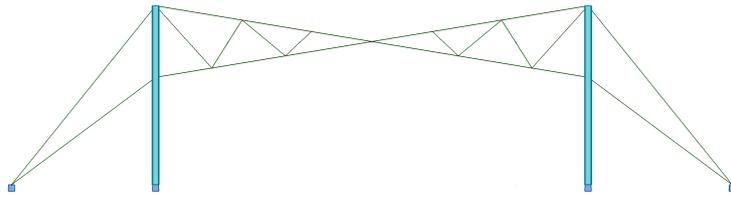


FIGURE 1.9 – Poutre-câble « Jawerth ».

Par ailleurs, les structures tendues sont de plus en plus utilisées dans le génie civil comme des solutions de toitures de grandes dimensions, de façades ou à l'érection de tours (Fig. 1.10).



(a) Centre Commercial St. Herblain - Nantes (France).



(b) Usine Fleetguard - Quimper (France).

FIGURE 1.10 – Toitures à base de structures tendues

Le réseau d'éléments tendus peut également être constitué d'une couverture souple (i.e. structure métal-textile) dont la tension est assurée par la présence d'éléments comprimés internes ou d'ancrages soumis à de la traction. Ce type de structures spatiales, aussi appelées structures membranaires, peut être adopté pour des besoins d'esthétique comme il peut être une solution structurelle pour des toitures de grande portée, permettant de réduire considérablement l'usage des matériaux.

De nombreuses applications ont vu le jour grâce à l'un des pionniers des structures membranaires, l'architecte Frei Otto, qui s'est beaucoup inspiré de la nature

(i.e. bulles de savon, toiles d'araignées...) notamment pour concevoir le parc olympique de Munich (Fig. 1.11).



FIGURE 1.11 – Stade Olympique - Munich (Allemagne).

1.2.3 Systèmes de tenségrité

Les systèmes de tenségrité sont des structures réticulées spatiales composées d'éléments comprimés, souvent désignés par « barres » dans la littérature, en équilibre dans un réseau d'éléments tendus, désignés par « câbles », sans ancrage et/ou chargement extérieurs. Leur forme, stabilité et rigidité sont assurées par la répartition auto-équilibrée des efforts de compression et traction dans les éléments, désignée par « autocontrainte » [5]. L'étude des systèmes de tenségrité et leur conception passent dans un premier temps par une des méthodes dites de « Recherche de forme » qui permettent de déterminer les configurations géométriques et relationnelles des éléments, ainsi que les états d'autocontrainte permettant d'introduire un état de sollicitation interne lors de l'assemblage de la structure.

Le concept de tenségrité était réservé dans un premier temps aux structures dont le réseau des barres est discontinu (une seule barre est reliée à chaque nœud du système, donnant l'impression de flotter dans l'espace) avant d'être généralisé ultérieurement à toute configuration auto-équilibrée par la répartition des efforts de compression et traction. Une classification a été adoptée pour distinguer les systèmes de tenségrité par le nombre maximal de barres liés à un seul nœud. Ainsi, une structure est dite de k -classe quand il existe au maximum k barres partageant une de leurs extrémités.

Malgré la polémique qui gravite autour du premier inventeur du concept, la communauté scientifique considère que la tenségrité a vu le jour au cours du XX^{ème} siècle grâce à 3 principaux pionniers : David Georges Emmerich [6, 7], Kenneth Snelson [8] et Richard Buckminster Fuller [9]. L'origine du terme « Tensegrity » (tenségrité en français) revient à R.B. Fuller et découle de la contraction des mots « tensional » et « integrity » pour exprimer une tension intégrale et intégrée. Une autre description a été proposée pour décrire une organisation architecturale associant « des îlots de compression dans un océan de tension » [9]. Par la suite K. Snelson, élève de R.B. Fuller, a pu matérialiser ce principe en réalisant des modèles physiques arachnéens composés des tubes en compression qui semblent flotter dans un

réseau de câbles en tension (Fig. 1.12a). D.G. Emmerich, quant à lui, s'est inspiré de façon indépendante de la structure Gleichgewichtskonstruktion de K. Ioganson (Fig. 1.12d) et a décrit les systèmes de tensegrité comme étant des « structures tendues et autotendantes » [6, 7].

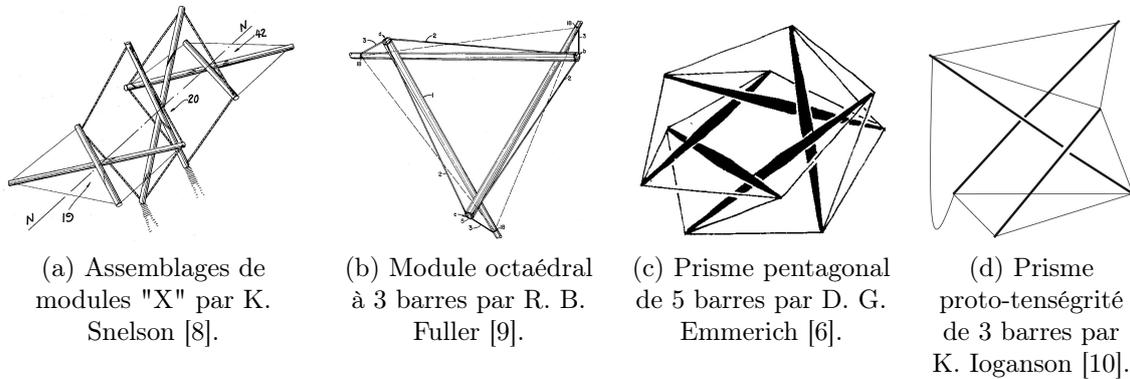


FIGURE 1.12 – Premiers modèles de tensegrité.

Les systèmes de tensegrité peuvent être classifiés selon leur structure relationnelle entre l'ensemble des éléments. Ainsi, les systèmes dont les barres n'entrent pas en contact (via un nœud) sont dites de classe 1, alors que si k barres se rejoignent sur un nœud, le système est dit de classe k (Fig. 1.13) [11, 12].

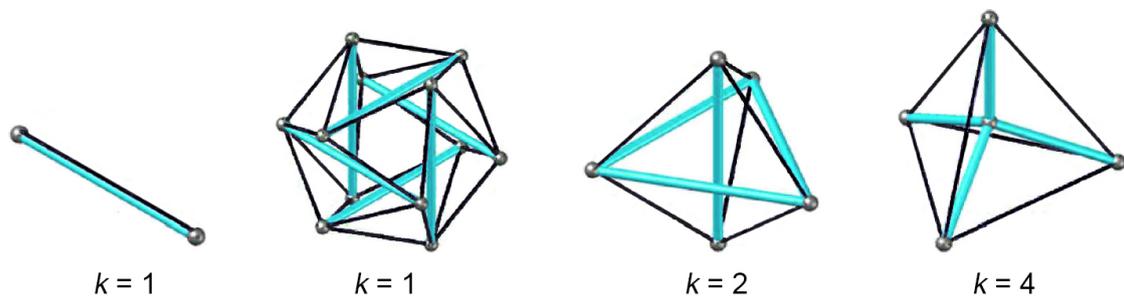


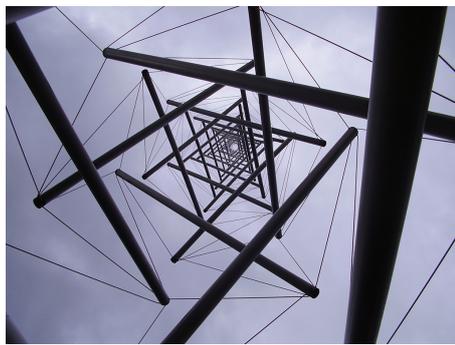
FIGURE 1.13 – Classe k des modules de tensegrité.

1.2.3.1 Caractéristiques

Dès leur apparition, les systèmes de tensegrité ont réussi à capter l'attention de la communauté scientifique afin d'explorer leur potentiel constructif qui peut être résumé comme suit :

- *Auto-équilibre* : rigidité et stabilité d'une structure de tensegrité ne dépendent pas des conditions aux limites ;
- *Légereté* : les systèmes de tensegrité exploitent de façon optimale les caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments permettant de réduire leur masse totale ;

- *Esthétique* : selon leur classe, les structures de tensegrité peuvent avoir un aspect artistique et de par le contraste entre la géométrie des barres et celle des câbles, pouvant être assimilées parfois à des barres flottantes (Fig. 1.14) ;
- *Pliage* : de par la présence des câbles dont la rigidité à la flexion peut être négligée, certaines topologies présentent des capacités de pliage une fois l'autocontrainte supprimée ;
- *Géométrie complexe* : il est possible de générer numériquement des structures de tensegrité à géométrie complexe (Fig. 1.15) afin de coller à des formes non triviales, notamment par la méthode de morphogénèse cellulaire [13, 14].

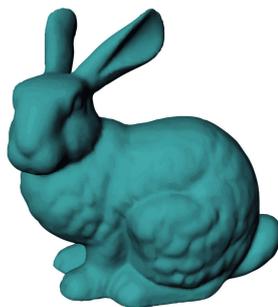


(a) Tour d'aiguilles II -
Otterlo (Pays-Bas).

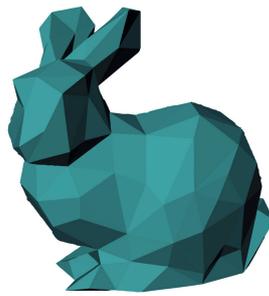


(b) B-Tree -
Bethesda, MD (USA).

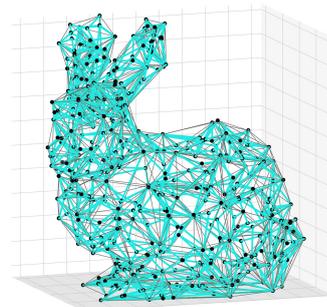
FIGURE 1.14 – Modèles physiques de tensegrité réalisés par K. Snelson.



(a)



(b)



(c)

FIGURE 1.15 – (a) Illustration du lapin de Stanford -
(b) Maillage polygonal - (c) Structure de tensegrité.

En revanche, les systèmes de tensegrité peuvent présenter quelques inconvénients :

- *Instabilité* : la présence des câbles peut être le siège de mécanismes, infinitésimaux en tension ou rigides lors d'un relâchement, donc d'instabilité.

- *Complexité de réalisation* : la conception et la fabrication des systèmes de tensegrité sont complexes car les nœuds de la structure doivent remplir plusieurs rôles simultanés (concordance des efforts, articulation...) et l'autocontrainte doit être introduite et réglée dès le montage.

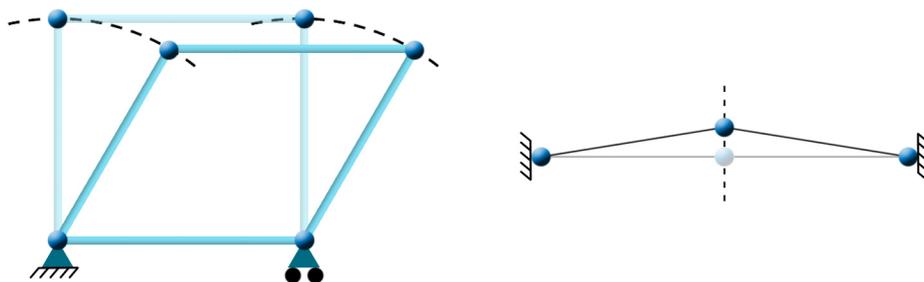
o Autocontrainte

L'autocontrainte est un état de sollicitation interne qui caractérise un système de tensegrité indépendamment des conditions aux limites. Elle est intrinsèquement liée à ses configurations relationnelle et géométrique. Par ailleurs, un système de tensegrité peut avoir plusieurs états d'autocontrainte indépendants que l'on peut déterminer par des méthodes analytiques ou numériques, notamment dans le cadre de la recherche de forme (Section 1.2.5). L'état d'autocontrainte choisi peut ainsi être la combinaison linéaire de plusieurs états indépendants. Dans la pratique, elle est introduite dans la structure dès la phase de montage.

o Mécanismes

Selon l'ordre de grandeur des déformations des composants induites par les mécanismes, on peut distinguer deux principaux types :

- des *mécanismes finis* lorsqu'aucun élément n'est déformé malgré la modification de la géométrie du système. Par exemple, une action de cisaillement appliquée à un cadre composé de 4 barres reliées par 4 nœuds peut induire un changement de géométrie sans déformer les barres, on parle aussi de mécanismes de solide rigide (Fig. 1.16a) ;
- les *mécanismes infinitésimaux* se traduisent, eux, par des déformations faibles des composants, jusqu'à un certain ordre qui peut être évalué [15] (Fig. 1.16b).



(a) Mécanisme fini.

(b) Mécanisme infinitésimal.

FIGURE 1.16 – Types de mécanismes.

1.2.3.2 Tenségrité en biologie

La sélection naturelle a toujours favorisé les adaptations structurelles les plus efficaces, combinant flexibilité, résilience et résistance, avec des besoins minimaux en énergie et en matériaux. Cette efficacité s'est matérialisée sous plusieurs formes dont la tenségrité que l'on peut retrouver par analogie notamment dans l'anatomie humaine, et en particulier le système formé des tissus tendus (aponévroses, ligaments et muscles) et des tissus comprimés (squelette). Des modèles physiques de tenségrité ont été élaborés grâce à la rétro-ingénierie¹ reproduisant de manière intrigante les mouvements et les fonctions des parties de l'anatomie humaine (Fig. 1.17) [16].

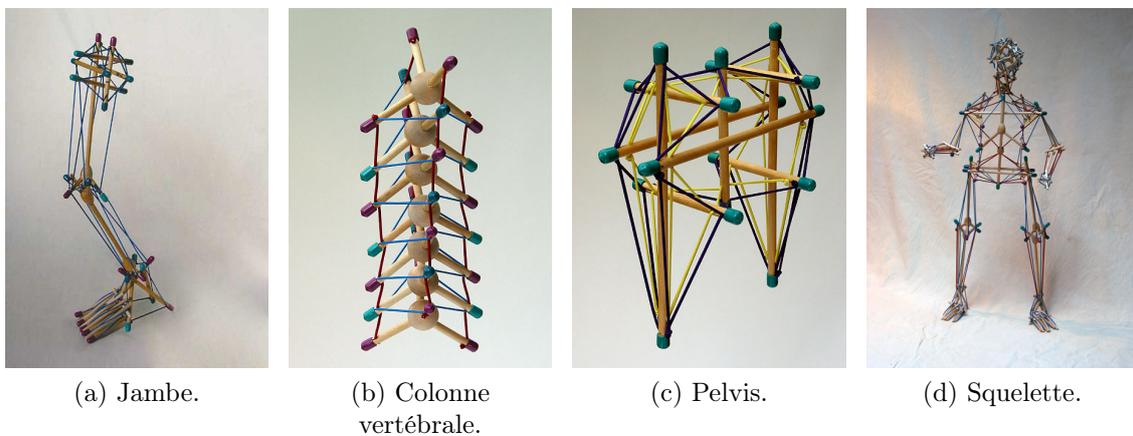


FIGURE 1.17 – Modèles de tenségrité réalisés par Tom Flemons.

La tenségrité apparaît également à l'échelle des cellules [17, 18] notamment dans le cytosquelette (Fig. 1.18) qui confère à la cellule ses propriétés mécaniques et architecturales grâce à sa structure auto-équilibrée en polymères biologiques. En effet, les microtubules sont assimilées à des éléments comprimés, tandis que les microfilaments constituent les éléments tendus. Des filaments intermédiaires permettent, quant à eux, de réunir les éléments au noyau.

1. Rétro-ingénierie ou ingénierie inverse, est la démarche qui consiste à étudier un système pour en déterminer le principe de fonctionnement.

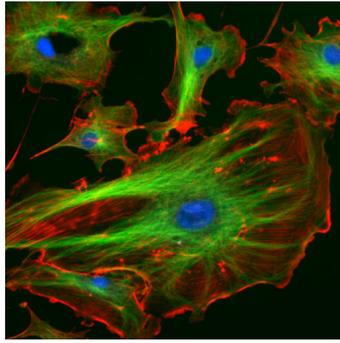


FIGURE 1.18 – Composition du cytosquelette :
(en vert) microtubules - (en rouge) microfilaments - (en bleu) noyaux.

1.2.3.3 Applications

Parmi les applications concrètes de la tensegrité que l'on peut trouver dans le domaine du génie civil, citons la solution de toiture du stade de La Plata à Buenos Aires (Fig. 1.19a) ou la plateforme « Blur » construite dans le cadre de l'exposition nationale suisse en 2002 à Yverdon-les-Bains (Fig. 1.19b) [19].



(a) Stade de La Plata - Buenos Aires
(Argentine).



(b) Plateforme "Blur" - Yverdon-les-Bains
(Suisse).

FIGURE 1.19 – Exemples d'application de la tensegrité dans le génie civil.

Des applications robotisées [20, 21] sont également envisagées pour l'exploration spatiale mais restent encore à l'état de projet (Fig. 1.20).

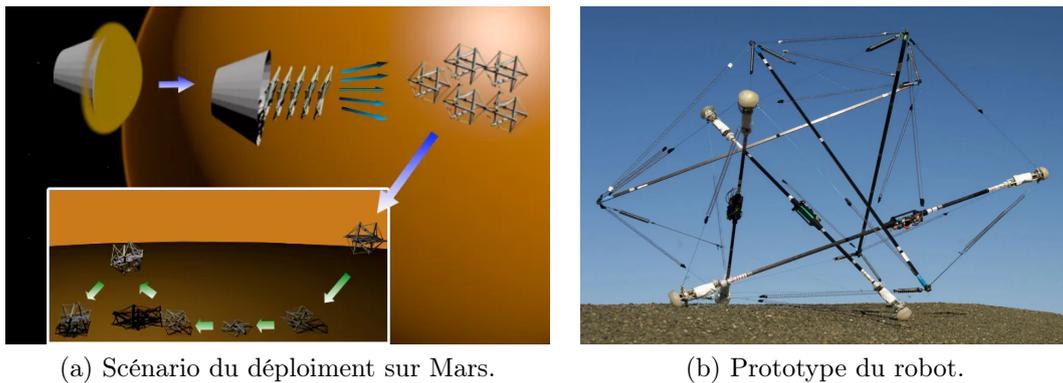


FIGURE 1.20 – Prototype de Super Ball Bot de la NASA.

1.2.4 Structures pliables/déployables

Les structures déployables, qui peuvent aussi être pliables, sont des systèmes capables de changer leur configuration géométrique de manière éventuellement réversible pour répondre à un besoin. Elles peuvent adopter une forme compacte pour le stockage et le transport, avant d'adopter la forme déployée pour laquelle elles sont conçues. Dans la littérature, les scientifiques, ingénieurs et architectes répondent à ces problématiques notamment dans les domaines du génie civil et de l'espace en s'inspirant parfois d'observation dans le milieu naturel [22].

En effet, on retrouve des systèmes déployables dans la nature, première source d'inspiration pour l'Homme. Dans une quête d'optimisation, la nature a pu développer, à travers des millions d'années d'évolution, des ailes d'insectes et d'oiseaux qui se déploient à partir d'une configuration assez compacte quand ces derniers s'appêtent au décollage. Par ailleurs, elle peut également apparaître chez certaines plantes fleuries qui s'ouvrent et se ferment selon des facteurs extérieurs (i.e. intensité de lumière), ou pendant la floraison par déploiement des pétales comme la plante dahlia (Fig. 1.21) [23].



FIGURE 1.21 – Déploiement des pétales d'un dahlia pendant la floraison.

En génie civil, le besoin de solutions de structures déployables peut couvrir plusieurs secteurs, notamment dans les infrastructures de transport terrestre croisant le transport maritime ou la construction temporaire. Dans certains cas il est nécessaire d'envisager des ouvrages pliables/déployables pour alterner la circulation

comme dans le cas de la passerelle de la Hörn (Fig. 1.22) qui se plie pour permettre la circulation des bateaux, ou encore construire une toiture qui s'ouvre sur un stade olympique. Ainsi les structures déployables sont souvent des systèmes réticulés adaptatifs transformables d'une configuration compacte fermée (état plié) à une configuration ouverte prédéterminée (état déployé). Dans cet état la structure se caractérise à la fois par une stabilité et une rigidité lui permettant d'assurer des fonctions architecturales et mécaniques.



FIGURE 1.22 – Passerelle de la Hörn « Hörnbrücke ».

Par ailleurs, dans le domaine spatial, le coût de l'envoi de charges utiles est directement dépendant de la masse et du volume des systèmes qui sont de plus contraints par la taille des lanceurs. Aussi, le recours aux structures déployables devient une nécessité notamment quand il s'agit d'envoyer des réflecteurs d'antennes [24] de grand diamètre pour la télédétection (Fig. 1.23). Une fois dans l'espace, les mécanismes garantissant le déploiement se libèrent et permettent aux réflecteurs d'atteindre leur configuration de service, état qu'ils vont le plus souvent conserver jusqu'à la fin de leur mission.

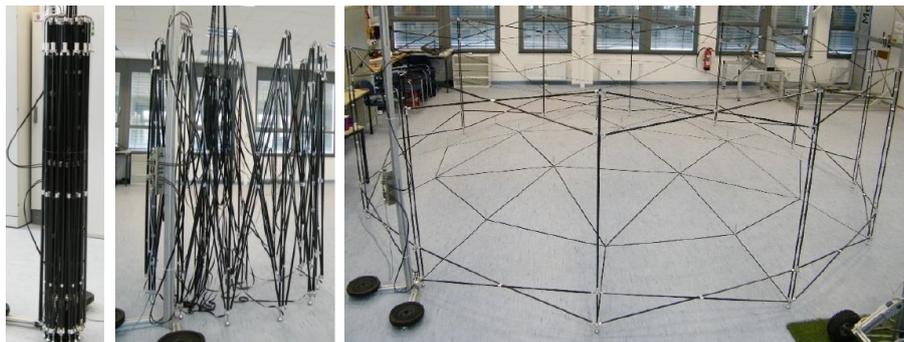


FIGURE 1.23 – Déploiement d'un prototype du réflecteur « Double pantographe ».

1.2.5 Recherche de forme

Comme nous venons de le voir, certains systèmes réticulés sont précontraints dès leur assemblage pour pouvoir assurer leur fonction en termes de stabilité et de rigidité. Cette sollicitation interne ne peut être introduite que pour des géométries particulières qui doivent être définies au préalable, c'est ce qu'on appelle la recherche

de forme [25, 26]. C'est une étape préalable à la conception de tout système réticulé qu'il soit précontraint (réseaux de câbles, membranes) ou autocontraint (système de tenségrité) dont nous allons décrire quelques méthodes.

1.2.5.1 Méthode des densités de force

Cette méthode est basée sur l'étude de l'équilibre statique de l'ensemble des nœuds dans le repère orthonormé global $OXYZ$. La projection de l'équation vectorielle de l'équilibre du nœud i dans le repère conduit aux équations scalaires suivantes [27] :

$$\begin{aligned} \sum_j \frac{T_{ij}}{l_{ij}}(x_i - x_j) &= f_{ix} \\ \sum_j \frac{T_{ij}}{l_{ij}}(y_i - y_j) &= f_{iy} \\ \sum_j \frac{T_{ij}}{l_{ij}}(z_i - z_j) &= f_{iz} \end{aligned} \quad (1.1)$$

où

T_{ij} et l_{ij} sont respectivement l'effort normal et la longueur de référence de l'élément ij ;

f_{ix} , f_{iy} et f_{iz} sont les composantes du vecteur des forces extérieures appliquées au nœud i ;

x_i , y_i et z_i sont les coordonnées du nœud i dans le repère orthonormé global $OXYZ$.

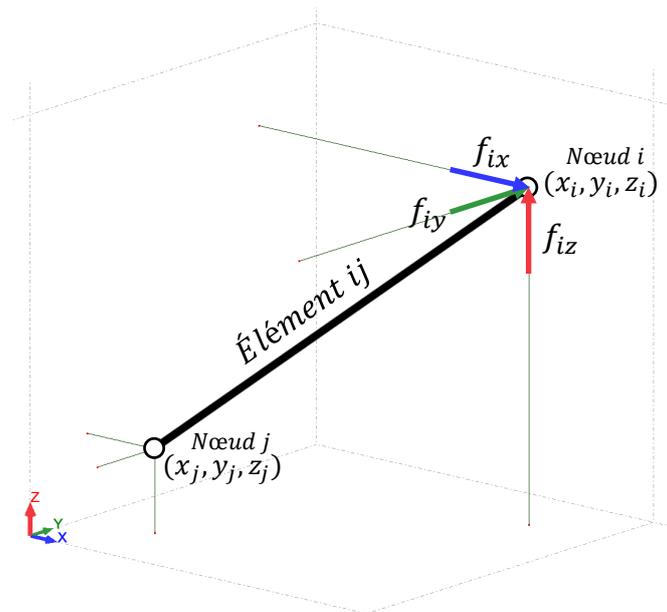


FIGURE 1.24 – Projection des nœuds de l'élément ij dans le repère $OXYZ$.

Les équations (1.1) sont non-linéaires en raison de la présence des termes l_{ij} au dominateur qui sont fonction des coordonnées nodales. Toutefois, en introduisant la densité de force¹ qui est définie par le rapport de l'effort interne de l'élément ij par sa longueur (Eq. (1.2)), on arrive à linéariser les équations (1.3) où seule la composante dans la direction X est présentée.

$$q_{ij} = T_{ij}/l_{ij} \quad (1.2)$$

$$\sum_j q_{ij}(x_i - x_j) = f_{ix} \quad (1.3)$$

Ainsi, l'équilibre statique s'écrit sous forme matricielle suivant l'équation suivante :

$$\mathbf{C}^T \mathbf{Q} \mathbf{C} \mathbf{x} = \mathbf{f}_x \quad (1.4)$$

où

\mathbf{Q} est la matrice diagonale composée par les b composantes des coefficients de densité de force des éléments ;

\mathbf{C} est la matrice de connectivité, de taille $b \times \tilde{n}$, décrivant la connectivité de la structure : si un élément relie les nœuds i et j alors la ligne correspondante à la i -ème colonne égale +1, celle correspondante à j -ème colonne égale -1 et égale à 0 ailleurs ;

\mathbf{x} est le vecteur regroupant les coordonnées x_i des \tilde{n} nœuds dans le repère $OXYZ$;

\mathbf{f}_x est le vecteur des \tilde{n} composantes dans le repère $OXYZ$ des forces extérieures appliquées aux \tilde{n} nœuds du système.

Par ailleurs, quand certaines coordonnées nodales de la structure sont fixées (liées aux conditions d'appui) la matrice de connectivité \mathbf{C} peut être partitionnée comme suit :

$$\mathbf{C} = [\mathbf{C}_x \quad \mathbf{C}_{f_x}] \quad (1.5)$$

où

\mathbf{C}_x est la matrice $b \times \tilde{n}_{lx}$ formée à partir des colonnes de la matrice de connectivité \mathbf{C} qui sont associées aux \tilde{n}_{lx} nœuds admettant un degré de liberté dans la direction X ;

1. Aussi nommée coefficient de tension.

$\mathbf{C}_{\mathbf{f}_x}$ est la matrice $b \times \tilde{n}_{f_x}$ formée à partir des colonnes de la matrice de connectivité \mathbf{C} qui sont associées aux \tilde{n}_{f_x} ¹ nœuds admettant un degré de liaison dans la direction X .

En introduisant la matrice de connexion des coefficients de densité de forces \mathbf{D} , l'équation matricielle (1.4) devient :

$$\mathbf{D}_x \mathbf{x}_1 = \mathbf{f}_x - \mathbf{D}_{\mathbf{f}_x} \mathbf{x}_f, \quad \text{avec} \quad \mathbf{D}_x = \mathbf{C}_x^T \mathbf{Q} \mathbf{C}_x \quad \text{et} \quad \mathbf{D}_{\mathbf{f}_x} = \mathbf{C}_{\mathbf{f}_x}^T \mathbf{Q} \mathbf{C}_{\mathbf{f}_x} \quad (1.6)$$

où

\mathbf{x}_1 et \mathbf{x}_f sont respectivement les vecteurs des composantes des \tilde{n}_l nœuds libres et des \tilde{n}_f nœuds fixes dans la direction X du repère $OXYZ$.

La même formulation s'applique par analogie sur les équations (1.3), (1.4), (1.5) et (1.6) pour les directions Y et Z du repère $OXYZ$.

Enfin, il est important de noter que dans le cas où les nœuds du système sont chacun entièrement libres ou fixes, les matrices de connexion deviennent :

$$\mathbf{D} = \mathbf{D}_x = \mathbf{D}_y = \mathbf{D}_z \quad \text{et} \quad \mathbf{D}_f = \mathbf{D}_{\mathbf{f}_x} = \mathbf{D}_{\mathbf{f}_y} = \mathbf{D}_{\mathbf{f}_z} \quad (1.7)$$

Dans le cadre de la recherche de forme d'une structure de tenségrité autocontrainte, dont l'équilibre ne dépend pas des forces extérieures et conditions d'appui, l'équation (1.6) peut s'écrire sous la forme suivante [28] :

$$\mathbf{D}\mathbf{x} = \mathbf{0} \quad \text{avec} \quad D_{ij} = \begin{cases} -q_{ij} & \text{si } i \neq j, \\ \sum_{k \neq i} q_{ik} & \text{si } i = j, \\ 0 & \text{si } i \text{ et } j \text{ ne sont pas connectés.} \end{cases} \quad (1.8)$$

Par ailleurs, étant donné que la matrice \mathbf{D} est une matrice carrée et que les sommes de ses lignes et ses colonnes sont nulles, elle est une matrice singulière, dite aussi non inversible. Ainsi la dimension de son noyau est supérieure ou égale à 1, ce qui peut se traduire par le fait que l'équation (1.8) admet au moins une solution non triviale. Cependant, de par la présence des barres dans la structure dont les densités de force² ($q_{ij} < 0$ i.e. compression), la matrice \mathbf{D} est une matrice semi-définie et par conséquent la recherche de forme d'une structure de tenségrité est relativement compliquée par rapport à celle d'un réseau composé uniquement de câbles ($q_{ij} > 0$ i.e. traction).

1. $\tilde{n} = \tilde{n}_{lx} + \tilde{n}_{fx}$

2. appelées aussi coefficients d'autocontrainte quand la recherche de forme concerne une structure de tenségrité.

Une autre méthode de recherche de forme suppose la connaissance préalable de la structure relationnelle du système à étudier, notamment sa connectivité, et les coordonnées nodales. Elle permet de vérifier si le système admet des états d'autocontrainte ou des mécanismes.

L'écriture de l'équilibre statique des nœuds dans le repère $OXYZ$ donne lieu à $N = 3\tilde{n} - k$ relations d'équilibre (Eq. (1.3)) correspondant aux degrés de liberté des nœuds du système que l'on peut regrouper sous la forme matricielle suivante :

$$\begin{array}{c}
 \underbrace{\hspace{10em}}_{b \text{ éléments}} \\
 \begin{array}{ccc}
 (1) & (e = ij) & (b) \\
 \left(\begin{array}{ccc}
 \vdots & & \\
 \cdots & x_i - x_j & \cdots \\
 \cdots & y_i - y_j & \cdots \\
 \cdots & z_i - z_j & \cdots \\
 \vdots & & \\
 \cdots & x_j - x_i & \cdots \\
 \cdots & y_j - y_i & \cdots \\
 \cdots & z_j - z_i & \cdots \\
 \vdots & &
 \end{array} \right)
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{c}
 q_1 \\
 \vdots \\
 q_e \\
 \vdots \\
 q_b
 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c}
 \vdots \\
 f_{ix} \\
 f_{iy} \\
 f_{iz} \\
 \vdots
 \end{array} \right]
 \end{array}
 \end{array}
 \left. \begin{array}{l}
 (ix) \\
 (iy) \\
 (iz) \\
 \vdots \\
 (jx) \\
 (jy) \\
 (jz)
 \end{array} \right\} N \text{ degrés de liberté}$$

ou encore sous la forme suivante :

$$\mathbf{A}\mathbf{q} = \mathbf{f} \tag{1.9}$$

où

\mathbf{A} est la matrice d'équilibre à N lignes et b colonnes ;

\mathbf{q} le vecteur des b composantes des coefficients de densité de force des éléments ;

\mathbf{f} est le vecteur des N composantes des forces extérieures appliquées aux nœuds.

Il est intéressant de noter que la matrice d'équilibre \mathbf{A} peut être obtenue à partir des coordonnées des nœuds d'une part, et d'autre part, de la matrice de connectivité \mathbf{C} traduisant la structure relationnelle du système réticulé.

○ États d'autocontrainte

Une structure réticulée admet un ou plusieurs états d'autocontrainte (ou de précontrainte lorsqu'elle est liée à un bâti) s'il existe au moins un vecteur de densité de force \mathbf{q}_0 non nul compatible avec l'équilibre statique de la structure non soumise aux actions extérieures :

$$\exists \mathbf{q}_0 \neq \mathbf{0} \quad \text{tel que} \quad \mathbf{A}\mathbf{q}_0 = \mathbf{0} \tag{1.10}$$

Par conséquent, le noyau de la matrice d'équilibre \mathbf{A} admet une base qui correspond à la base des états d'autocontrainte du système. La détermination du noyau de la matrice \mathbf{A} peut être effectuée par le procédé de décomposition en valeurs singulières (SVD) [29]. Ainsi, on peut écrire :

$$\mathbf{q}_0 \in \text{Ker}\mathbf{A} \quad (1.11)$$

Dans le cas d'une structure réticulée composée de b éléments et admettant \tilde{s} états d'autocontrainte, le rang de sa matrice d'équilibre $r_{\mathbf{A}}$ vérifie l'équation suivante :

$$\tilde{s} = b - r_{\mathbf{A}} \quad \text{avec} \quad \tilde{s} = \dim(\text{Ker}\mathbf{A}) \quad (1.12)$$

o Mécanismes

De la même façon, une structure réticulée admet au moins un mécanisme s'il existe un vecteur de déplacement des nœuds $\boldsymbol{\delta}_0$ non nul n'impliquant aucune variation de longueur des éléments au premier ordre [15].

$$\exists \boldsymbol{\delta}_0 \neq \mathbf{0} \quad \text{tel que} \quad \mathbf{A}^T \boldsymbol{\delta}_0 = \mathbf{0} \quad (1.13)$$

$$\boldsymbol{\delta}_0 \in \text{Ker}\mathbf{A}^T \quad (1.14)$$

$$\tilde{m} = N - r_{\mathbf{A}} \quad \text{avec} \quad \tilde{m} = \dim(\text{Ker}\mathbf{A}^T) \quad (1.15)$$

L'élimination du rang de la matrice d'équilibre $r_{\mathbf{A}}$ dans les équations (1.12) et (1.15) permet d'obtenir l'équation (Eq. 1.16) qui relie le nombre de mécanismes \tilde{m} d'une structure avec celui des états d'autocontrainte \tilde{s} :

$$\tilde{m} - \tilde{s} = N - b \quad (1.16)$$

o Stabilité

La vérification de la stabilité des mécanismes d'un système de tensegrité auto-contraint \mathbf{q}_0 (supposé conservatif i.e. non dissipatif) peut se faire en déterminant, pour les mécanismes d'ordre 1 [15], l'énergie de déformation W . La méthode consiste à vérifier le signe de l'énergie de déformation engendrée par les mécanismes dans l'équation suivante :

$$\forall \boldsymbol{\delta} \in \text{Ker}\mathbf{A}^T, \quad W = \frac{1}{2} \boldsymbol{\delta}^T \mathbf{A}_\delta^{def} \boldsymbol{\delta} > 0 \quad (1.17)$$

où \mathbf{A}_δ^{def} est la matrice d'équilibre du système déformé par le vecteur $\boldsymbol{\delta}$.

1.2.5.2 Méthode de Relaxation Dynamique

La méthode de Relaxation Dynamique (MRD) est une méthode numérique de recherche de forme dont le principe est de suivre pas à pas le mouvement amorti d'un système (ayant une masse non nulle) jusqu'à ce qu'il atteigne un état d'équilibre stable, comme dans le cas des systèmes tendus (Fig. 1.25) [30]. Cette méthode a été proposée initialement par Day, A.S. [31] afin d'analyser les structures indéterminées avant qu'elle soit adaptée plus tard à la recherche de forme des structures réticulées par Barnes, M.R. [32].

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}} + \mathbf{C}_a\dot{\mathbf{d}} + \mathbf{K}\mathbf{d} = \mathbf{f} \quad (1.18)$$

où

\mathbf{M} , \mathbf{C}_a et \mathbf{K} sont respectivement la matrice de masse, la matrice d'amortissement et la matrice de rigidité élastique du système ;

$\ddot{\mathbf{d}}$, $\dot{\mathbf{d}}$ et \mathbf{d} sont respectivement le vecteur des accélérations, le vecteur des vitesses et le vecteur des déplacements des nœuds libres du système ;

\mathbf{f} est le vecteur des forces extérieures.

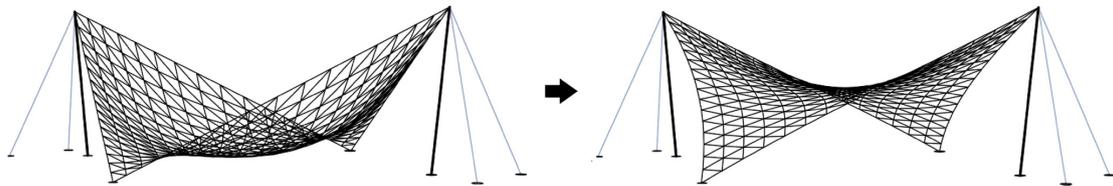


FIGURE 1.25 – Exemple d'application de la méthode de relaxation dynamique.

1.2.6 Conception des nœuds

L'un des composants les plus importants d'une structure réticulée sont ses nœuds. Outre le rôle de liaison entre les éléments de la structure, les nœuds sont aussi conçus pour répondre à d'autres besoins structurels. Ils transmettent des sollicitations mécaniques en service, garantissent la géométrie de la structure mais bloquent ou libèrent aussi d'éventuels mécanismes (Fig. 1.26).

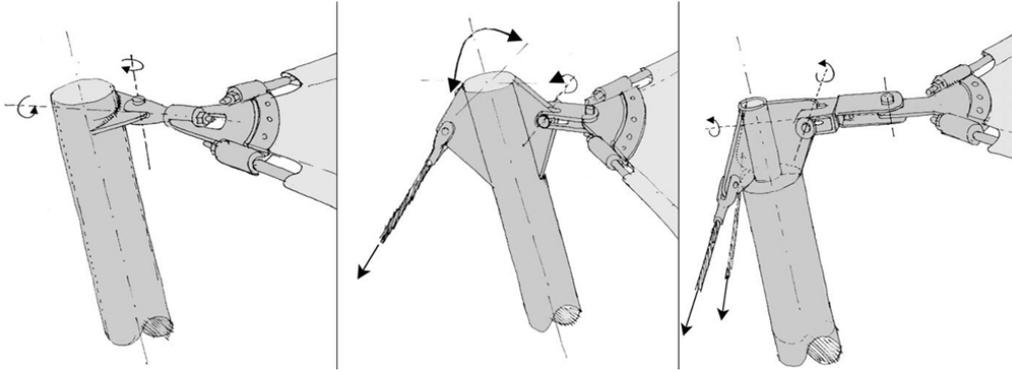


FIGURE 1.26 – Nœuds de coin d'une structure tendue - BDiR Inc.

L'accumulation des fonctions à assurer dans une structure (liaisons, convergence des fibres moyennes, résistance, esthétique) peut rendre la conception des nœuds une tâche assez complexe car il faut aussi garantir la simplicité de fabrication, d'assemblage et de maintenance. Cet enjeu dans la conception des nœuds est d'autant plus prégnant dès que l'on touche à des structures contenant des câbles car leur assemblage est souvent problématique (Fig. 1.27).



(a) Tour Warnow - Rostock (Allemagne).

(b) NEO Bankside - Londres (Royaume-Uni).

(c) Fleetguard - Quimper (France).

FIGURE 1.27 – Exemples de nœuds de structures réticulées.

1.2.7 Systèmes d'appui

Dans le cadre de la recherche de solutions de pontons d'accès à la mer, les appuis sur lesquels sont censés reposer la structure porteuse sont aussi un élément indispensable à concevoir et qualifier.

Le milieu marin recouvre environ 70% de la surface du globe dont une grande partie peut atteindre plusieurs kilomètres de profondeur, rendant inexploitable les

fonds marins. Toutefois, de par son attractivité et ses richesses, ce milieu suscite beaucoup de convoitises à travers le monde que ce soit pour le tourisme, le transport ou l'énergie (renouvelable et fossile). Ce besoin fait donc appel au développement de solutions structurelles pour maintenir des infrastructures au-dessus du niveau de mer, que ce soit en zones côtières (ports, digues, pontons...) ou au large (parc éolien, plateforme pétrolière...).

Dans le cas des éoliennes en mer par exemple, plusieurs types de fondations peuvent être envisagés en fonction des caractéristiques du fond marin ainsi que de la profondeur d'eau. Elles peuvent être en acier, en béton, ou mixtes (Fig. 1.28). Grâce aux progrès accomplis jusqu'à présent, cet éventail de solutions permet d'envisager des implantations jusqu'à 50 m de profondeur pour les éoliennes posées (Fig. 1.28a-d) et 300 m pour les éoliennes flottantes (Fig. 1.28e-f).

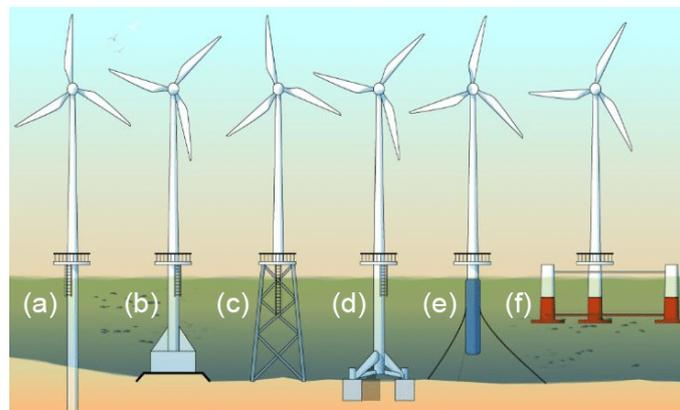


FIGURE 1.28 – Différents types de fondations d'éoliennes en mer : (a) Monopieu - (b) Gravitaire - (c) Jacket - (d) Tripode - (e) Bouée-Spar - (f) Semi-submersible.

Chapitre 2

DÉVELOPPEMENT DE SOLUTIONS DE TENSÉGRITÉ

Sommaire

2.1	Solution « Tensarch »	34
2.1.1	Concept	34
2.1.2	Étude mécanique	49
2.1.3	Optimisation structurelle	74
2.1.4	Bilan des études sur la solution « Tensarch »	89
2.2	Solution « Biquadruplex »	90
2.2.1	Modules élémentaires	90
2.2.2	Topologie adaptée	91
2.2.3	Étude mécanique	97
2.2.4	Perspectives de développement	102

Bien que les systèmes de tenségrité aient fait l'objet de nombreuses recherches, notamment sur le plan théorique au travers du développement de diverses méthodes de recherche de forme, peu d'applications concrètes ont pu voir le jour [33, 34].

Cela est dû principalement à la complexité d'appréhension du concept d'états d'autocontrainte et à la difficulté de mise en œuvre qui handicapent les systèmes de tenségrité par rapport à d'autres systèmes éprouvés [35, 36].

C'est dans leur capacité au pliage/déploiement qu'ils peuvent présenter un avantage décisif par rapport à d'autres technologies. En particulier dans la recherche de solutions pliables, légères et respectueuses des préconisations de la loi Littoral pour des pontons d'accès à la mer, nous verrons qu'ils peuvent répondre à toutes les exigences.

Dans ce chapitre, nous proposons dans un premier temps des solutions à base de grilles modulaires rectangulaires pour lesquelles des simulations numériques ont permis de vérifier que le comportement sous charge, les déformations engendrées, les conditions d'appuis et l'assemblage de modules indépendants répondaient aux

besoins à la fois en termes de stabilité, résistance et modularité. Une optimisation du nombre d'appuis et de la masse totale du système sera proposée afin d'améliorer l'efficacité structurelle du concept. Dans un deuxième temps, une solution complémentaire basée sur une autre topologie est présentée, permettant d'envisager des formes courbes.

2.1 Solution « Tensarch »

Afin de générer la plateforme du ponton d'accès à la mer, il nous a semblé pertinent de partir d'une solution existante développée au sein du LMGC dans les années 2000. Une adaptation de cette grille « Tensarch » doit permettre de générer la structure porteuse, pliable, du ponton sur laquelle viendront s'ajouter des éléments de platelage et les équipements [37].

2.1.1 Concept

La topologie « Tensarch » est une topologie autocontrainte qui est apparue pour la première fois dans les travaux de V. Raducanu [38] visant à proposer des systèmes constructifs innovants pour l'architecture à base de la tenségrité. Il s'agit structurellement d'un tissage de barres et de câbles inspiré du principe d'écarteur de type « V », admettant un ou plusieurs états d'autocontrainte (Fig. 2.1). La configuration tétraédrique élémentaire de la topologie « Tensarch » est formée de deux couples de barres reliés par un câble entre les deux nappes, permettant de tirer réciproquement les articulations de chaque couple de barres. La géométrie tétraédrique est assurée par des câbles d'entretoisement obliques.

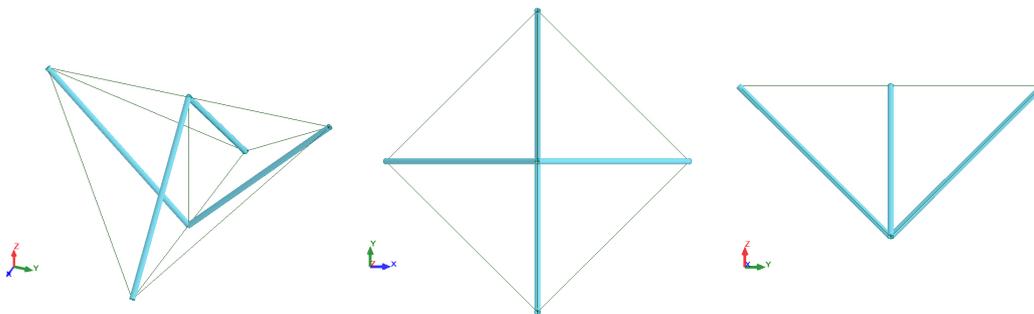


FIGURE 2.1 – Écarteur de type « V ».

La prolifération d'une telle configuration dans les deux directions principales du plan XY permet de générer une grille à double nappe que l'on qualifie de structure « Tensarch » [39]. Dans sa composition, on y distingue principalement 4 familles d'éléments (Fig. 2.2) :

- Barres ;
- Câbles de nappe : nappes supérieure et inférieure ;

- Câbles obliques : câbles de bord et de coin ;
- Tendeurs ou câbles verticaux.

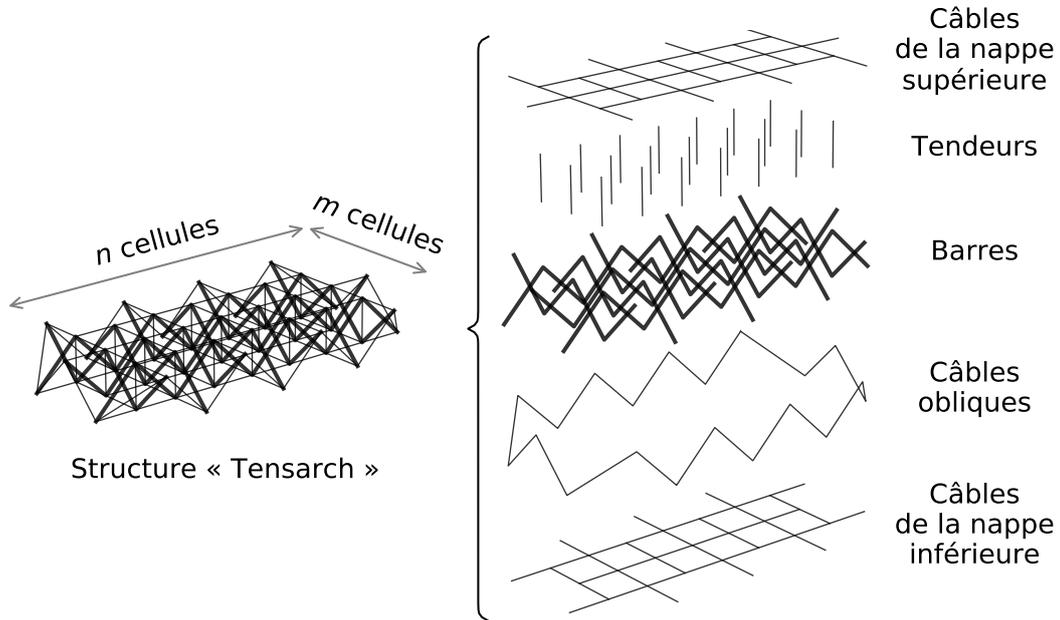


FIGURE 2.2 – Familles d'éléments composant une structure « Tensarch ».

Ainsi, afin de composer une structure « Tensarch » de $n \times m$ cellules, on a besoin de :

- $2nm - n - m$ barres ;
- $4(n - 1)(m - 1)$ câbles de nappe ;
- $2(n + m - 4)$ câbles de bord ;
- 4 câbles de coin ;
- $(n - 1)(m - 1)$ tendeurs.

Soit un total de $e_{n,m} = 7nm - 4n - 4m + 1$ éléments liés par un total de $N_{n,m} = 2(nm - 1)$ nœuds.

Par ailleurs, étant donné que les nœuds d'une structure « Tensarch » accueillent au maximum 2 barres, elle est qualifiée de structure de tensegrité de classe 2.

La solution pour l'accessibilité proposée dans ce chapitre est une plateforme dont la partie structurelle porteuse est une structure « Tensarch » équipée d'éléments béquilles, afin d'apporter des nœuds supplémentaires à la nappe supérieure, indispensables pour tenir les éléments surfaciques (cellules) situés sur le pourtour du module.

Certains nœuds du réseau de la nappe inférieure peuvent être utilisés pour appuyer la plateforme selon des schémas d'appuis qui dépendent de la rigidité et la stabilité souhaitées (Section 2.1.3.1).

De plus, pour satisfaire les exigences de la loi Littoral (libération de l'espace en fin de saison estivale) nous proposons une adaptation du concept permettant un pliage et une manutention aisés (Section 2.1.1.3).

2.1.1.1 États d'autocontrainte et mécanismes

Indépendamment de la détermination du rang de la matrice d'équilibre \mathbf{A} , matrice qui traduit les configurations géométrique et relationnelle de la topologie « Tensarch », l'équation 1.16 permet d'obtenir la relation entre le nombre de mécanismes et celui des états d'autocontrainte d'un module $n \times m$ pour lequel tous les nœuds seraient libres et que l'on peut écrire comme suit :

$$\tilde{m} - \tilde{s} = 9 - (n - 4)(m - 4) \quad (2.1)$$

Ainsi, pour un module 3×3 on obtient l'équation $\tilde{m} = \tilde{s} + 8$ ou $\tilde{m} = \tilde{s} + 2$ lorsqu'on enlève les 6 mécanismes de solide rigide. Cela permet de déduire le nombre de mécanismes en connaissant le nombre d'états d'autocontrainte ou inversement. Quel que soit le nombre d'états d'autocontrainte, le nombre de mécanismes reste toujours supérieur à une valeur minimale $\tilde{m} \geq 8$.

En revanche, la détermination des états d'autocontrainte peut être menée à partir de la méthode de densité de forces basée sur les propriétés de la structure relationnelle, en résolvant l'équation (1.9) quand le vecteur des forces extérieures est nul :

$$\mathbf{A}\mathbf{q} = \mathbf{0} \quad (2.2)$$

où $\mathbf{A} \in \mathcal{M}_{N,b}$ est la matrice d'équilibre et \mathbf{q} le vecteur de densité de forces.

La géométrie et la structure relationnelle de la topologie « Tensarch » étant connues, la résolution peut être appliquée ici sur le module 3×3 (Fig. 2.3).

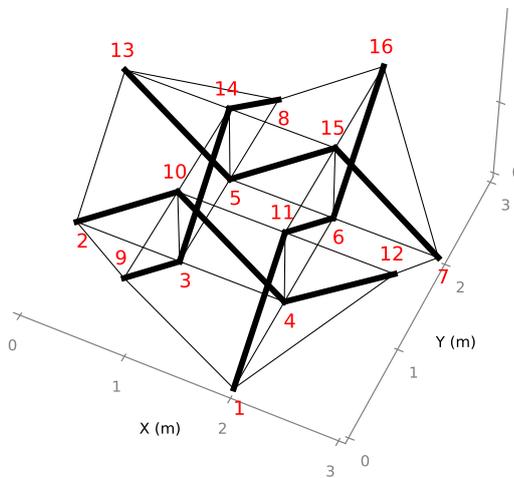


FIGURE 2.3 – Géométrie et structure relationnelle d'un module 3×3 .

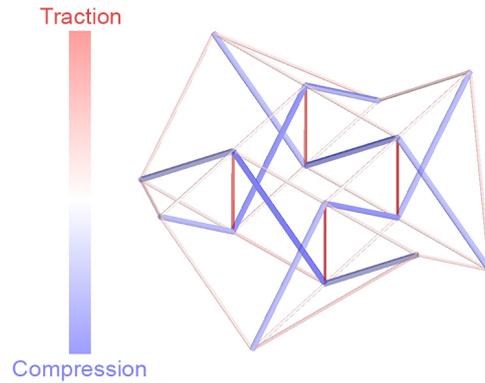


FIGURE 2.4 – Représentation de l'état d'autocontrainte en niveaux d'intensité d'un module 3×3 .

Le nombre d'états d'autocontrainte étant connu, l'équation 2.1 permet de déduire que 3 mécanismes infinitésimaux sont présents dans le système (auxquels s'ajoutent les 6 mécanismes de solide rigide d'un système libre).

Ce dénombrement est confirmé par la détermination du noyau de la matrice \mathbf{A}^T (Eq. 1.13) qui donne 3 vecteurs de déplacements indépendants et que l'on peut visualiser sur la figure 2.5. Ils correspondent à 2 mécanismes de cisaillement et à un mécanisme de rotation périphérique.

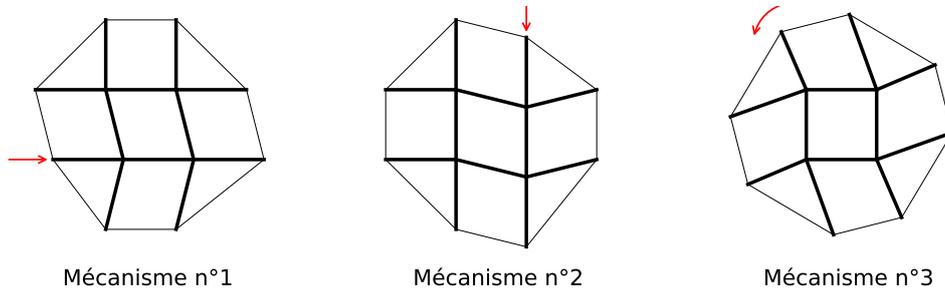


FIGURE 2.5 – Les 3 mécanismes infinitésimaux d'un module 3×3 .

2.1.1.2 Énergie élastique

L'introduction de l'autocontrainte dans une structure de tensegrité passe par la diffusion de la déformation de tendeurs vers tous les éléments de la structure. Ainsi, dans le domaine élastique, chaque élément emmagasine une énergie de déformation liée à l'effort normal qu'il reprend. La densité de l'énergie de déformation d'un élément i s'écrit en fonction de son module de Young E_i et sa déformation¹ ϵ_i , comme suit [40] :

$$e_i = \frac{1}{2} E_i \epsilon_i^2 \quad (2.3)$$

1. L'allongement relatif de l'élément i

Ainsi l'énergie totale de déformation d'un système de tensegrité s'écrit sous la forme suivante :

$$E_{\text{élastique}} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^b E_i V_i \epsilon_i^2 \quad (2.4)$$

où V_i est le volume de l'élément i .

Par ailleurs, étant donné que la géométrie et la structure relationnelle déterminent un état d'autocontrainte unique, la proportionnalité des efforts dans les éléments est connue : la déformation ϵ_i des différents éléments de la structure est proportionnelle à la déformation des tendeurs, notée ϵ_t . Elle peut s'écrire en fonction du coefficient de proportionnalité a_i :

$$\epsilon_i = a_i \epsilon_t \quad (2.5)$$

Ainsi, l'énergie totale de déformation devient :

$$E_{\text{élastique}} = \underbrace{\left(\frac{1}{2} \sum_{i=1}^b E_i V_i a_i^2 \right)}_{Cte} \epsilon_t^2 \quad (2.6)$$

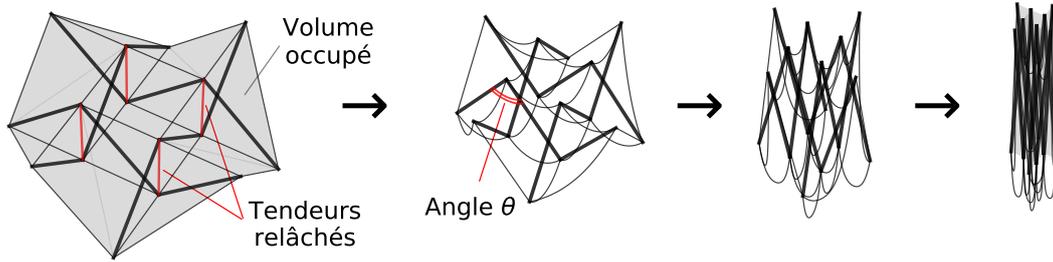
où la constante Cte dépend de la configuration relationnelle de la structure ainsi que des caractéristiques mécaniques et géométriques des éléments.

2.1.1.3 Pliage et déploiement

Contrairement au prototype « Tensarch » qui ne prévoyait pas d'articulation entre les éléments et rendait la structure rigide (Fig. 2.6), nous avons proposé une adaptation des nœuds en introduisant une liaison pivot entre les barres qui permet un pliage complet du système (Fig. 2.7).

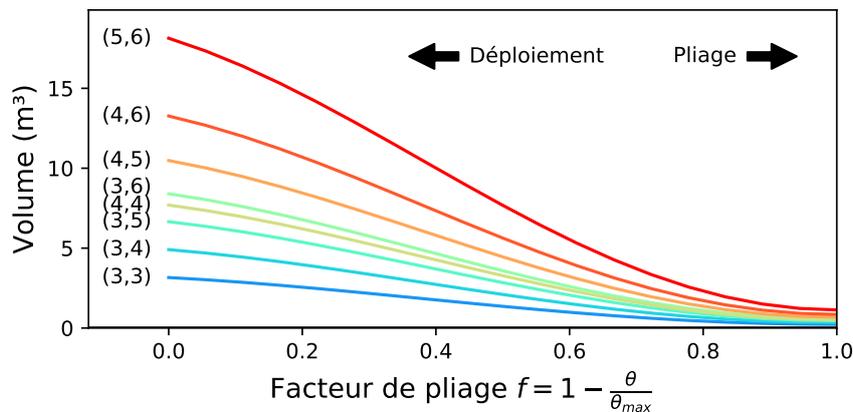


FIGURE 2.6 – Premier prototype « Tensarch » de 80 m².


 FIGURE 2.7 – Cinématique du pliage d’un module « Tensarch » de 3×3 .

Le pliage se fait aisément en supprimant l’autocontrainte, c’est-à-dire en relâchant les tendeurs. Bien entendu, le processus est réversible puisque nous restons dans le domaine élastique et le pliage devient un déploiement avec la mise en tension des tendeurs.

Nous pouvons caractériser l’état géométrique de la structure par le facteur de pliage qui dépend seulement de l’angle défini entre deux barres consécutives. Le gain de compacité entre les états plié et déployé dépend de la géométrie (n, m) du module $n \times m$ (Fig. 2.8).


 FIGURE 2.8 – Volume de la structure en fonction du facteur de pliage pour différentes géométries $n \times m$.

2.1.1.4 Plateforme

Pour mettre en place une plateforme permettant l’évolution des personnes sur la structure, des béquilles doivent être ajoutées pour compléter les points d’appuis de la nappe supérieure. Par ailleurs, plusieurs modules de différentes tailles peuvent être utilisés afin de former une plateforme à géométrie complexe grâce à la topologie modulaire des structures « Tensarch ».

◦ Système de béquilles

Le rôle des béquilles est uniquement de créer des points d'appuis permettant de transmettre des chargements des nœuds de bord de la nappe supérieure à ceux de la nappe inférieure. Ainsi, afin de compléter le réseau de nœuds de la nappe supérieure d'une plateforme de $n \times m$, il faut $n+m+2$ barres béquilles, dont $n+m-2$ verticales et 4 obliques. Par ailleurs, 8 câbles de nappe supplémentaires sont nécessaires afin de stabiliser l'assemblage béquilles - structure « Tensarch » (Fig. 2.9).

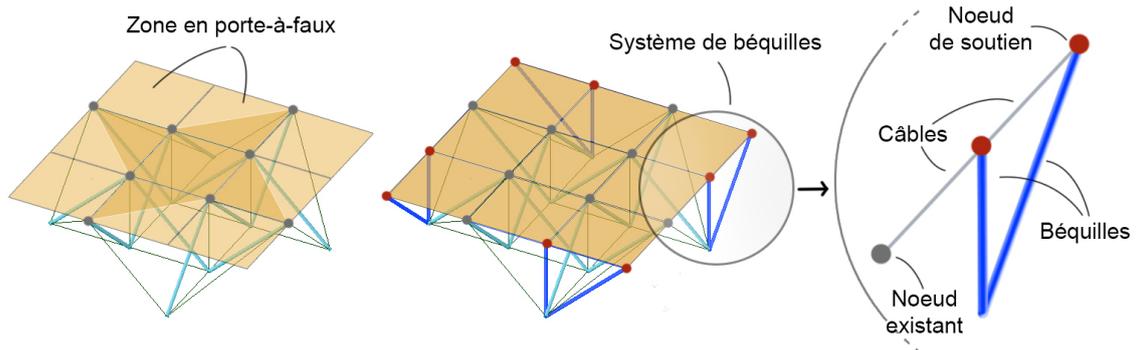


FIGURE 2.9 – Système de béquilles pour une plateforme « Tensarch » de 3×3 .

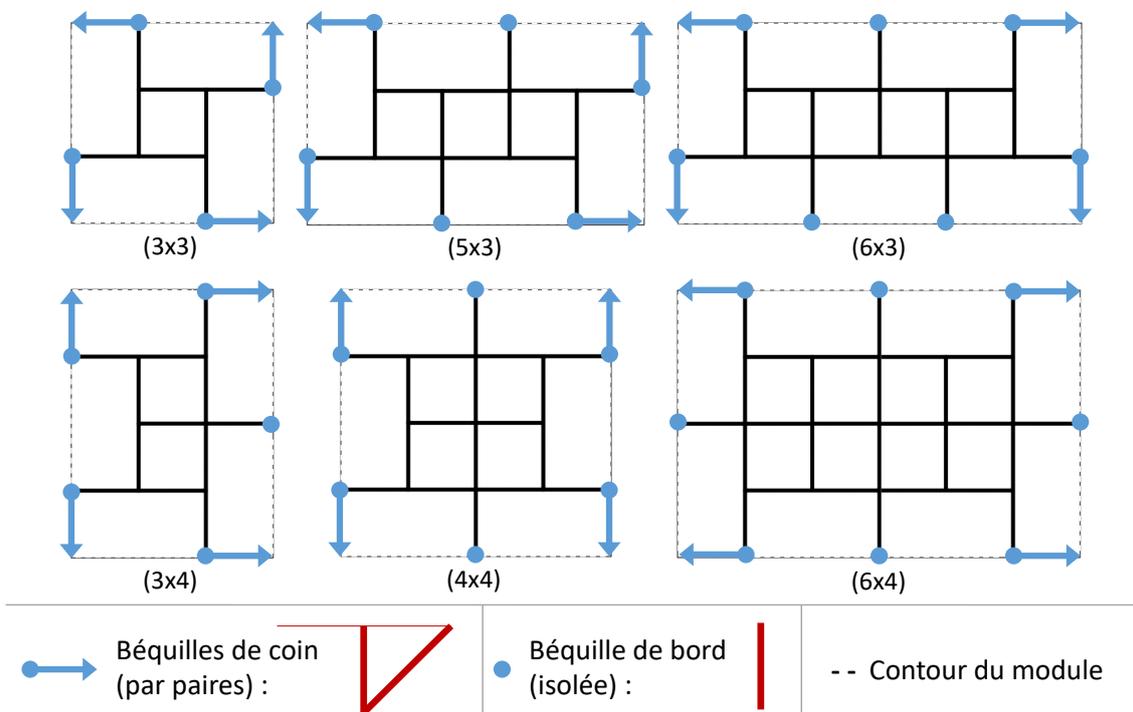


FIGURE 2.10 – Systèmes de béquilles pour différentes géométries « Tensarch » (vue de dessus de la nappe inférieure).

◦ Modèle plaque

Les plaques destinées à couvrir les modules « Tensarch » sont des éléments surfaciques de géométrie carrée de côté l et d'épaisseur e_p . Elles sont assemblées à la structure par des encastresments au niveau des 4 coins. Avec ces conditions aux limites l'équation différentielle de Lagrange (2.7) qui décrit le déplacement vertical $w(x, y)$ en chaque point du plan d'une plaque carrée chargée uniformément ou localement, ne peut avoir une solution analytique pouvant être couplée avec celle de la structure de tenségrité.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p(x, y)}{D} \quad (2.7)$$

où

p chargement latéral ;

$D = \frac{Ee_p^3}{12(1-\nu^2)}$ est la rigidité en flexion de la plaque ;

e_p l'épaisseur de la plaque ;

E et ν sont respectivement le module de Young et le coefficient de Poisson du matériau.

La contribution mécanique des plaques sera donc prise en compte du point de vue numérique dans le modèle élément fini *shell181* sous Ansys APDL.

2.1.1.5 Modularité

◦ Assemblage dans le plan

La topologie rectangulaire des modules « Tensarch » offre, sous certaines conditions, la possibilité d'assemblage entre modules pour former une structure porteuse modulaire à géométrie variable et complexe (Fig. 2.11). En revanche, plus les dimensions (ou nombre de cellules) d'un module $n \times m$ sont grandes, plus sa masse et son volume (particulièrement à l'état plié) sont importants. Cela risque de compromettre la facilité de mise en œuvre, de transport et de stockage, mais aussi contrevenir aux normes de manutention¹.

1. Norme NF X35-109 (Octobre 2011)

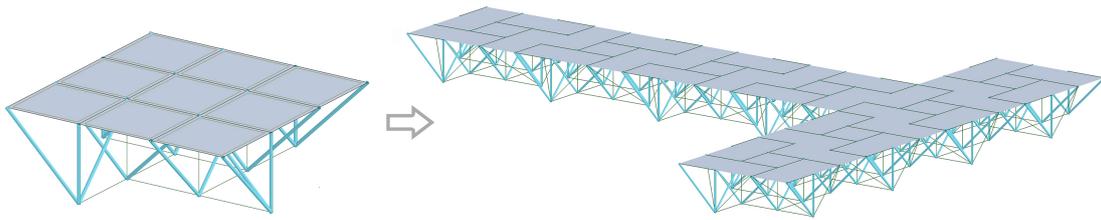


FIGURE 2.11 – Calepinage pour la formation d'une plateforme de géométrie variable à base de modules 3×3 .

Le montage des modules côte à côte s'effectue selon plusieurs étapes dans la zone d'assemblage située à l'interface des modules juxtaposés (Fig. 2.12). Les nœuds situés dans le plan de la zone d'assemblage sont ensuite reliés verticalement par des éléments de la structure : une barre quand le nœud de la nappe inférieure est un nœud d'appui extérieur, un câble (tendeur) quand le nœud de la nappe inférieure est suspendu. Les béquilles sont ajoutées par la suite aux modules assemblés en fonction de la position des appuis et des interfaces libres [41].

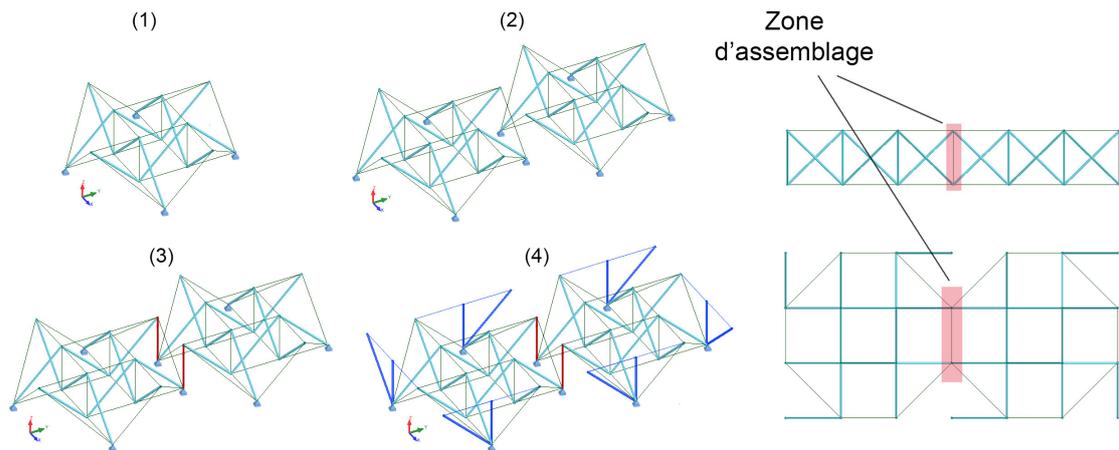


FIGURE 2.12 – Assemblage de deux modules de 3×3 : (1) installation du 1^{er} module – (2) installation du 2^{ème} module – (3) fixation des éléments de liaison (barre/câble) – (4) fixation des béquilles.

En revanche, les modules « Tensarch » de géométrie carrée peuvent avoir 2 configurations (polarités) différentes atteignables par symétrie (cas du module 3×3) (Fig. 2.13a) ou par rotation de $\pi/2$ selon l'axe OZ (cas du module 4×4) (Fig. 2.13b). Cet aspect est très important pour l'assemblage de plusieurs modules de même géométrie mais encore plus dans le cas d'assemblage de modules à géométrie différente (Fig. 2.16).

Cependant, la position relative des nœuds de chacun des modules ne permet pas un assemblage systématique. Il faut jouer sur les symétries des modules ou opérer des rotations pour permettre un assemblage qui ne génère pas de superposition

(collision) de nœuds. La figure 2.13 montre ces opérations géométriques sur les modules 3×3 et 4×4 .

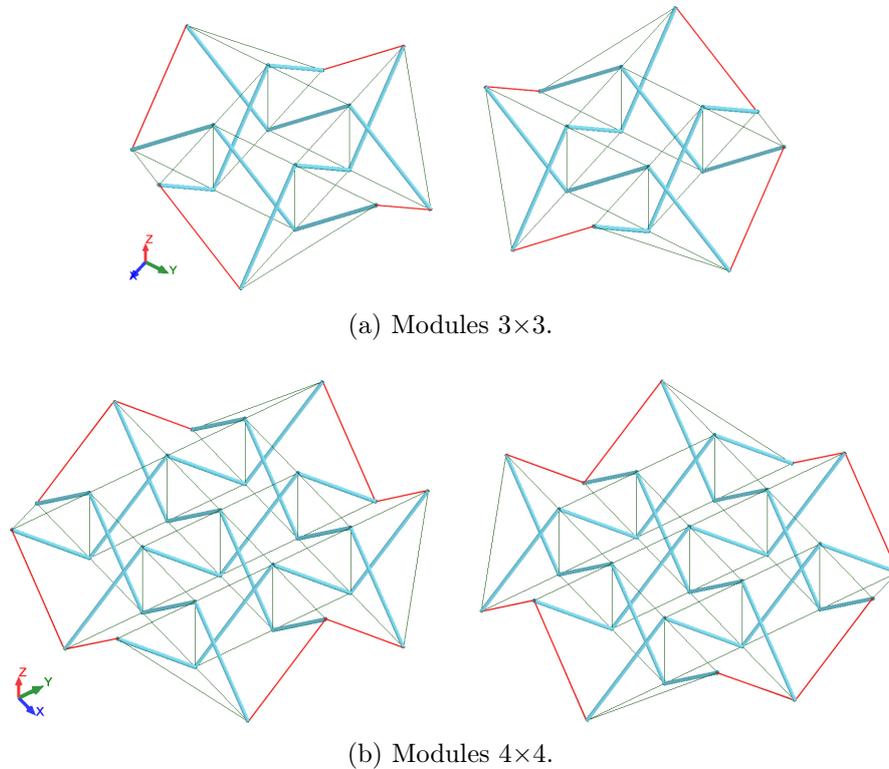


FIGURE 2.13 – Différentes configurations de modules « Tensarch ».

Afin de vérifier qu'un assemblage est réalisable, il est primordial de déterminer leur orientation dans le plan horizontal. Pour cela nous avons établi une convention de symboles (\blacklozenge et \blacksquare) caractérisant les interfaces du module en fonction de la direction des câbles de bord (Fig. 2.14). La normale \vec{n} de chaque interface est dirigée vers l'extérieur du module. Cette convention nous permet de déterminer la faisabilité des assemblages entre un ou plusieurs modules de dimensions et orientations différentes.

La moitié des symboles occupe alternativement les bords des cellules externes, excepté les cellules de coin (Fig. 2.14).

Compte tenu de la convention, une succession triangle/rectangle indique un nœud de nappe inférieure, rectangle/triangle un nœud de nappe supérieure. Pour qu'un assemblage puisse être possible il faut que les deux nœuds ne soient pas sur une même nappe (pas de collision). D'où la condition d'assemblage qui impose que les symboles s'associent par type et ne peuvent être croisés. Ainsi, la topologie du module 3×3 ne permet pas de réaliser un assemblage avec son module symétrique mais uniquement avec un module identique (Fig. 2.15).

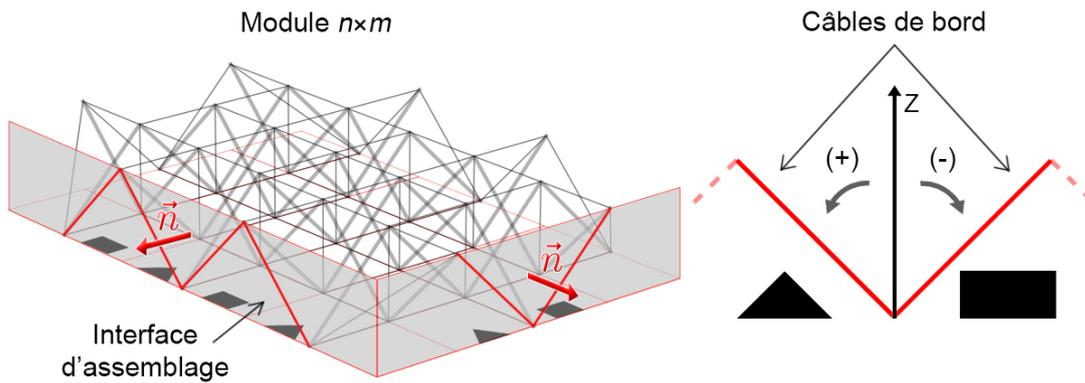


FIGURE 2.14 – Schéma de la convention de symboles au niveau des interfaces d'assemblage d'un module $n \times m$.

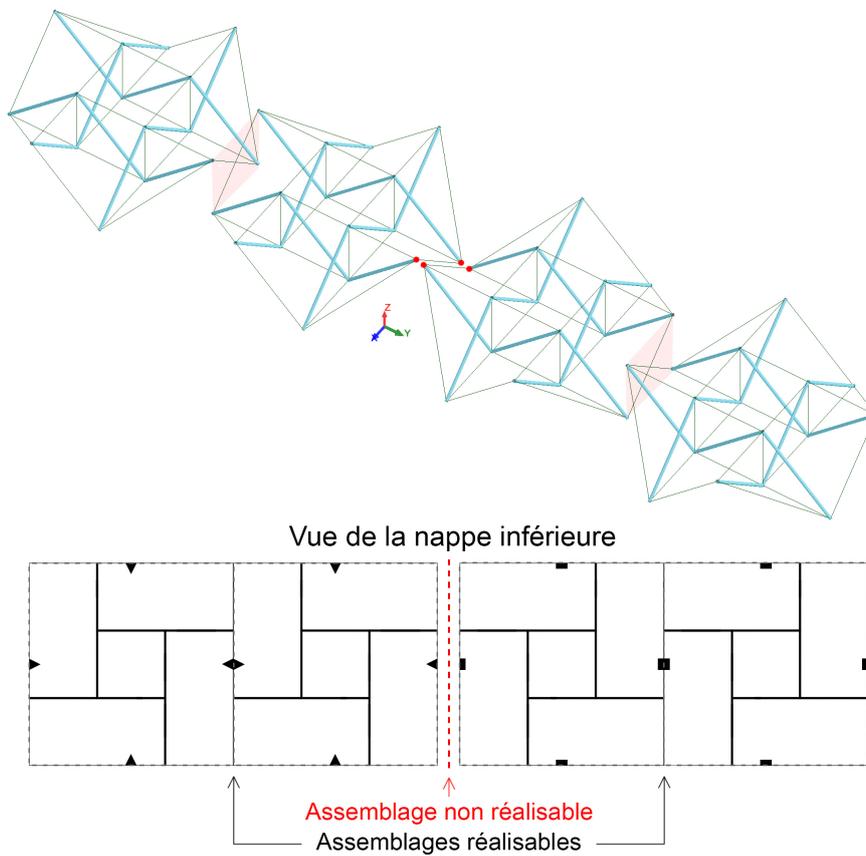


FIGURE 2.15 – Assemblage de modules 3×3 .

Il est possible de jouer sur les tailles et les orientations des modules afin de constituer un assemblage adéquat (Fig. 2.16).

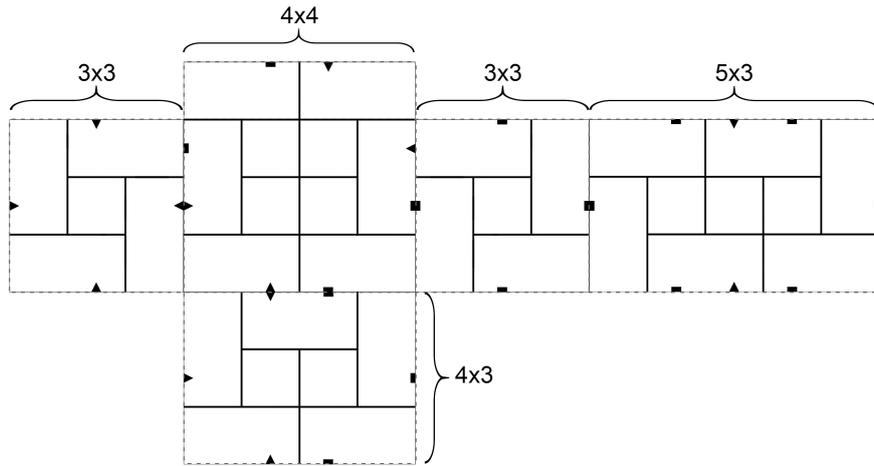


FIGURE 2.16 – Plateforme générée à partir des modules à géométrie différente (vue de dessus de la nappe inférieure).

Si des impossibilités apparaissent, de simples rotations peuvent suffire comme pour les modules 4×4 ou 4×3 présentés sur la figure 2.18a-b. Par contre, pour les modules 5×3 une symétrie verticale devient nécessaire (Fig. 2.18c).

Bien que dans un assemblage nous pouvons trouver certains losanges ou carrés incomplets, cela ne compromet pas systématiquement la faisabilité (Fig. 2.16). Cela traduit juste la présence de cellules de coin.

Cependant, il existe des configurations de plateforme où certains assemblages sont non réalisables avec les modules choisis (Fig. 2.17a-b) mais qu'ils soient possibles avec des modules à géométrie différente. Dans cet exemple, le module 6×3 est substitué par 2 modules 3×3 afin de pouvoir réaliser l'assemblage (Fig. 2.17c).

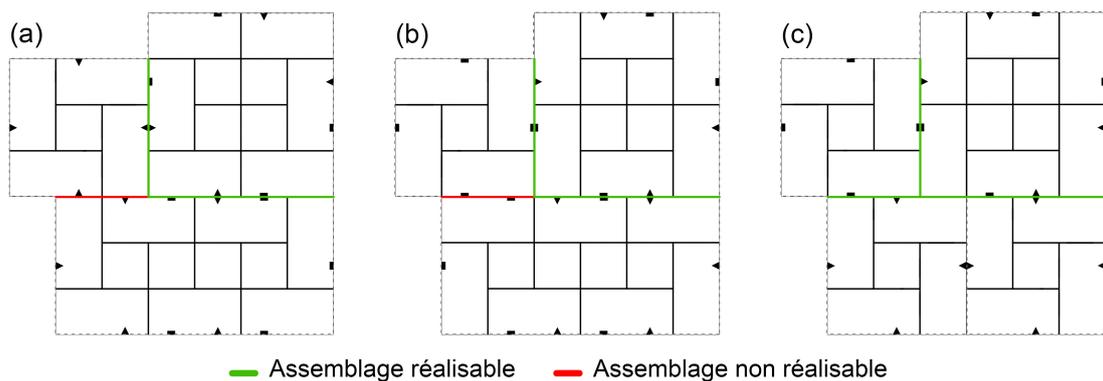
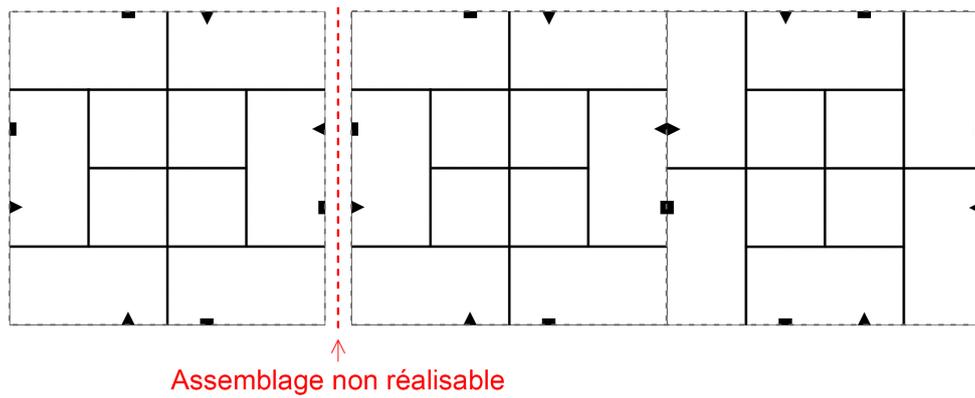
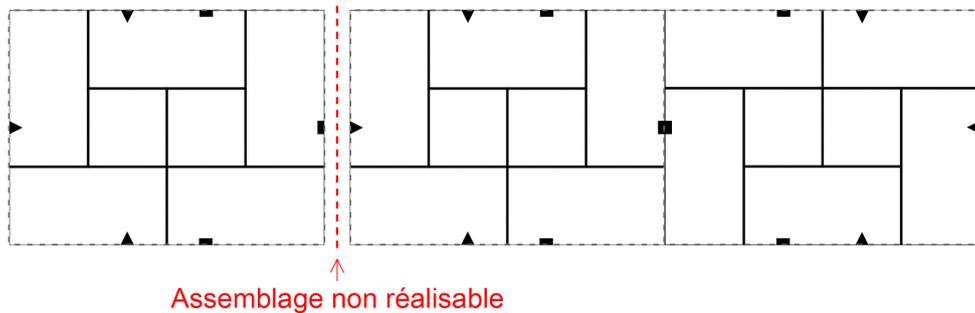


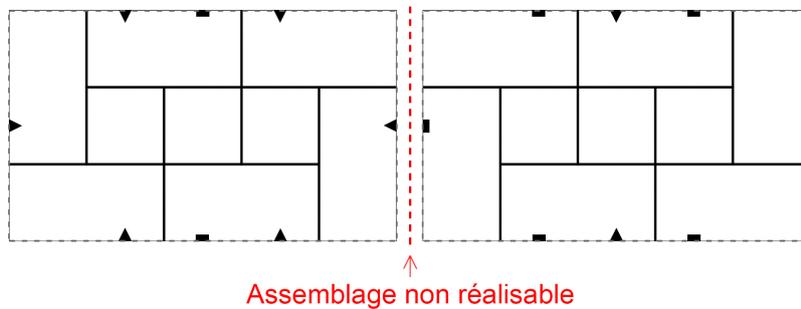
FIGURE 2.17 – Faisabilité d'assemblage d'une configuration de plateforme générée à partir des modules à géométrie différente (vue de dessus de la nappe inférieure).



(a) 3 modules 4×4 .



(b) 3 modules 4×3 .



(c) 2 modules 5×3 .

FIGURE 2.18 – Faisabilité d’assemblage des configurations de plateforme (vue de dessus de la nappe inférieure).

○ **Assemblage en hauteur**

Dans le cas où le fond marin présente une rampe relativement importante et que le système d’appui n’est plus ajustable, des modules « Tensarch » de hauteurs différentes peuvent être envisagés afin de s’adapter au relief du lit marin (Fig. 2.19).

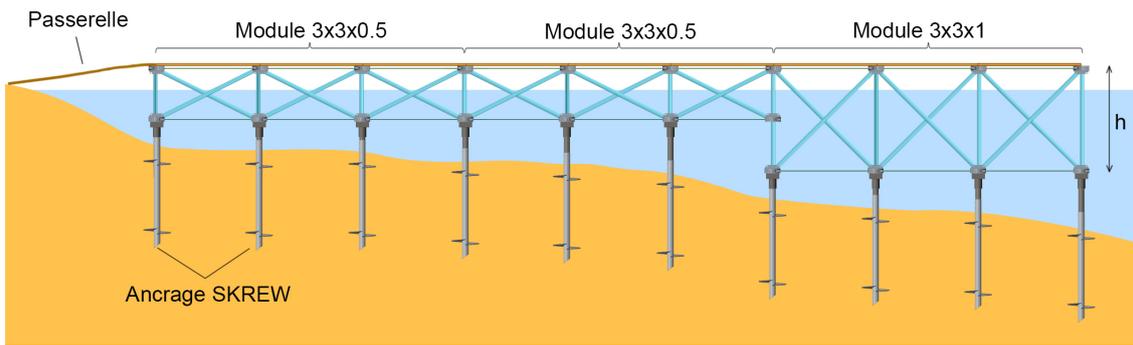


FIGURE 2.19 – Assemblage de 3 modules 3×3 de différentes hauteurs.

L'assemblage se fait de manière similaire lorsque les modules ont la même hauteur. En revanche, selon si les nœuds de la nappe inférieure au niveau de l'interface servent d'appui ou non, la longueur des éléments d'assemblage (barres ou câbles) à ajouter peut être différente (Fig. 2.20).

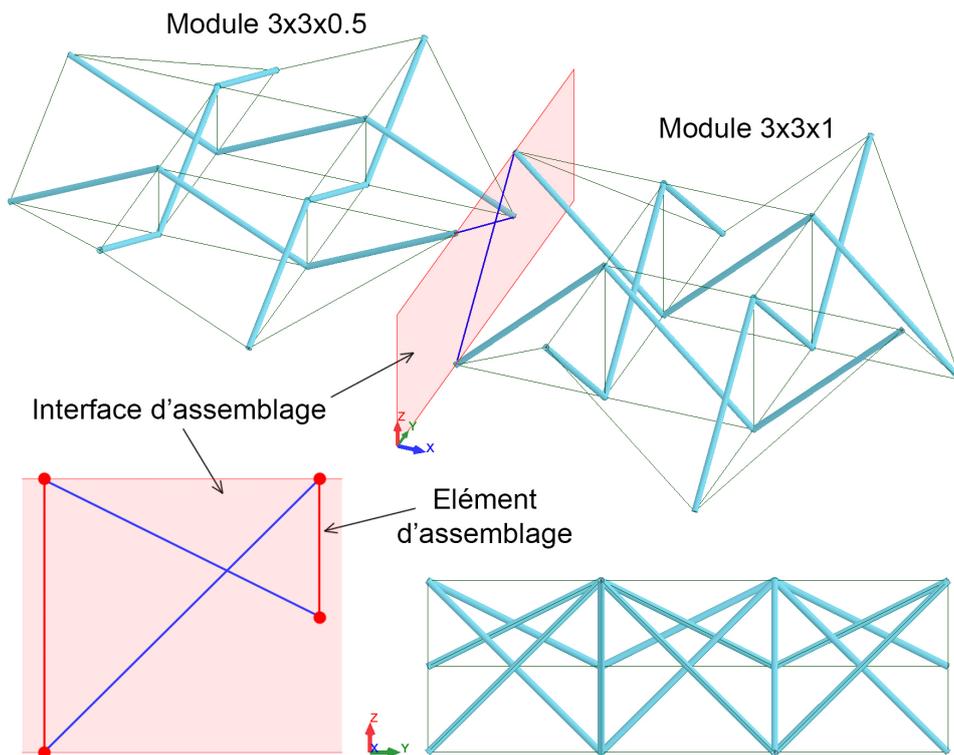


FIGURE 2.20 – Illustration d'assemblage de 2 modules 3×3 de hauteurs différentes.

2.1.2 Étude mécanique

Afin d'étudier le comportement mécanique de systèmes aux paramètres structuraux complexe, (autocontrainte, mécanismes, chargements extérieurs et conditions d'appui), de nombreuses simulations éléments finis (EF) ont été menées [42, 43]. Ces modèles ont également été appliqués aux caractéristiques d'un prototype devant servir à la validation du concept afin de permettre une confrontation entre simulations numériques et données expérimentales (Chapitre 4).

2.1.2.1 Modèle EF

La majeure partie des calculs numériques développés dans cette section concernent une plateforme « Tensarch » de 3×3 dont le but est d'évaluer la stabilité, la rigidité et la modularité de la structure tout en restant légère. Par ailleurs, l'étude nous a permis de distinguer les familles d'éléments qui la composent (Fig. 2.21) et ainsi de mieux appréhender son comportement mécanique :

- Barres internes,
- Barres externes montantes « / » et descendantes « \ »,
- Béquilles obliques ou verticales,
- Câbles de bord, de coin ou de nappe,
- Tendeurs (câbles verticaux),
- Câbles de nappe pour béquilles,
- Plaques.

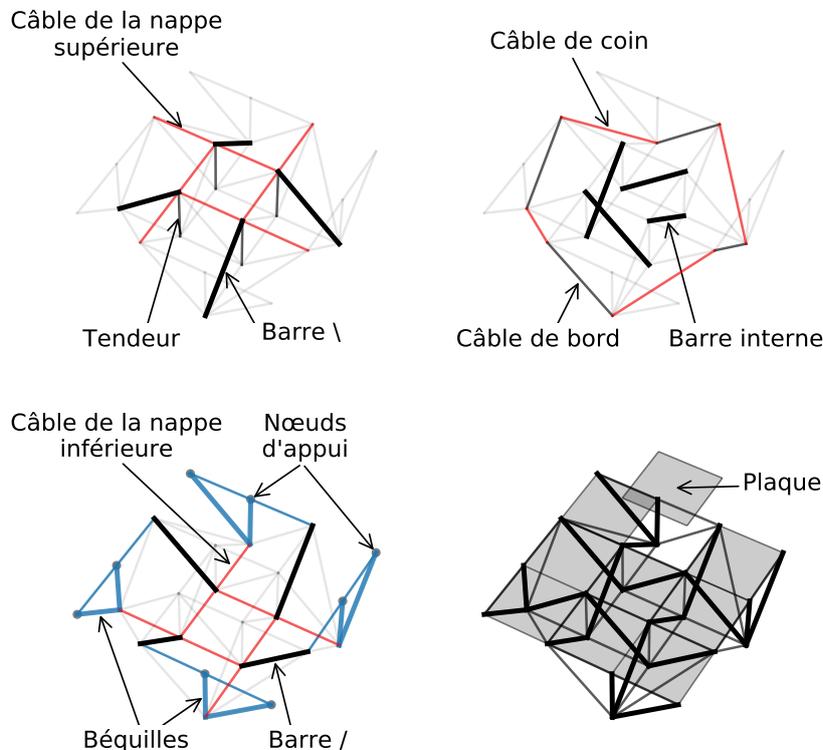


FIGURE 2.21 – Familles d'éléments composant une plateforme « Tensarch » de 3×3 .

Afin d'assurer une maniabilité et une légèreté optimales, le choix des matériaux s'est porté sur l'alliage d'aluminium 2017A (AU4G) pour les barres, de l'acier inoxydable (AISI316) pour les câbles et des plaques en bois faisant office de plâtrage (Tab. 2.1).

Élément	Matériau	Module de Young (GPa)	Limite élastique (MPa)	Coefficient de Poisson	Densité (kg/m ³)
Barre	Aluminium	71	240	0.3	2700
Câble	Acier inoxydable	169	450	0.3	8000
Plaque	Bois	10	20	0.25	600

TABLE 2.1 – Caractéristiques mécaniques du modèle EF.

Par ailleurs, d'un point de vue pratique mais aussi afin de réduire le coup total du prototypage, la géométrie des éléments adoptés est choisie parmi celles existantes sur le marché suivant le matériau utilisé (Tab. 2.2).

Famille	Nombre	Géométrie	
		Section (mm)	Longueur (m)
Barre « / »	4	$D_{ext} = 40$ $e_b = 2$	1,41
Barre « \ »			
Barre interne			1
Béquille oblique			
Béquille verticale	16	$d = 10$	1,41
Câble de bord			1,73
Câble de coin			1
Tendeur (câble vertical)			
Câble de nappe	8	$e_p = 22$	$a = 1$
Câble de nappe (béquille)	9		
Cellule (plaque)			

TABLE 2.2 – Exemple de caractéristiques géométriques du modèle EF.

où

d est le diamètre d'un fil ayant une résistance à la rupture équivalente à celle d'un câble à torons de 6 mm de diamètre ;

D_{ext} est le diamètre externe des éléments barre ;

e_b et e_p sont respectivement les épaisseurs des barres et des plaques ;

a est le côté de la plaque.

Sans tenir compte de la masse des nœuds qui permettront l'assemblage des éléments, on peut déjà noter que la masse du plâtrage en bois constitue la part principale de la masse du module. On arrive à un ratio de l'ordre de 15% pour la structure et 85% pour l'ensemble des plaques.

2.1.2.2 Critères de dimensionnement

Les modules 3×3 sont caractérisés par une surface d'exploitation minimale de 9 m^2 et seulement 4 tendeurs sont nécessaires pour introduire l'autocontrainte. Afin d'évaluer les performances structurelles, que ce soit dans le cas d'un module seul soumis à différents cas de charge ou d'une plateforme à géométrie plus complexe, nous considérons 3 principaux critères à vérifier. Il s'agit de la limite de flambement des barres, la limite élastique des câbles et la flèche maximale des plaques.

○ Limite de flambement des barres

La structure « Tensarch » est une structure de tenségrité dont les éléments en compression (barres) peuvent être sujets au phénomène de flambement ou flambage. Il s'agit d'une forme d'instabilité élastique qu'un élément comprimé peut subir en réponse à un effort normal important, exploitant ainsi un mode de déformation non sollicité. Il se manifeste par une flexion suivant une direction perpendiculaire à l'axe de compression (Fig. 2.22).

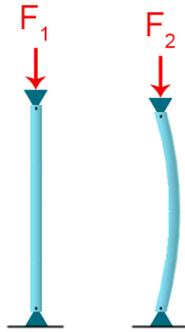


FIGURE 2.22 – Comportement d'une barre soumise à un effort de compression : $F_1 < \text{limite de flambement} < F_2$.

Ainsi, il existe une limite d'effort de compression, qu'un élément peut subir sans flamber, qui dépend des propriétés mécaniques et géométriques de l'élément d'une part, du type de liaisons au niveau de ses extrémités d'autre part. Pour les barres du prototype « Tensarch » dont la section est définie préalablement (Tab. 2.2), nous estimons les limites de flambement pour différentes longueurs de barre selon l'Eurocode 3¹ [44] par l'inégalité suivante :

$$N_b \leq \chi \frac{A_b f_y}{\gamma_{M_1}} \quad (2.8)$$

où

1. L'Eurocode 3 définit l'ensemble des normes européennes de conception et de calcul des structures en acier garantissant leur résistance, aptitude au service et durabilité.

χ est le coefficient de réduction donnée par la formule suivante :

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2.9)$$

où

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) \quad (2.10)$$

et l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_b f_y}{N_{cr}}} \quad (2.11)$$

$\alpha = 0.34$ est un coefficient tenant compte des imperfections initiales.

$A_b = 238.8 \text{ mm}^2$ l'aire de la section des barres ;

$f_y = 240 \text{ MPa}$ est la limite d'élasticité ;

$\gamma_{M_1} = 1$ est un facteur partiel de sécurité en instabilité élastique.

N_{cr} est la limite de flambement d'Euler ;

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (2.12)$$

où

E est le module de Young du matériau ;

I est le moment quadratique de la section ;

L est la longueur de flambement.

Ainsi, le tableau 2.3 récapitule les valeurs numériques des grandeurs permettant d'aboutir à la limite de flambement pour différentes longueurs de barre :

Élément	L (mm)	N_{cr} (kN)	$\bar{\lambda}$	ϕ	χ	N_b (kN)
Barre verticale	854	41.5	1.17	1.36	0.49	28.2
Barre de coin	1260	17.3	1.73	2.26	0.27	15.4
Barre interne	1290	17.7	1.77	2.34	0.26	14.8

TABLE 2.3 – Effort limite de flambement pour différentes longueurs de barre.

○ Limite élastique des câbles

En service, les câbles de la structure peuvent également être soumis à des efforts de traction élevés qui pourraient potentiellement entraîner leur rupture. Afin de rester dans le domaine élastique du matériau et éviter sa rupture, l'effort normal

de traction dans les câbles ne doit pas dépasser sa limite élastique, donnée par la formule suivante :

$$N_c \leq \frac{A_c f_y}{\gamma_{M_0}} \quad (2.13)$$

où

$A_c = 50.3 \text{ mm}^2$ est l'aire de la section des câbles ;

$f_y = 190 \text{ MPa}$ est la limite d'élasticité de l'acier inoxydable ;

$\gamma_{M_0} = 1$ est un facteur de sécurité.

Ainsi, la limite élastique de l'ensemble des familles de câbles est égale à la valeur 14.9 kN.

◦ Flèche admissible des plaques

Étant donné que les plaques ne sont soumises qu'à leur poids propre G et des charges d'exploitation Q_j (pas de charge permanente), deux critères sont à vérifier sur la flèche instantanée (uniquement due à la charge d'exploitation) et la flèche finale qui peut être décomposée en une flèche instantanée w_{inst} et une flèche différée due au fluage w_{creep} .

La flèche finale d'un élément en bois est ainsi décrite dans l'Eurocode 5 par la formule suivante :

$$w_{\text{fin}} = w_{\text{inst},G} (1 + k_{\text{def}}) + w_{\text{inst},Q_1} (1 + \Psi_{2,1} k_{\text{def}}) + \sum_{j>1} [w_{\text{inst},Q_j} (\Psi_{0,j} + \Psi_{2,j} k_{\text{def}})] \quad (2.14)$$

où

$\Psi_{i,j}$ sont des coefficients de pondération qui tiennent compte de la durée d'application des charges et de la concomitance des actions ;

k_{def} est le facteur de modification des déformations permettant de prendre en compte la dépendance des déformations de fluage à l'humidité de l'environnement auquel la plaque sera soumise.

La flèche finale doit vérifier :

$$w_{\text{fin}} \leq L/150 \quad (2.15)$$

où L est la longueur du côté de la plaque [45].

Néanmoins, compte tenu de la durée d'installation du dispositif nous nous contenterons ici d'évaluer la flèche instantanée due aux seules charges d'exploitation.

2.1.2.3 Instauration de l'autocontrainte

La détermination, l'instauration dès le montage et le contrôle à court, moyen et long terme de l'état d'autocontrainte dans les systèmes de tenségrité sont essentiels puisqu'il n'y a pas de stabilité et de rigidité sans cette sollicitation interne [46, 47, 48].

De même, pour la simulation des comportements sur les logiciels EF, il est nécessaire d'introduire cet état d'autocontrainte. Suivant les logiciels, les méthodes peuvent être différentes, mais pour celui que nous avons utilisé [49], la précontrainte est instaurée sous la forme d'une déformation initiale des éléments. Non seulement pour des facilités de programmation, mais aussi parce que ce sera la solution dans la mise en œuvre des prototypes, nous avons choisis de ne rentrer de déformation que sur les tendeurs verticaux.

Cette déformation correspond à une énergie élastique de déformation qui se redistribue ensuite dans toute la structure en sollicitant l'ensemble des éléments. Même si numériquement cette déformation peut dépasser initialement la limite élastique, ce n'est que temporaire puisque la redistribution (numérique) permet de revenir dans les limites acceptable pour le matériau. Pour ce faire, on autorise le dépassement de cette limite au cours du calcul tout en gardant à l'esprit les critères nécessaires à un bon dimensionnement.

Par ailleurs, la diffusion de l'autocontrainte dans la structure se fait en respectant la proportionnalité définie par l'état d'autocontrainte car les déformations générées ne modifient que très peu la géométrie du système.

Cette redistribution se fait d'autant mieux que dans le cas du module 3×3 où un seul état d'autocontrainte est présent. Dans le cas où plus états d'autocontrainte sont imbriqués, une analyse plus fine de la redistribution devient nécessaire [50]. Il faut souligner que la topologie « Tensarch » présente cet avantage de posséder des états d'autocontrainte localisés autour des tendeurs qui facilitent cette redistribution et, nous le verrons, le réglage lors de la réalisation de maquettes ou prototypes.

En général, la mise en état d'autocontrainte d'un module $n \times m$ nécessite le raccourcissement de manière homogène de l'ensemble de ses $(n-1)(m-1)$ tendeurs.

Afin d'évaluer la mise en autocontrainte du système, et uniquement ceci, les conditions d'appui sont prises de telle sorte qu'elles ne bloquent que les 6 degrés de liberté d'un solide rigide.

◦ Module seul

Les simulations numériques de la diffusion croissante de l'état d'autocontrainte au sein de l'ensemble des éléments d'un module 3×3 , par raccourcissement des tendeurs de 0.01% à 0.4%, permet de constater, par redistribution de l'énergie de déformation, un comportement similaire des éléments dans leurs sous-ensembles grâce à la symétrie géométrique et structurelle du module (Fig. 2.23). Par ailleurs, la représentation graphique de l'évolution des efforts normaux en fonction du raccourcisse-

ment des tendeurs montre un comportement linéaire dans tous les sous-ensembles d'éléments (Fig. 2.24).

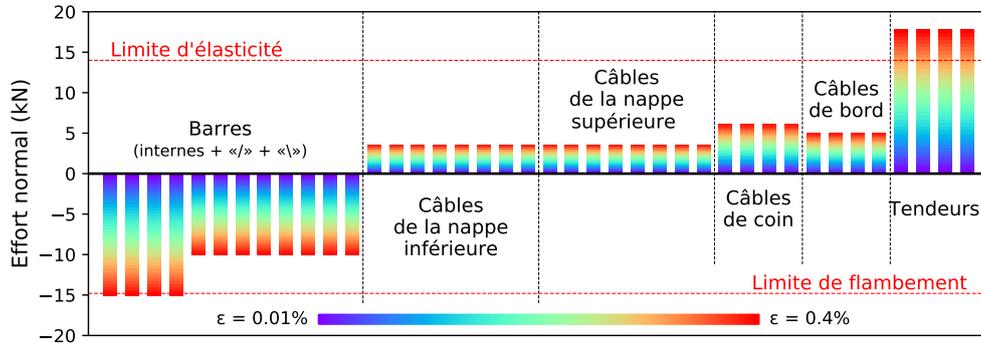


FIGURE 2.23 – Variation de l’effort normal des éléments d’un module 3×3 en fonction du raccourcissement des tendeurs.

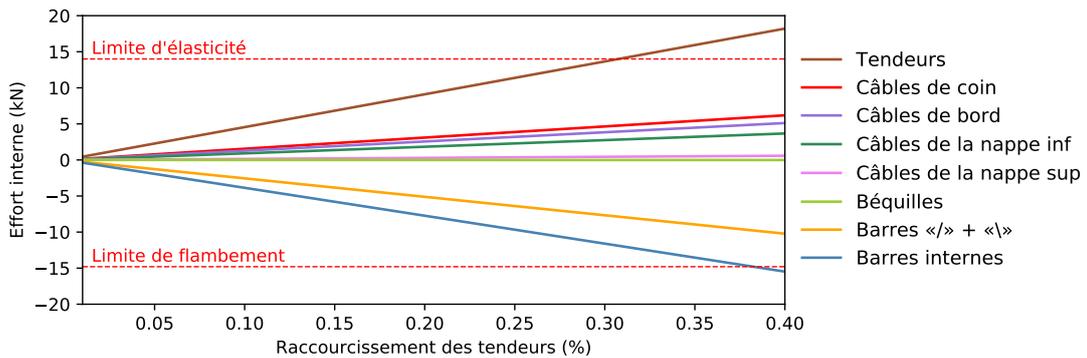


FIGURE 2.24 – Variation de l’effort normal des éléments d’un module 3×3 en fonction du raccourcissement des tendeurs.

En revanche, les deux figures (Fig. 2.23 et 2.24) montrent qu’au cours de la diffusion de l’autocontrainte deux familles d’éléments, barres internes et tendeurs, atteignent leur limite de service bien avant tous les autres éléments de la structure, ce qui en fait des éléments dimensionnants.

On remarque également que les barres internes sont relativement plus sollicités en compression que le reste des barres externes (« \ » et « / ») de par leurs liaisons avec les tendeurs aux deux extrémités.

On peut donc considérer la zone centrale de la structure, composée des barres internes et des tendeurs, comme une zone de diffusion d’autocontrainte dans le reste de la structure (Fig. 2.25).

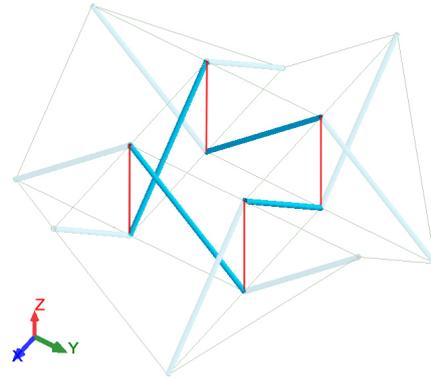


FIGURE 2.25 – Zone centrale de diffusion de l’autocontrainte d’un module 3×3.

◦ **Plateforme (module + béquilles + plaques)**

Dans le cas d’une plateforme 3×3 (module 3×3 + béquilles + plaques), la diffusion de l’état d’autocontrainte est assurée par la même démarche, à savoir le raccourcissement des tendeurs. On remarque que cette redistribution dans la structure suit pratiquement la même allure que pour un module sans plaque à l’exception des câbles de la nappe supérieure dont l’effort normal reste relativement faible (Fig. 2.26). Cela peut s’expliquer par la présence des plaques qui reprennent la quasi totalité de l’effort normal des câbles de la nappe supérieure.

On peut noter également que les éléments ajoutés tels que les béquilles et leurs câbles ne sont quasiment pas sollicités par la mise en autocontrainte ce qui est un résultat attendu.

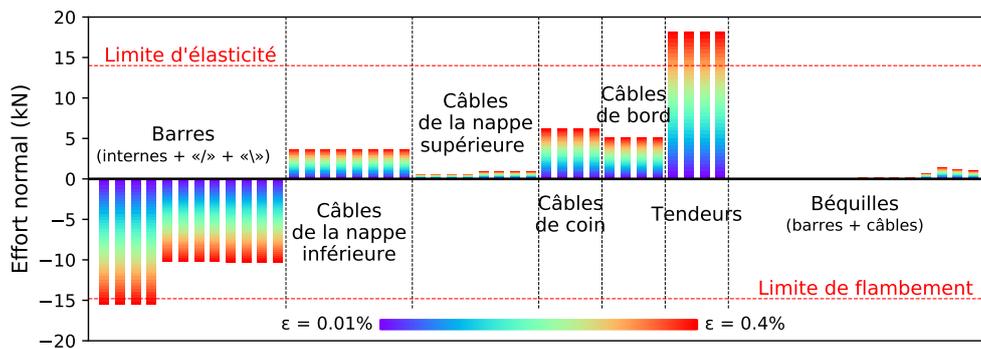


FIGURE 2.26 – Variation de l’effort normal des éléments d’une plateforme 3×3 en fonction du raccourcissement des tendeurs.

Il est possible de comparer les efforts normaux des familles d’éléments dans les deux cas de figure, on remarque que la présence des plaques n’impacte pratiquement que les câbles de la nappe supérieure ce qui correspond aux conditions de liaison des plaques, liées à chaque nœud de la nappe supérieure (Fig. 2.27).

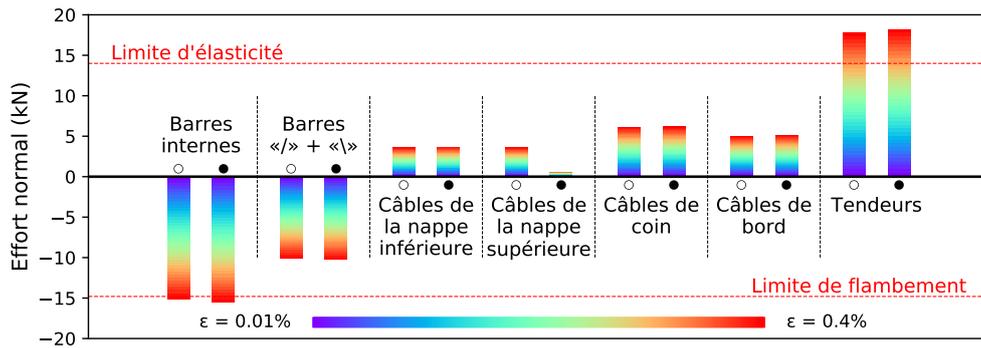


FIGURE 2.27 – Comparaison des variations de l’effort normal des familles d’éléments entre un module 3×3 (○) et la plateforme complète (●) en fonction du raccourcissement des tendeurs.

○ **Énergie élastique**

Une autre méthode de suivi de l’évolution de l’état d’autocontrainte d’une structure « Tensarch » consiste à évaluer l’énergie de déformation dans les éléments après redistribution et en fonction du raccourcissement des tendeurs (Fig. 2.28). On retrouve une croissance parabolique de l’énergie de déformation de chaque famille d’élément, conforme à l’équation 2.4. Cela traduit la dépendance linéaire des efforts internes des éléments à l’autocontrainte malgré la présence des plaques qui reprennent une partie des sollicitations.

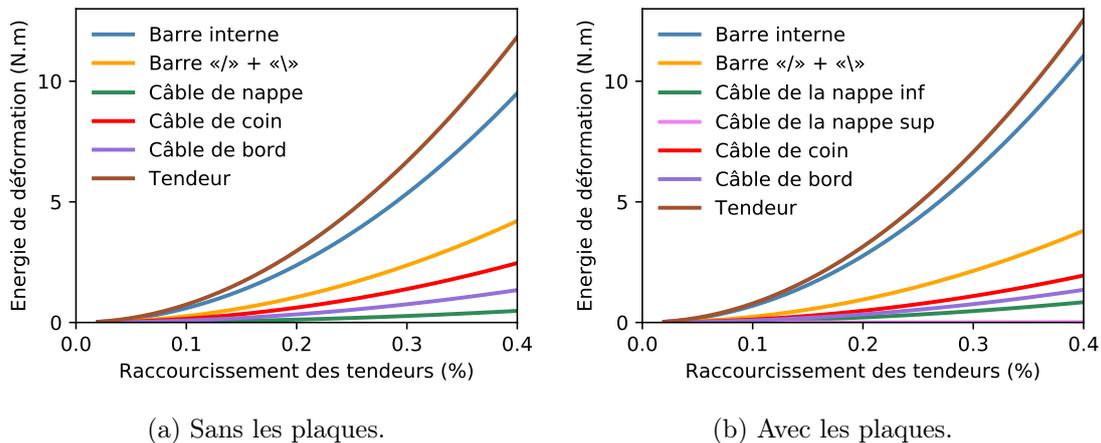


FIGURE 2.28 – Énergie de déformation des différents éléments d’une structure « Tensarch » de 3×3.

○ **Raccourcissement hétérogène**

Comme l’introduction de l’autocontrainte se fait par raccourcissement identique des tendeurs (Fig. 2.29), il est néanmoins important de connaître le comportement

de la structure vis-à-vis d'un raccourcissement non homogène qui traduirait une mise en œuvre mal maîtrisée.

Pour cela, nous avons étudié 3 cas de figure (Tab. 2.4) où le raccourcissement d'un ou plusieurs tendeurs s'écarte d'un état de référence à atteindre ($\epsilon_r = 0.1\%$ ou $\epsilon_r = 0.2\%$).

Tendeur	Référence	Cas 1	Cas 2	Cas 3
T_1	ϵ_r	+0%	+0%	+0%
T_2	ϵ_r	+10%	+0%	+0%
T_3	ϵ_r	+20%	+0%	+10%
T_4	ϵ_r	+30%	+10%	+10%

TABLE 2.4 – Raccourcissement relatif des tendeurs par rapport à un raccourcissement de référence ($\epsilon_r = 0.1\%$ ou $\epsilon_r = 0.2\%$).

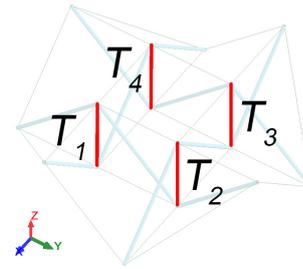


FIGURE 2.29 – Tendeurs d'un module 3x3.

- L'analyse des résultats obtenus (Fig. 2.30) permet de souligner plusieurs points :
- dans le 1^{er} cas où le raccourcissement de T_2 , T_3 et T_4 dépasse respectivement celui de référence de 10%, 20% et 30%, cela induit une augmentation de l'effort normal de plus de 48% de deux câbles de la nappe inférieure liés au tendeur T_4 ,
 - dans le 2^{ème} cas où seul le raccourcissement du tendeur T_4 est écarté de 10% de la valeur de référence, on remarque une augmentation d'environ 14% de l'effort normal de deux câbles de la nappe inférieure de ce tendeur et de moins de 8% dans le reste de la structure,
 - l'écart relatif (en valeur absolue) entre l'état de référence et les 3 cas de figures est le même pour les deux raccourcissements relatifs $\epsilon_r = 0.1\%$ ou $\epsilon_r = 0.2\%$, ce qui montre que la diffusion de l'autocontrainte reste linéaire malgré l'hétérogénéité des raccourcissements. Cela s'explique encore une fois par une modification infinitésimale de la géométrie qui ne remet pas en cause l'incidence des efforts et leur équilibre aux nœuds.

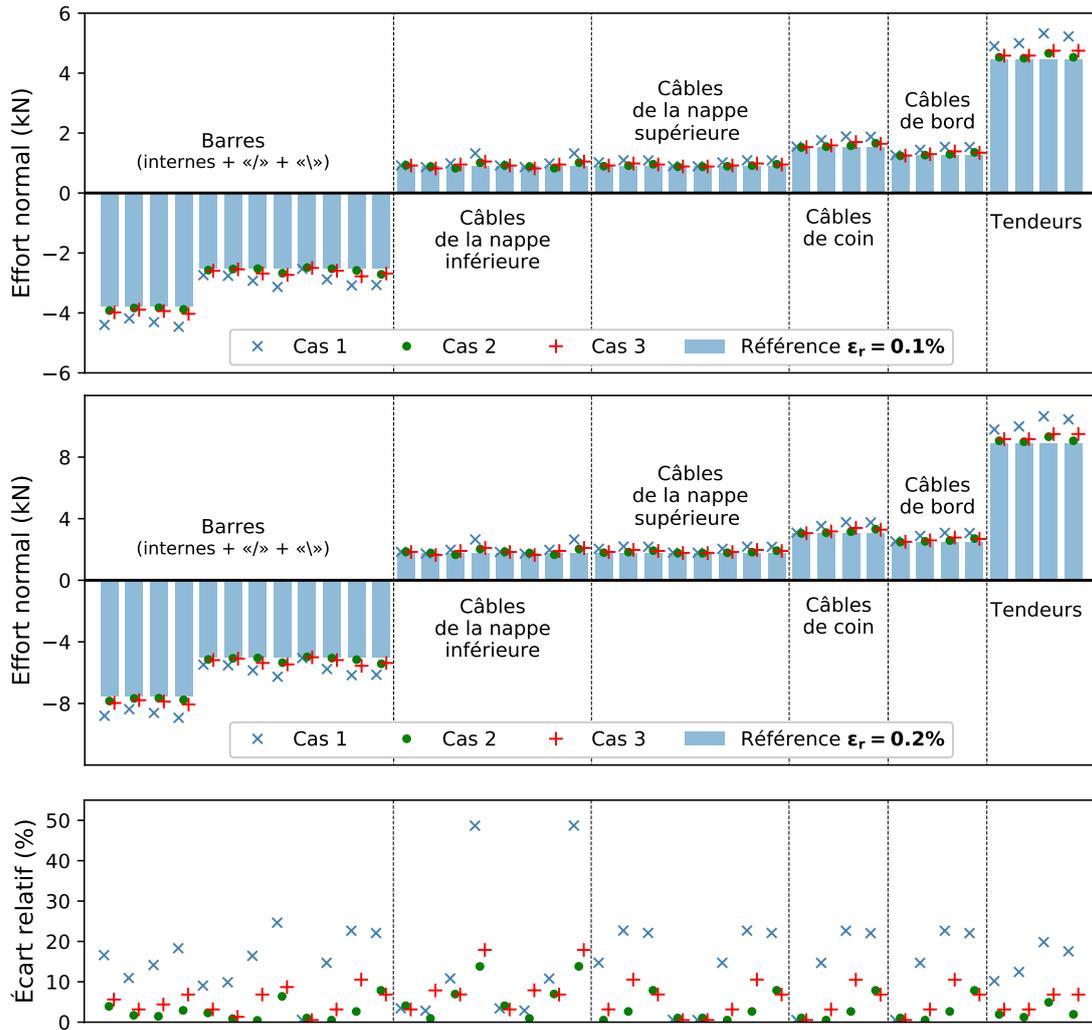


FIGURE 2.30 – Variation de l’effort normal des éléments d’un module 3×3 et écart relatif (identique pour les deux ϵ_r , car linéarité des résultats) selon 3 cas de raccourcissement hétérogène de tendeurs.

2.1.2.4 Comportement statique

Outre l’état d’autocontrainte, une plateforme « Tensarch » est destinée à supporter des charges qu’elles soient permanentes ou temporaires (de service). Son comportement dépend de plusieurs paramètres, structurels (matériaux, conditions aux limites) et géométriques (dimensions de la structure, section des éléments). Afin de mieux comprendre le comportement d’une plateforme « Tensarch » de 3×3 , nous l’avons soumise à un certain nombre de cas de charges (uniforme, ponctuel) après avoir déterminé ses conditions d’appui optimales.

◦ Conditions d'appuis

D'une manière générale, un module $n \times m$ dispose de $nm - 1$ nœuds au niveau de la nappe inférieure qui sont tous des nœuds d'appui potentiels. En revanche, appuyer le module sur l'ensemble de ses nœuds de la nappe inférieure est assez coûteux, aussi bien économiquement que techniquement. Ainsi, une optimisation du nombre d'appuis est nécessaire. Par ailleurs, si s est le nombre d'appuis destinés à ce module, il existe $C_{nm-1}^s = (nm - 1)!/s!$ configurations d'appuis possibles. C'est un nombre qui croît assez rapidement avec les dimensions du module, ce qui peut rendre la recherche itérative des appuis optimaux une tâche assez lourde. Néanmoins, de par la géométrie rectangulaire des modules « Tensarch » et les différentes symétries qu'ils présentent, nous relevons deux points importants qui réduisent drastiquement le nombre des combinaisons possibles :

- le nombre minimal d'appuis s nécessaires afin de maintenir la stabilité du module ne peut être inférieur à 3 ;
- plus les s appuis sont dispersés autour du centre de masse du module meilleure est sa stabilité. Par exemple, le regroupement de l'ensemble des appuis sous une moitié du module ne peut en aucun cas garantir une stabilité optimale.

Dans le cas d'un module 3×3 , la nappe inférieure est composée de 8 nœuds qui peuvent tous être des appuis potentiels, soit $C_8^s = 8!/s!$.

Afin de déterminer l'optimum dans le nombre et la répartition des appuis d'une plateforme de 3×3 , nous l'avons soumise à un chargement uniforme de 3 kN/m^2 avec une autocontrainte de $\epsilon = 0.2\%$. Ce choix du niveau d'autocontrainte est dicté par la nécessité qu'elle soit suffisamment élevée pour rigidifier le système et ne pas avoir de relâchement de câble, tout en restant en deçà des limites de sollicitation des éléments pour ne pas atteindre la ruine avec un chargement faible.

Plusieurs configurations potentielles ont été étudiées (Fig. 2.31) en tenant compte de l'ensemble des critères de dimensionnement (Section 2.1.2.2).

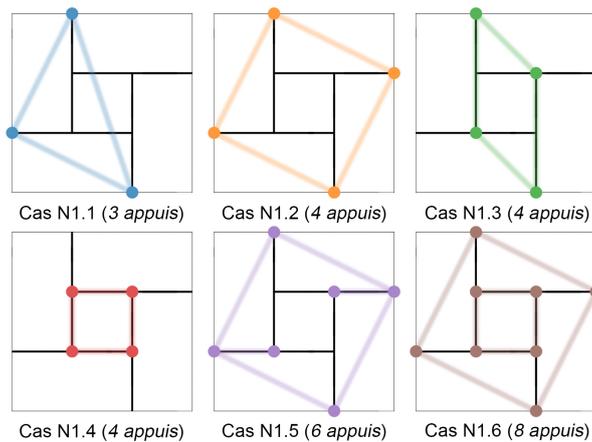


FIGURE 2.31 – Schémas des appuis d'une plateforme de 3×3 (vue de dessus de la nappe inférieure).

Nous constatons dans un premier temps que seul le cas N1.1 ne respecte pas au moins deux critères, à savoir la limite de flambement pour certaines barres externes « \ » (Fig. 2.32) et la limite de la flèche (Fig. 2.33). Cela permet de conclure, dans un premier temps, que 3 appuis ne garantissent pas la stabilité globale de la nappe supérieure.

En revanche, nous remarquons que les cas N1.5 (6 appuis) et N1.6 (8 appuis) ne présentent pas de gain structurel considérable en termes de rigidité de la nappe supérieure ou d'efforts normaux en comparaison avec les configurations à 4 appuis. Ainsi, de par le coût élevé d'un appui, nous pouvons écarter les configurations N1.5 et N1.6. Par ailleurs, dans les cas N1.2, N1.3 et N1.4 les critères de dimensionnement sont globalement vérifiés. Toutefois, la flèche maximale et les déplacements verticaux aux coins des plaques du pourtour de la plateforme sont relativement faibles dans le cas N1.2. En effet, les 4 appuis externes offrent aussi un support direct aux béquilles de coin, ce qui renforce la rigidité de la nappe supérieure, contrairement aux cas N1.3 et N1.4.

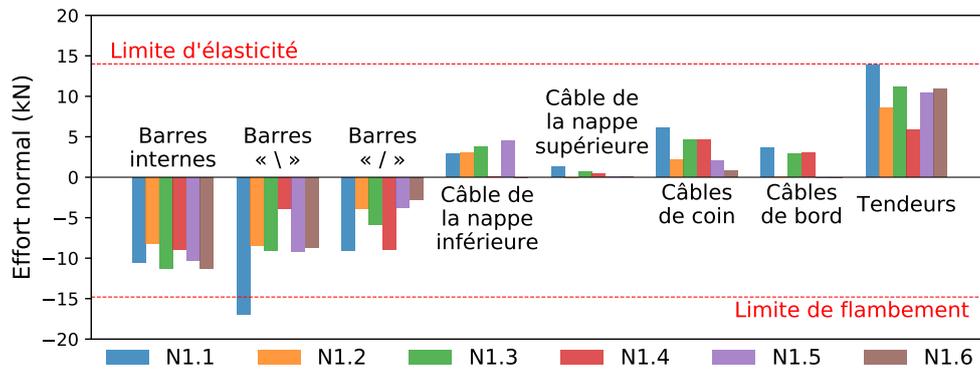


FIGURE 2.32 – Efforts normaux maximaux des différentes familles d'éléments d'une plateforme de 3×3 pour différentes configurations d'appuis.

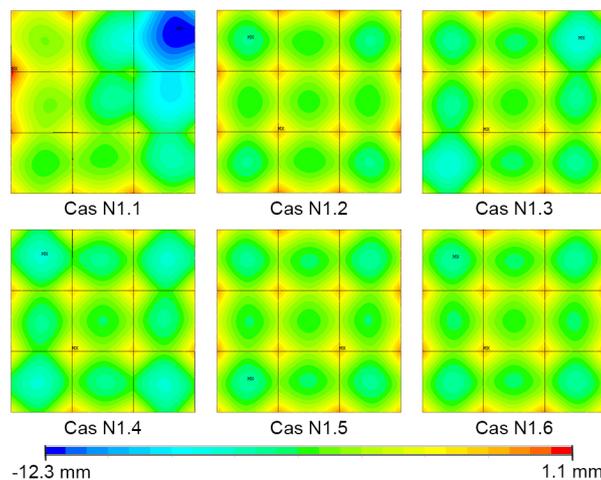


FIGURE 2.33 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 pour différentes configurations d'appuis.

○ Réponse à une charge uniforme

Dans cette section, nous soumettons progressivement une plateforme « Tensarch » de 3×3 à un chargement uniforme allant de 0 à 3 kN/m^2 pour des états d'autocontrainte entre $\epsilon = 0.05\%$ et $\epsilon = 0.4\%$ à des fins d'optimisation. Désormais, nous adoptons les conditions d'appuis du cas N1.2, à savoir les nœuds extérieurs de la nappe inférieure (Fig. 2.34).

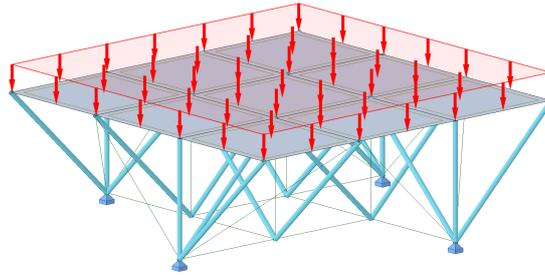
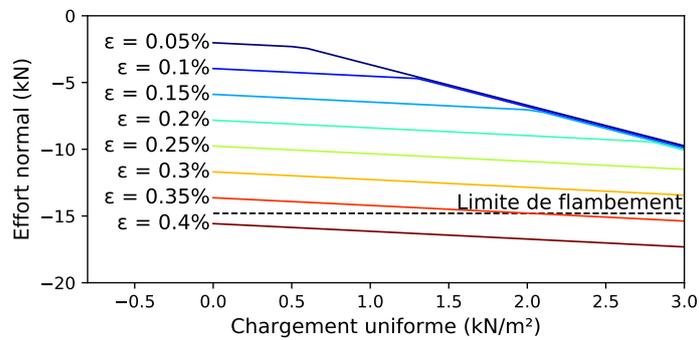
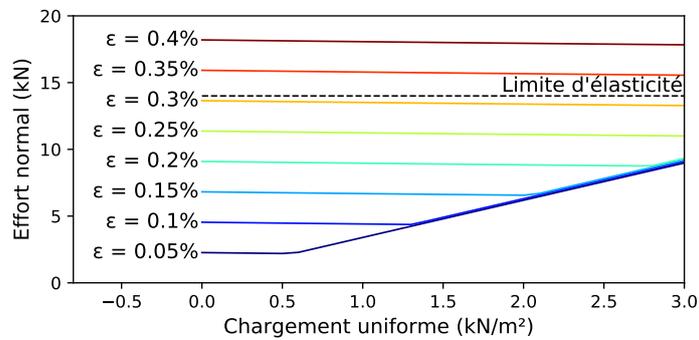


FIGURE 2.34 – Conditions d'appui de la plateforme de 3×3 soumise à un chargement uniforme.

Comme les barres internes et les tendeurs sont les éléments les plus sollicités d'un module 3×3 , nous présentons sur la figure 2.34 leurs efforts normaux en fonction du chargement.



(a) Barres internes.



(b) Tendeurs.

FIGURE 2.35 – Variation de l'effort normal en fonction du chargement pour différentes valeurs de l'autocontrainte.

Nous constatons dans un premier temps que la variation de l'effort normal est non-linéaire pour des valeurs ϵ inférieures à 0.25% et linéaire pour des valeurs supérieures (Fig. 2.35). Ce changement de comportement vient principalement du relâchement des câbles de la nappe supérieure dû à la présence des plaques.

Par ailleurs, l'effort normal des deux familles d'éléments ne respecte plus les critères de dimensionnement pour des valeurs de ϵ supérieures à 0.3% (Fig. 2.35). En revanche, en nappe supérieure, les déplacements verticaux sont relativement importants pour des valeurs de ϵ assez faibles, 0.05% en l'occurrence, mais se stabilisent à partir des valeurs de ϵ supérieures à 0.2% (Fig. 2.36).

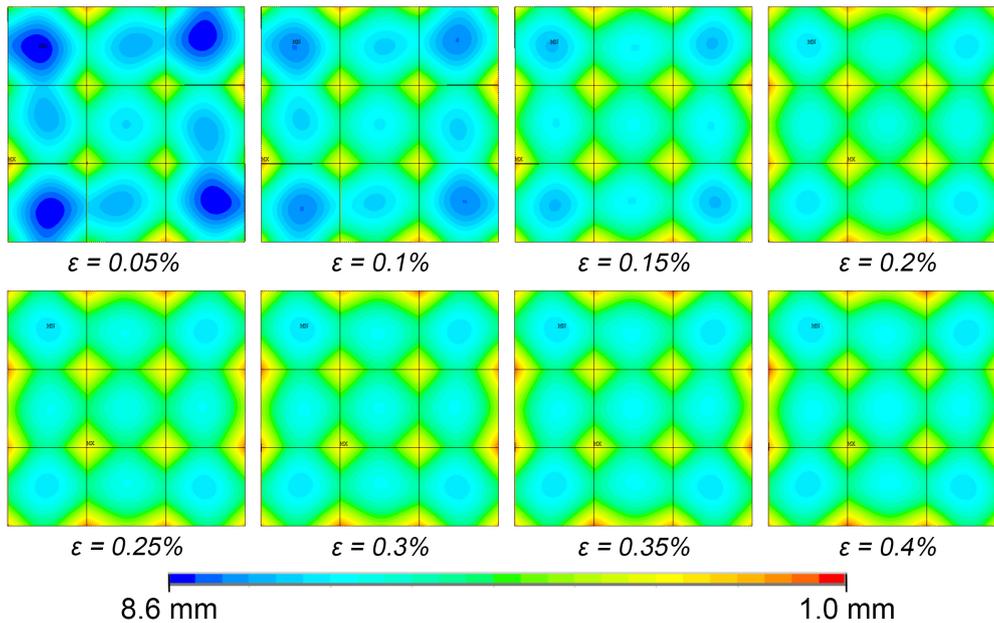


FIGURE 2.36 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 pour différents états d'autocontrainte.

Ainsi, nous pouvons considérer comme optimal pour l'état d'autocontrainte le raccourcissement de $\epsilon = 0.2\%$. Il permet de garantir une nappe supérieure qui se déforme peu, tout en ne mobilisant que 65% de la limite d'élasticité des câbles et 52% de la limite de flambement des barres, laissant suffisamment de marge pour un chargement uniforme de 3 kN/m^2 .

○ Charges de service ponctuelle

De par sa fonction, une plateforme est principalement soumise à des charges d'exploitation qui sont souvent localisées dans une zone de l'ordre de la cellule, notamment lors de la présence d'un usager, avec ou sans fauteuil roulant. Nous étudions ici l'effet du déplacement d'un fauteuil roulant (Fig. 2.37), d'une charge de 2 kN mobile et répartie sur ses 4 points de contact, au milieu et au bord d'une plateforme de 3×3 dont les appuis sont ceux de la configuration N1.2.

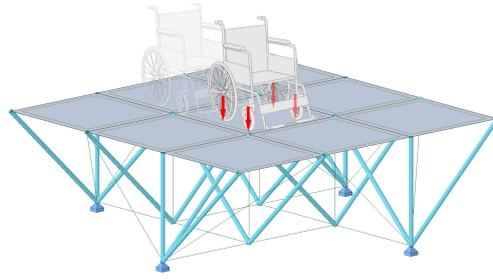


FIGURE 2.37 – Plateforme de 3×3 soumise à une charge mobile.

Au cours du déplacement du fauteuil roulant, la plateforme subit des déplacements verticaux relativement importants, localisés autour des points de contact, et dus à l'effet du poinçonnement sans qu'ils perturbent la stabilité globale de la plateforme ou nuisent au confort de l'utilisateur (Fig. 2.38). Quant aux éléments de la structure, ils subissent tous des variations de l'effort normal plus ou moins perceptibles autour de la distribution de référence (absence chargement) tout en restant dans le domaine élastique (Fig. 2.39).

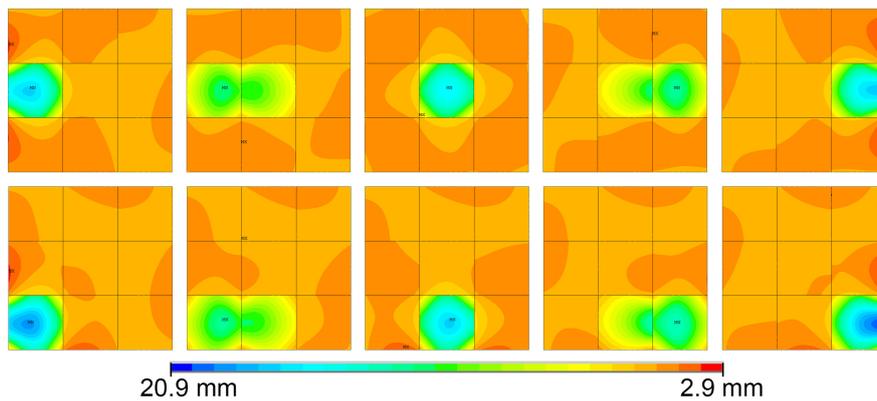


FIGURE 2.38 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 soumise à une charge mobile.

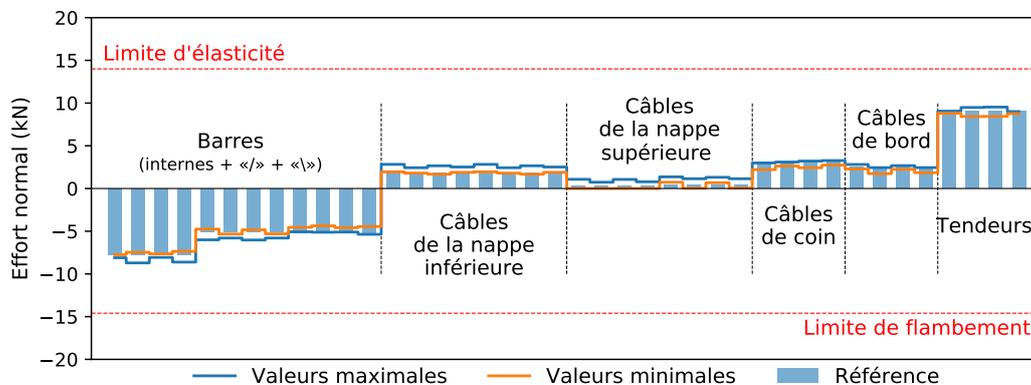


FIGURE 2.39 – Variation de l'effort normal dans les éléments lors du passage d'une charge mobile.

○ Charges permanentes d'équipement

Pour permettre aux usagers de descendre dans l'eau en toute sérénité, la plateforme est supposée équipée d'un ascenseur autonome, dont l'ossature est supportée par 3 appuis formés par les nœuds d'une cellule au bord de la plateforme. Ainsi, nous définissons le système de charges (Fig. 2.40) composé de 3 forces nodales et 2 moments (à un facteur p près traduisant les niveaux de chargement) agissant sur les 3 nœuds de la plateforme, à savoir $f_1 = 0.2p$ kN, $f_2 = f_3 = 0.1p$ kN, $m_1 = 0.2p$ kN.m et $m_2 = 0.1p$ kN.m.

Les simulations montrent qu'un tel système de charges n'agit de manière relativement importante que sur quelques éléments du module au voisinage de l'ascenseur. Cependant il peut induire des déplacements importants de certaines zones des plaques dus aux moments résultants du poids excentré de l'ascenseur. Ces déplacements peuvent éventuellement être réduits en renforçant le bord des deux plaques concernées par exemple par un profilé intégré à l'équipement installé.

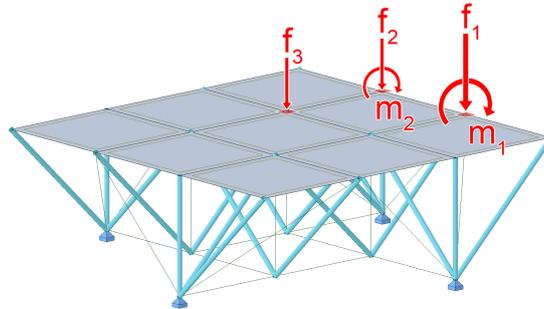


FIGURE 2.40 – Plateforme de 3×3 soumise aux charges de l'ascenseur.

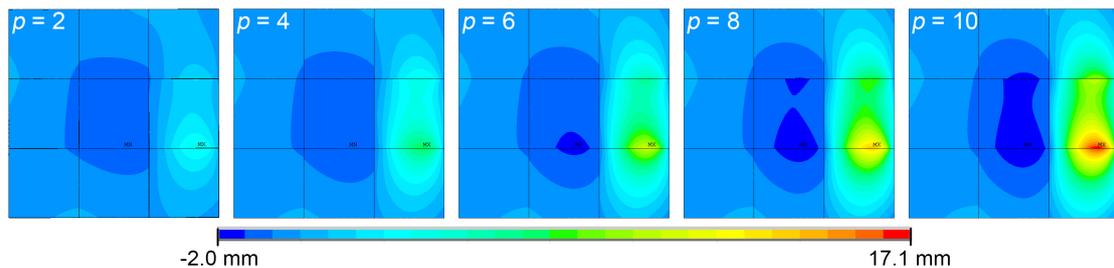


FIGURE 2.41 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 pour un chargement excentré dû à un ascenseur.

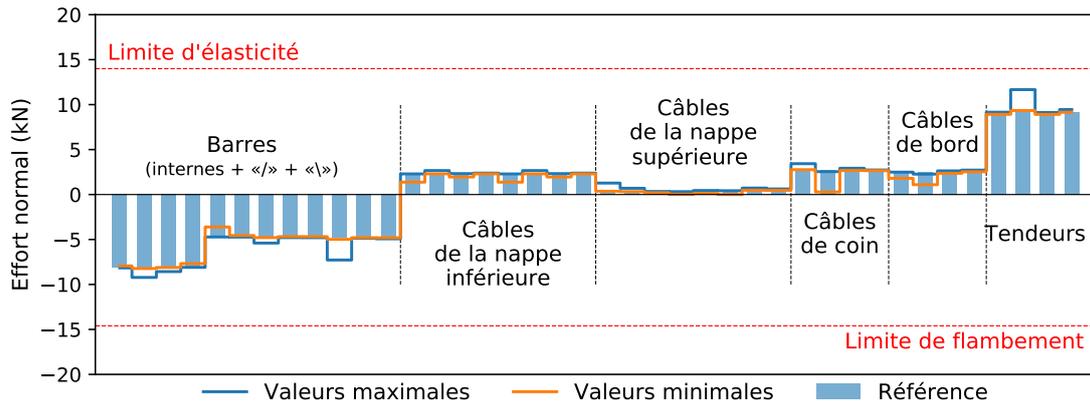


FIGURE 2.42 – Variation de l'effort normal dans les éléments due à la charge de l'ascenseur en service.

○ Effet de l'environnement marin

Étant en permanence partiellement immergée en bord de mer, la plateforme est soumise continuellement à des forces dues au mouvement ondulatoire de la surface de la mer (houle), dont l'intensité dépend à la fois de la géométrie de la partie submergée et des paramètres de son environnement. Afin d'estimer les forces exercées sur une plateforme de 3×3 semi-immersée au bord de mer, nous faisons appel à l'équation de Morison (2.16) [51] qui décrit la force exercée sur un élément cylindrique placé dans un écoulement caractérisé par un mouvement oscillatoire quelconque.

$$dF = \frac{1}{2} C_D \rho D v |v| dz + C_M \rho \frac{\pi D^2}{4} \dot{v} dz \quad (2.16)$$

où

$C_D = 1$ et $C_M = 2$ sont respectivement les coefficients d'amortissement et inertiel ;

D est le diamètre du cylindre ;

$\rho = 1050 \text{ kg/m}^3$ est la densité de l'eau de mer ;

v and \dot{v} sont respectivement la vitesse et l'accélération de propagation d'onde, où l'expression de la vitesse dans le cas des eaux peu profondes peut s'exprimer avec la théorie de la houle linéaire de Airy [52] comme suit :

$$v_x = \frac{agk \cosh(k(z+d))}{\omega \cosh(kd)} \cos(kx - \omega t) \quad (2.17)$$

$d = 1.5 \text{ m}$ est la profondeur de la mer ;

$a = 1 \text{ m}$ est l'amplitude de la houle ;

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ est l'accélération de pesanteur ;

$k = 2\pi/\lambda$ est le nombre d'onde, $\lambda = 10 \text{ m}$ est la longueur d'onde ;

$$\omega = \sqrt{kg \tanh(kd)}.$$

En revanche, étant donné que la projection de la géométrie de la structure sur une surface perpendiculaire à l'écoulement dépend à la fois de l'angle d'incidence α et de la hauteur de submersion hs (Fig. 2.43), la résultante des efforts exercés par la houle sur la plateforme est une fonction de ces paramètres.

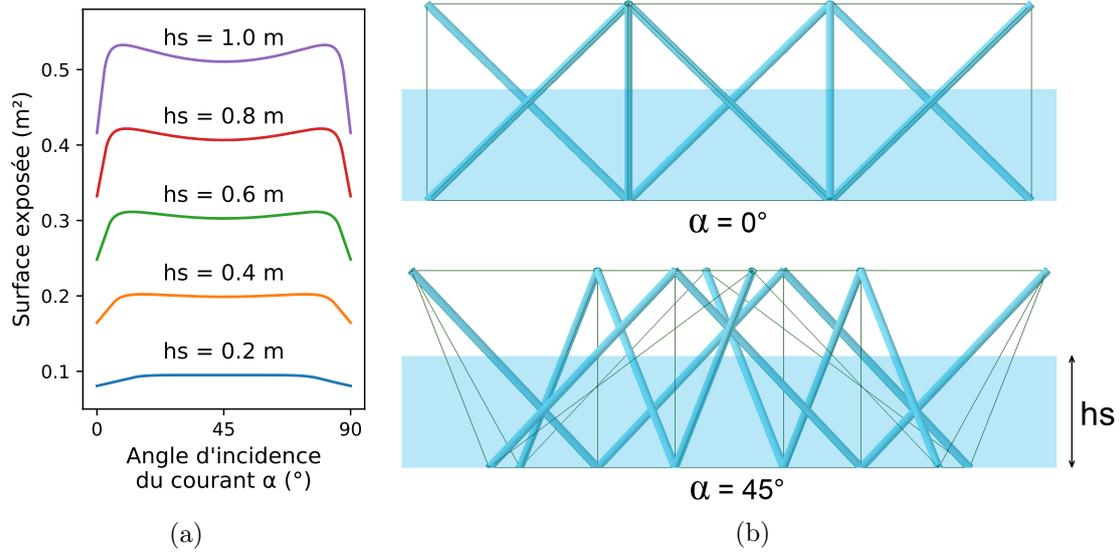


FIGURE 2.43 – (a) Surface exposée d'un module 3×3 semi-submergé en fonction de l'angle d'incidence α pour différentes hauteurs hs . (b) Illustration d'un module 3×3 semi-immersé vu de deux angles différents ($\alpha = 0$ et $\alpha = 45$).

Comme la structure porteuse est une structure réticulée, les efforts de la houle qu'elle subit sont assimilés dans cette étude à des forces nodales exercées sur l'ensemble des nœuds libres de la nappe inférieure. Enfin, nous ne considérons dans cette analyse que la valeur effective de la résultante en raison de sa nature oscillatoire.

$$F_{eff} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_a^b F^2(t) dt} \quad (2.18)$$

L'analyse montre que les perturbations dues aux mouvements de la houle n'ont qu'un faible impact sur l'effort normal des câbles de la nappe inférieure (Fig. 2.45), et ce grâce à l'aspect transparent de la structure. Aucun impact sur la stabilité des plaques n'est constaté.

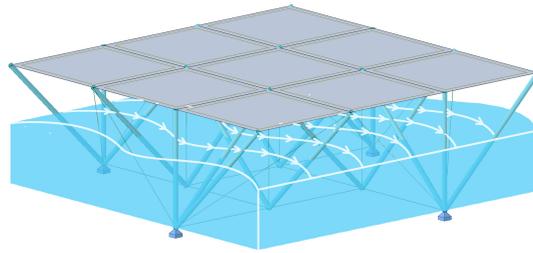


FIGURE 2.44 – Plateforme de 3×3 soumise au mouvement de la houle.

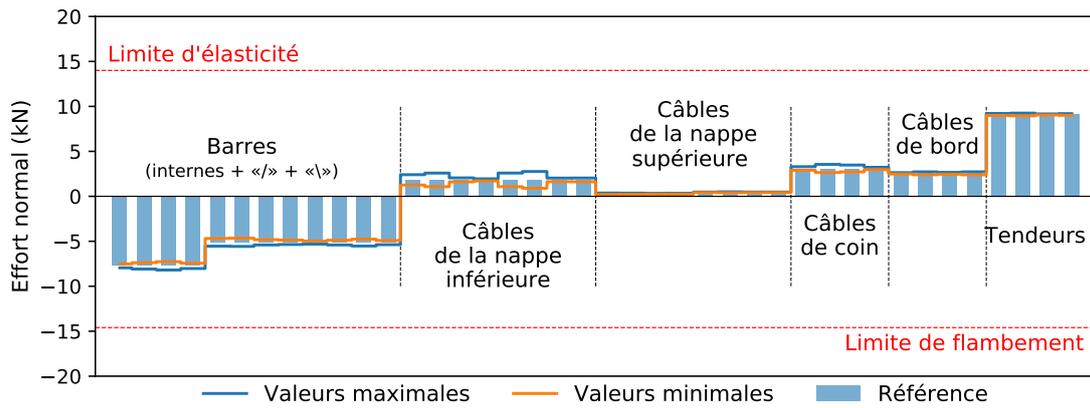
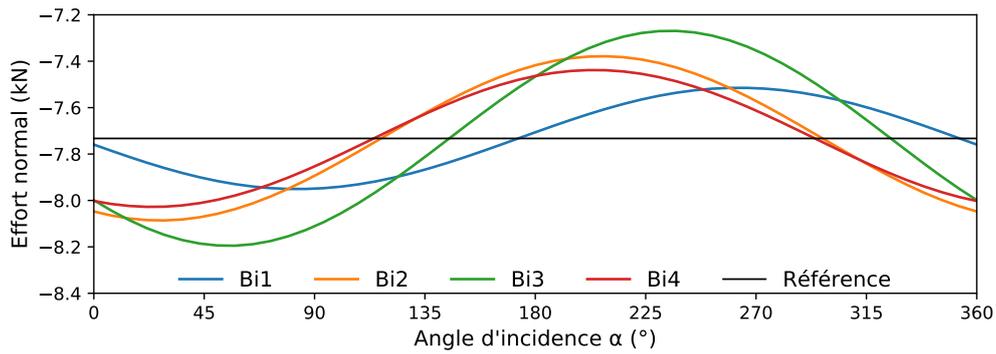
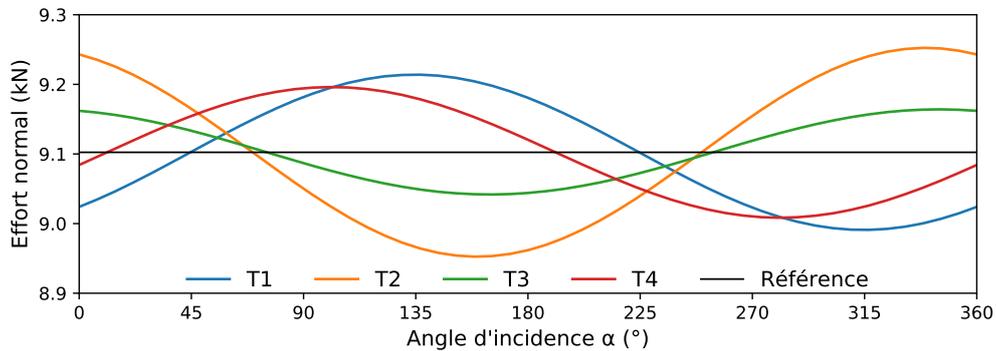


FIGURE 2.45 – Variation de l’effort normal dans les éléments due au mouvement de la houle.

La figure 2.46 illustre la variation de l’effort normal des barres internes et des tendeurs en fonction de l’angle d’incidence α de la houle. Nous pouvons constater une variation ne dépassant pas 6% pour les barres internes et 2% pour les tendeurs.



(a) Barres internes.



(b) Tendeurs.

FIGURE 2.46 – Variation de l’effort normal en fonction de l’angle d’incidence α de la houle.

◦ **Effet de la hauteur de la plateforme**

Le recours à des modules à hauteur (distante entre les nappes) variable peut dans certaines situations être nécessaire afin de s’adapter au relief du fond marin (Fig. 2.19). Il est donc important d’évaluer l’effet de la hauteur sur le comportement de la plateforme pour les mêmes conditions d’appuis, état d’autocontrainte ($\epsilon = 0.2\%$) et cas de charge.

Toutes dimensions égales par ailleurs, ce changement de géométrie induit une variation de l’angle entre les barres et de leur longueur. Ce changement modifie par conséquent le critère de flambement qui dépend de la longueur des barres. La figure 2.47 représente les variations de l’effort normal des différentes familles d’éléments pour une hauteur de plateforme allant de 0.25 m à 1.25 m. Nous constatons que seule la hauteur 0.25 m induit un dépassement de la limite de flambement.

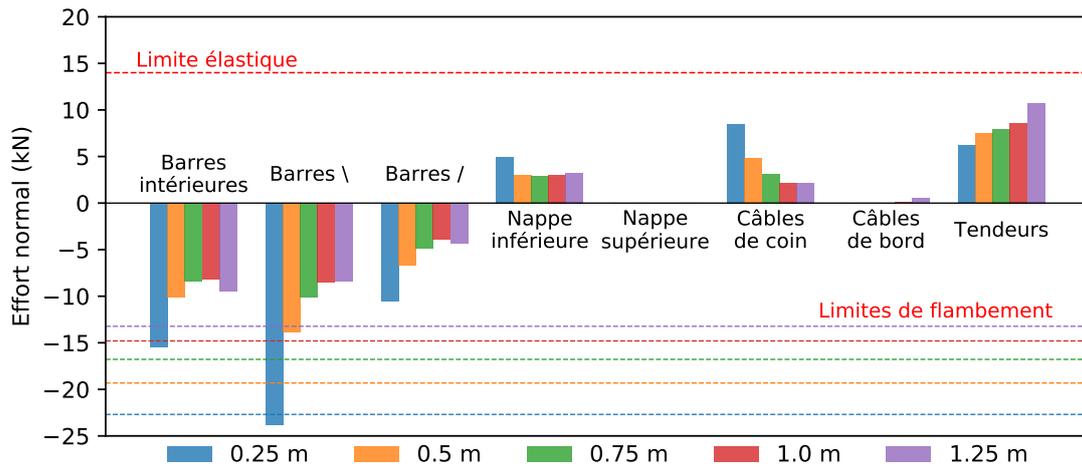


FIGURE 2.47 – Variation de l’effort normal dans les éléments en fonction de la hauteur h de la plateforme soumise à un chargement uniforme de 3 kN/m^2 .

De même pour les déplacements verticaux, seule la plateforme de 0.25 m de hauteur subit des déplacements verticaux importants, de l’ordre de 2 cm dans certaines zones de bord (Fig. 2.48).

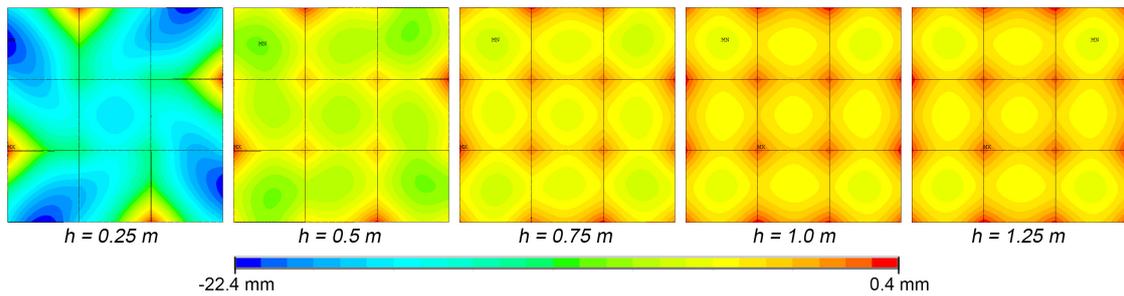


FIGURE 2.48 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d’une plateforme de 3×3 soumise à un chargement uniforme de 3 kN/m^2 .

○ **Tolérance d’appuis**

Afin d’évaluer la sensibilité de la répartition de l’autocontrainte à la position des appuis d’une plateforme de 3×3 , nous avons simulé une variation de la position de l’appui N°1 limitée à 5 mm dans les 3 directions du repère $OXYZ$ (Fig. 2.49).

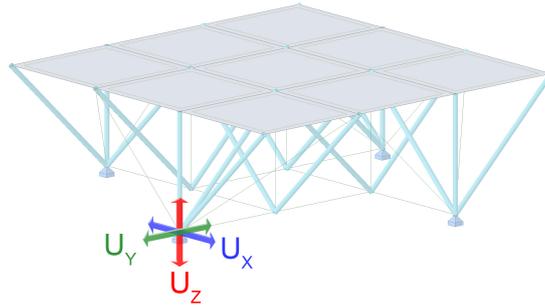


FIGURE 2.49 – Schéma de tolérance de position de l'appui N°1 d'une plateforme de 3×3 dans les 3 directions du repère $OXYZ$.

La variation de l'effort normal des différents éléments, pour un déplacement d'appui donné par rapport à l'état de référence, est illustrée dans les graphes 2.50. Nous constatons que la variation est plus importante dans le sens négatif de U_y . Cela est dû à l'allongement des câbles de la nappe inférieure se trouvant sur la même direction U_y . Cette forte augmentation est probablement due aux conditions d'appui hyperstatiques (blocage complet des 4 nœuds externes de la nappe inférieure) qui ne sont pas réalisables technologiquement sur un sol marin.

Il est aussi important de noter que dans la même configuration, une barre interne subit un important effort de compression dépassant ainsi la limite de flambement des barres (Fig. 2.50). Les autres configurations de déplacement, dans les directions U_x et U_y , induisent également des variations des efforts internes, relativement moins importantes et à différents degrés, dans l'ensemble des éléments de la structure.

Ces résultats indiquent que la tolérance de position des appuis, du moins numériquement, est assez faible dans certaines directions et doivent donc être pris en compte dans la conception et l'installation des appuis pour limiter ces efforts parasites. La rigidité des appuis qui ne pourra être infinie dans le milieu marin et un système d'ajustement sur les dispositifs d'ancrage devraient pouvoir atténuer ce phénomène.

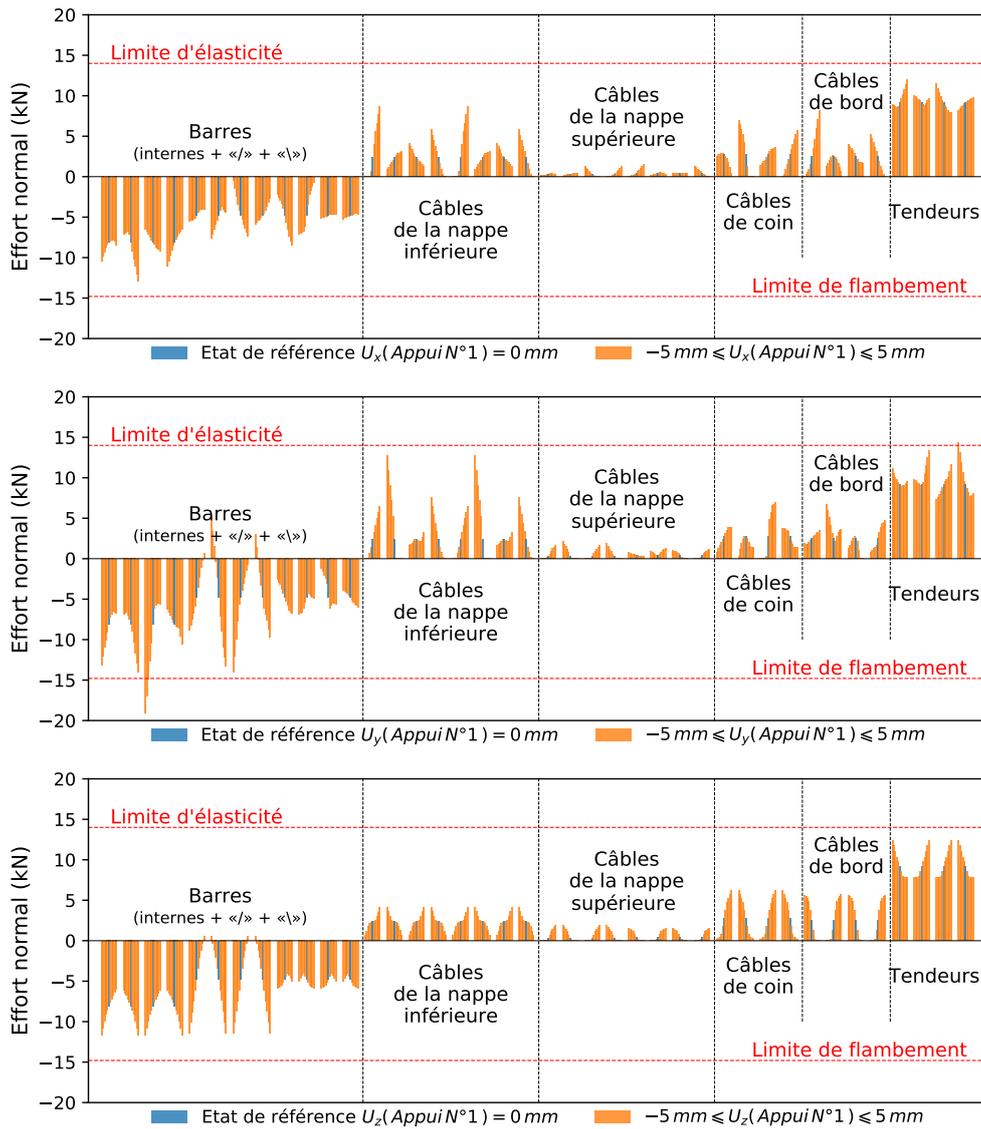


FIGURE 2.50 – Variation de l’effort normal des éléments d’une plateforme 3×3 en fonction de la tolérance de la position de l’appui N°1 dans les 3 directions du repère $OXYZ$.

Pour évaluer l’influence du blocage hyperstatique, nous avons quantifié les réactions d’appui horizontales induites par le blocage des 4 nœuds externes de la nappe inférieure en fonction du chargement et du niveau d’autocontrainte.

Les simulations numériques menées sur cette configuration permettent de distinguer 2 types de réaction horizontale (dans le plan XY) :

- R_1 une réaction due à l’expansion de la structure ;
- R_2 une réaction due à la rotation de la structure.

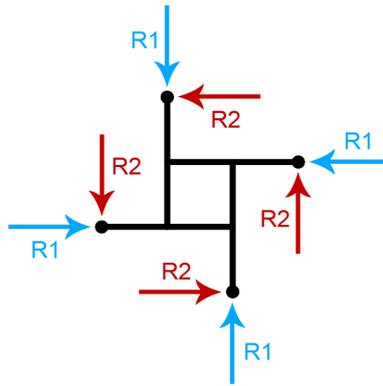


FIGURE 2.51 – Direction des réactions d’appui dans le plan XY .

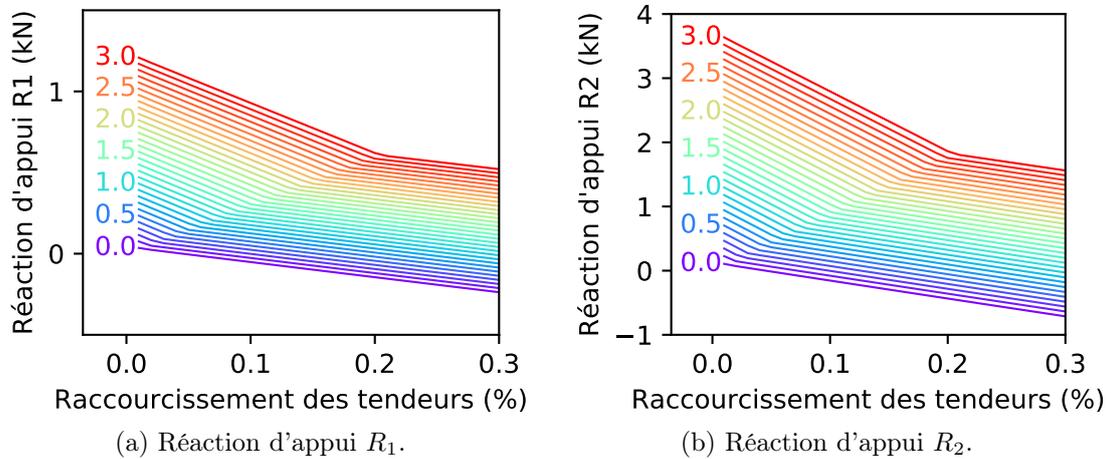


FIGURE 2.52 – Variations des réactions d’appui d’une plateforme de 3×3 soumise à un chargement uniforme variant de 0 à 3 kN/m² (courbe de couleur variable) en fonction du raccourcissement des tendeurs ϵ .

La réaction R_1 peut s’expliquer par le principe de l’écarteur en « V » dont le raccourcissement des tendeurs induit l’écartement des couples de barres se propageant jusqu’aux appuis.

La réaction R_2 est, elle, induite par l’effet de rotation de la cellule interne par rapport aux nœuds externes, ce qui coïncide avec le mécanisme infinitésimal n°3 détecté précédemment. Cette interprétation a été confirmée en quantifiant cette rotation pour le module ou la plateforme : elle est réduite de plus de 80% avec la présence des plaques qui stabilisent ce mécanisme (Fig. 2.53). De plus, la réduction de la réaction R_2 , pour un chargement donné, lorsque ϵ croît peut aussi être interprétée comme la stabilisation du mécanisme par l’autocontrainte.

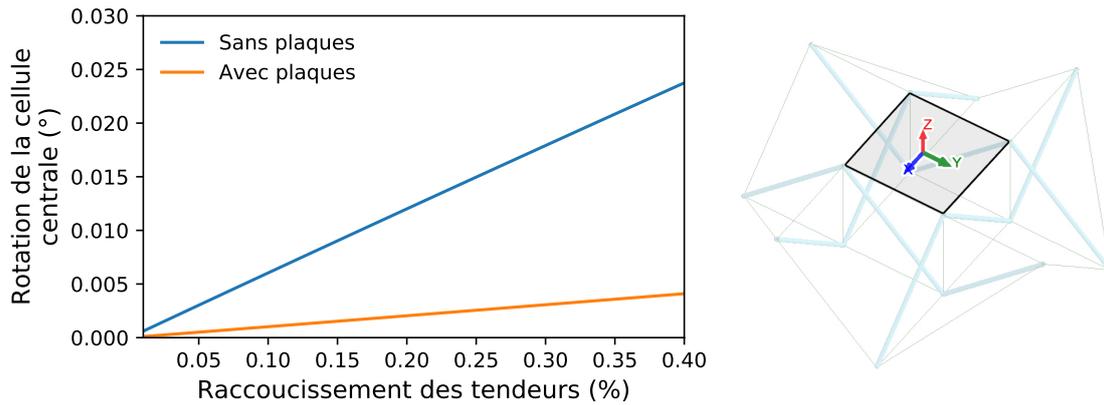


FIGURE 2.53 – Rotation autour de l’axe OZ de la cellule centrale d’un module 3×3 en fonction de l’autocontrainte.

2.1.3 Optimisation structurelle

La réponse structurelle d’une plateforme 3×3 sur 4 appuis externes (N1.2) permet de satisfaire les critères structurels préalablement cités, notamment en termes de rigidité de la nappe supérieure et d’efforts internes développés à travers la structure sur différents cas de charge. Néanmoins, l’assemblage de plusieurs modules rend le comportement des modules interdépendants les uns des autres. Ainsi, une investigation visant à étudier le comportement des plateformes à plusieurs modules s’avère nécessaire. Par ailleurs, comme nous avons pu le voir, la masse des éléments surfaciques, en l’occurrence les plaques en bois, est assez importante par rapport à celle des éléments du module (barres et câbles). Une proposition d’optimisation est présentée dans cette section afin d’essayer de réduire la masse du platelage.

2.1.3.1 Conditions d’appui

Pour une plateforme de 3×3 , le nombre optimal d’appuis garantissant la meilleure performance est 4 appuis, répartis sous les nœuds externes de la nappe inférieure. En revanche, des simulations numériques réalisées sur des plateformes composées de plusieurs modules 3×3 montrent que le nombre d’appuis optimal pour une meilleure performance n’est pas nécessairement un multiple de 4 en raison du joint structurel lié à la modularité. Dans cette section, nous étudions les cas de plateforme de 2 et 4 modules 3×3 , ensuite nous proposons une généralisation pour toute configuration de plateforme de modules 3×3 .

◦ Plateforme de 2 modules 3×3

Dans le cas d’une plateforme composée de 2 modules 3×3 , le réseau de la nappe inférieure est composé de 16 nœuds, donc 16 appuis potentiels. Pour un nombre d’appuis a , il existe $C_{16}^a = 16!/a!$ configurations possibles d’appuis. Cependant,

tous ne garantissent pas la stabilité et la rigidité recherchées. Ainsi, après avoir éliminé les configurations trivialement instables, notamment celles où le schéma des appuis sous la plateforme présente une certaine asymétrie, il s'avère important d'étudier les schémas d'appuis relativement symétriques et les comparer sur la base des mêmes cas de charge et critères de dimensionnement préalablement définis.

Les 3 premiers cas s'intéressent particulièrement aux nœuds externes de la nappe inférieure où les 2 modules sont supportés par tous les nœuds (N2.1). Ce même schéma se retrouve avec un puis deux appuis en moins au niveau de l'interface d'assemblage (N2.2 et N2.3). Quant aux cas N2.4 et N2.5, ils font intervenir un nœud interne par module, avec un total de 6 appuis (Fig. 2.54).

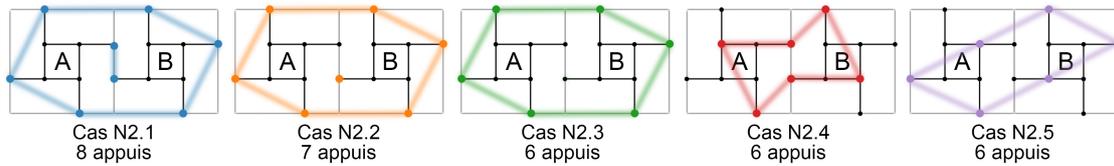


FIGURE 2.54 – Schémas des appuis d'une plateforme de 2 modules 3×3 (vue de dessus de la nappe inférieure).

La comparaison entre les différents cas suivant les déplacements verticaux de la nappe supérieure (platelage) et l'effort normal maximal par famille d'éléments montre que le cas N2.2 est le meilleur compromis, permettant de réduire le nombre d'appuis à 7. En effet, les appuis externes des deux modules permettent de garantir la rigidité et stabilité recherchées de la plateforme tout en restant largement au-dessous des limites d'élasticité et de flambement des éléments. En revanche, l'assemblage de deux modules 3×3 permet d'avoir deux nœuds externes au niveau de l'interface d'assemblage sans pour autant avoir un effet considérable sur les déplacements et les efforts normaux.

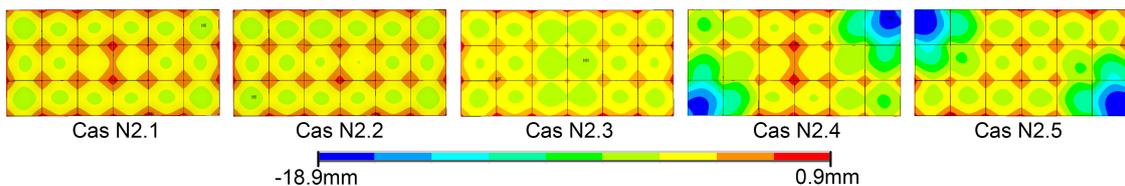


FIGURE 2.55 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 2 modules 3×3 pour différentes configurations d'appuis.

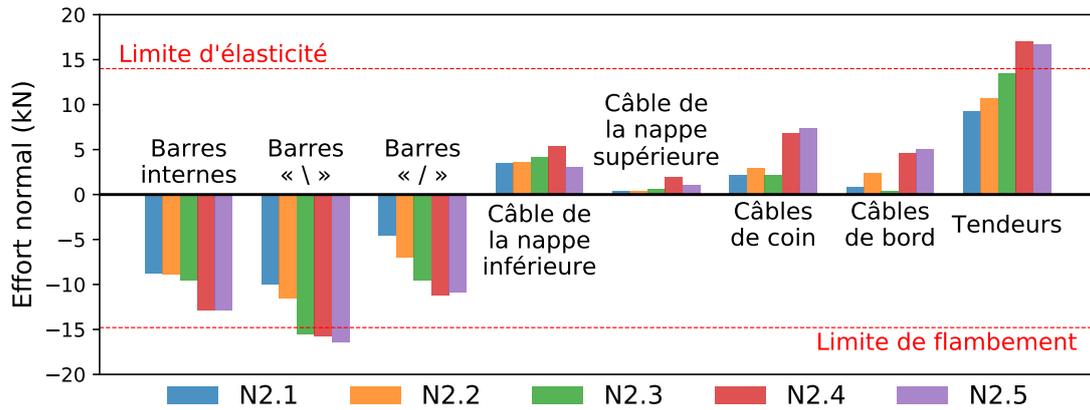


FIGURE 2.56 – Efforts normaux maximaux des différentes familles d’éléments d’une plateforme de 2 modules 3×3 pour différentes configurations d’appuis.

○ **Plateforme de 4 modules 3×3**

Une analyse similaire est menée sur une plateforme carrée de 4 modules 3×3 sous le même chargement (3 kN/m²). Le réseau de la nappe inférieure est constitué de 32 nœuds, ce qui représente $C_{32}^a = 32!/a!$ configurations potentielles pour a appuis. Dans cette section nous comparons 6 configurations d’appuis (Fig. 2.57) potentiellement pertinentes dont celle où tous les modules sont appuyés par 4 appuis externes (N4.1). Nous avons ainsi écarté toutes les autres configurations possibles qui sont trivialement instables. Le choix s’est basé principalement sur une répartition des appuis équilibrée entre les modules.

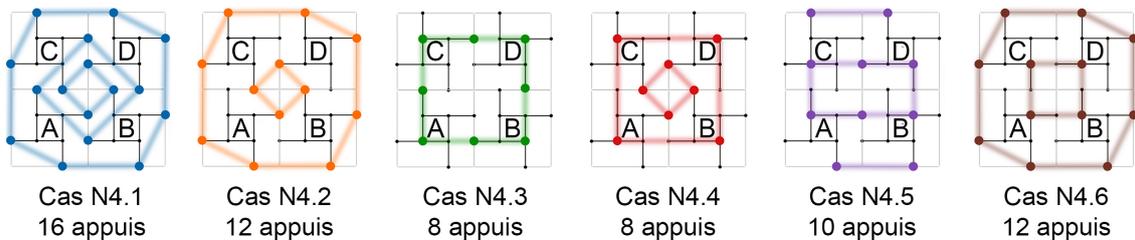


FIGURE 2.57 – Schémas des appuis d’une plateforme de 4 modules 3×3 (vue de dessus de la nappe inférieure).

En termes de déplacements verticaux de la nappe supérieure (Fig. 2.58), les plateformes à 8 appuis, N4.3 et N4.4, subissent des déplacements importants, de l’ordre de -5 cm dans le cas de N4.3, localisés au niveau de la zone centrale de chacun des bords de la plateforme. Tandis que la plateforme à 10 appuis N4.5 subit principalement des déplacements sur les coins d’une de ses diagonales, mais qui restent admissibles. En revanche, les plateformes à 12 appuis et plus, N4.1, N4.2 et N4.6, présentent une nappe supérieure beaucoup plus rigide en termes de déplacements.

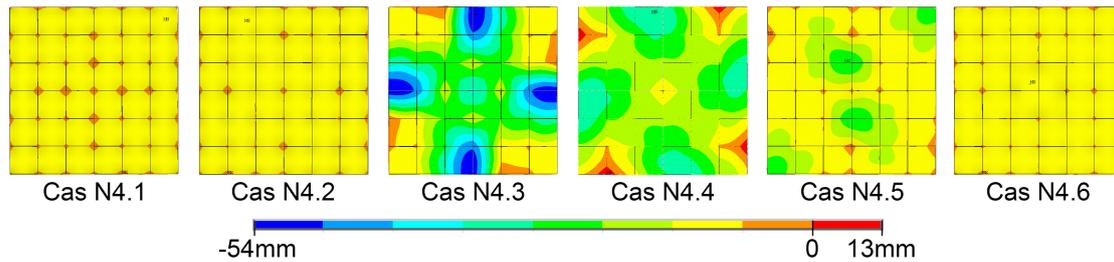


FIGURE 2.58 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d’une plateforme de 4 modules 3×3.

Par ailleurs, du point de vue des efforts normaux, nous constatons que dans le cas de N4.3 la tension maximale dans les tendeurs atteint une valeur deux fois plus importante que la limite d’élasticité (Fig. 2.59). Comparé au cas N4.4, où 4 appuis sur 8 sont disposés de la même manière et les 4 autres sont situés plus proche du centre de la plateforme, la tension maximale s’est légèrement améliorée.

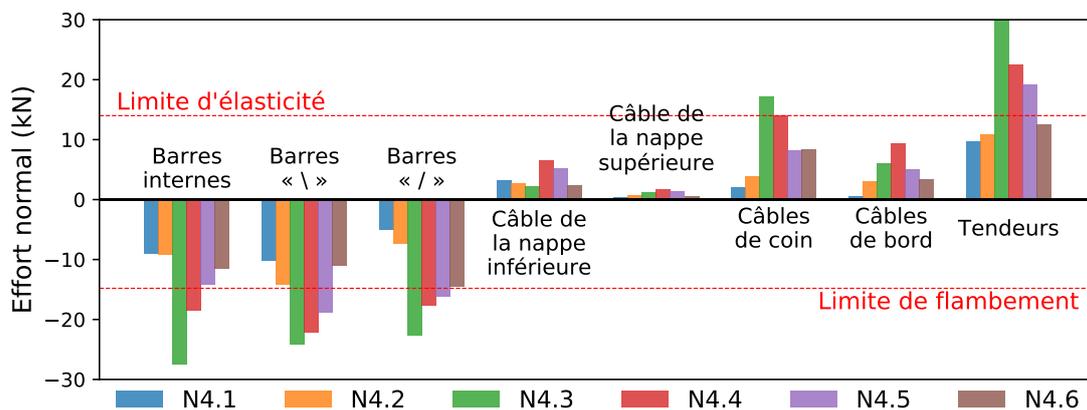


FIGURE 2.59 – Efforts normaux maximaux des différentes familles d’éléments d’une plateforme de 4 modules 3×3.

Ainsi, parmi les 6 configurations étudiées, N4.2 semble être le bon compromis avec 12 appuis pour une surface utile de 36 m².

◦ **Plateforme de plusieurs modules 3×3**

L’étude structurelle des plateformes de plusieurs modules devient plus complexe quand le nombre des modules est élevé. Néanmoins, les études comparatives sur les plateformes de 2 et 4 modules 3×3 ont donné les pistes pour une répartition efficace des appuis entre les modules. Ainsi, les configurations optimales sont celles où chaque module dispose d’au moins 3 appuis parmi les nœuds externes (N1.2), et qu’il y a au moins un appui à l’interface entre chaque 2 modules.

Afin de déterminer les appuis de plateformes à géométrie plus complexe à base de modules 3×3, nous avons élaboré une stratégie d’implantation en plusieurs étapes

permettant de répartir les appuis entre modules. Elle permet aussi de favoriser le choix des appuis apportant plus de stabilité à la plateforme dans le cas où plusieurs choix sont possibles. Par ailleurs, afin d'illustrer les différentes étapes, un cas de figure a été choisi (Fig. 2.60a). La démarche se déroule en 4 étapes :

1. Opter pour des appuis en bord de plateforme (Fig. 2.60b) ;
2. Identifier le nombre de modules voisins (Fig. 2.60c) ;
3. Définir un appui pour chaque interface d'assemblage en se basant sur les 3 règles suivantes (Fig. 2.60d) :
 - choisir en priorité l'interface d'assemblage reliant deux modules avec le minimum de voisins ;
 - définir un appui en priorité sous un nœud du module ayant le moins d'appuis ;
 - dans le cas où les modules ont le même nombre d'appuis on privilégiera les modules ayant le plus d'interfaces d'assemblage.
4. Dans le cas particulier où 4 modules 3x3 forment une sous-plateforme de dimensions 6x6, il est mécaniquement plus pertinent d'adopter les appuis les plus proches du centre de la plateforme, cas (a) de la figure 2.61.

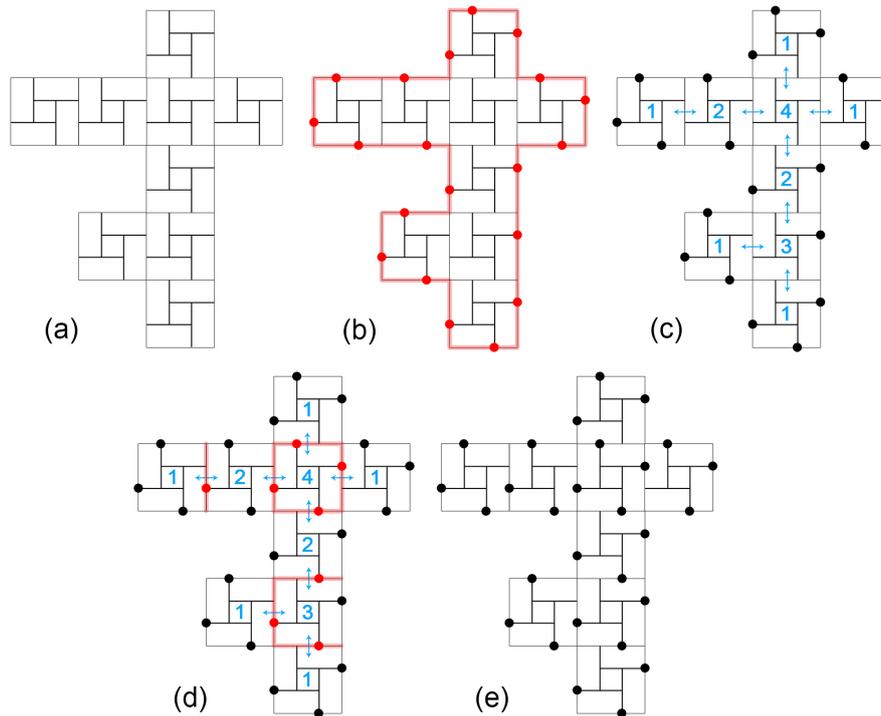


FIGURE 2.60 – Étapes de génération des conditions d'appuis pour un exemple de plateforme de 9 modules 3×3.

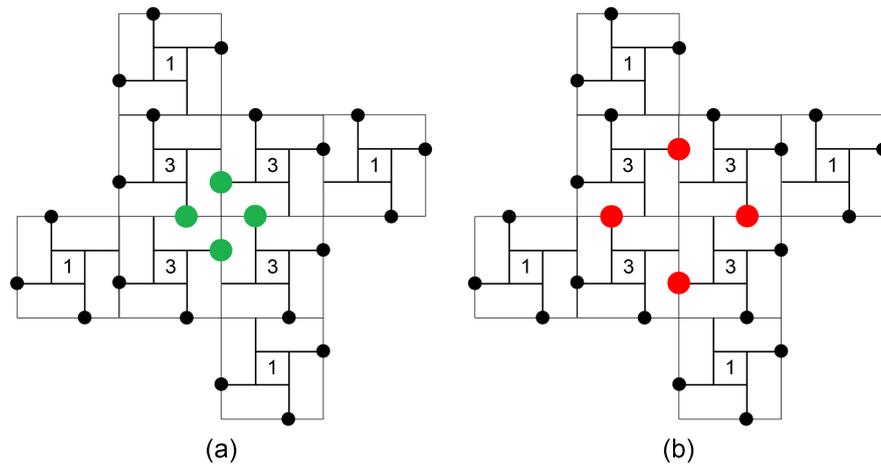


FIGURE 2.61 – Cas particulier d’une plateforme à 8 modules 3×3 dont 4 forment une sous-plateforme de dimensions 6×6.

Le nombre total des appuis à prévoir pour une plateforme à p modules 3×3 peut être exprimé par la formule suivante :

$$A_{p,3 \times 3} = 3p + q \text{ avec } \begin{cases} q = 0 & \text{si la configuration contient une} \\ & \text{sous-plateforme carrée de 4 modules} \\ q = 1 & \text{sinon} \end{cases} \quad (2.19)$$

Enfin, il est important d’analyser et comparer le résultat obtenu par les précédentes étapes au modèle numérique avec les conditions d’appui non optimisées où chaque module de la plateforme est supporté par 4 appuis (N1.2). La comparaison se fait à la fois sur les déplacements (Fig. 2.63) et les efforts normaux dans les éléments (Fig. 2.62)

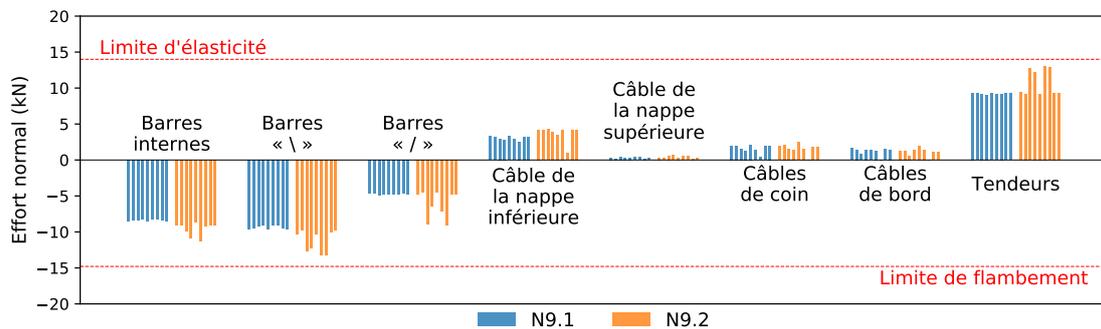


FIGURE 2.62 – Efforts normaux maximaux des différentes familles d’éléments d’une plateforme de 9 modules 3×3 : cas N9.1 (36 appuis) et cas N9.2 (28 appuis).

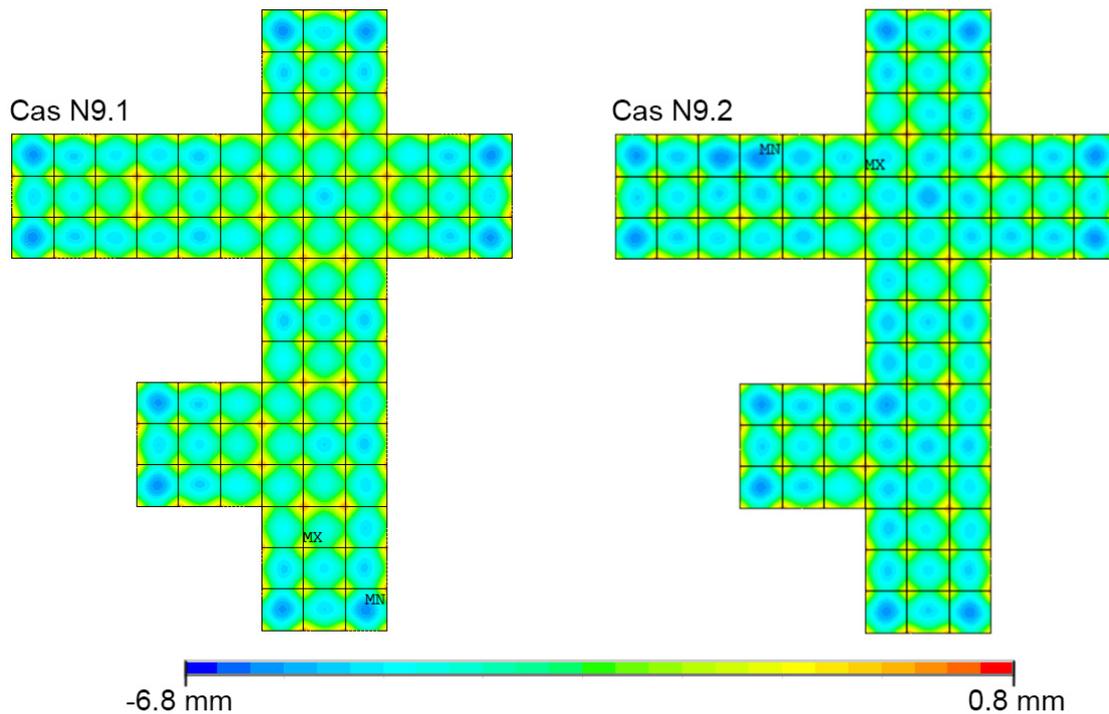


FIGURE 2.63 – Cartographie des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 9 modules 3×3 : cas N9.1 (36 appuis) et cas N9.2 (28 appuis).

Sans perte d'efficacité dans le comportement, la configuration N9.2 permet de gagner 8 appuis par rapport à la configuration N9.1 qui traite les modules de façon indépendante. Cela conforte la stratégie proposée mais n'exempte pas le concepteur d'une vérification au cas par cas.

◦ Interface graphique

Afin de pouvoir exploiter les résultats d'une manière ergonomique, nous avons développé une interface graphique avec les langages HTML et JavaScript qui permet à l'utilisateur de déterminer les appuis optimaux pour une plateforme quelconque.

Dans cette première version de l'interface, l'utilisateur peut générer la plateforme uniquement à base de modules 3×3 (Fig. 2.64). En choisissant les dimensions de la grille qui va contenir l'ensemble des modules de la plateforme (bouton « Réglages »), l'utilisateur peut ensuite activer les cases de la grille correspondant aux modules choisis. L'algorithme prend comme donnée d'entrée les informations saisies et exploite la stratégie d'implantation élaborée dans la section précédente pour positionner les appuis (bouton « Générer »).

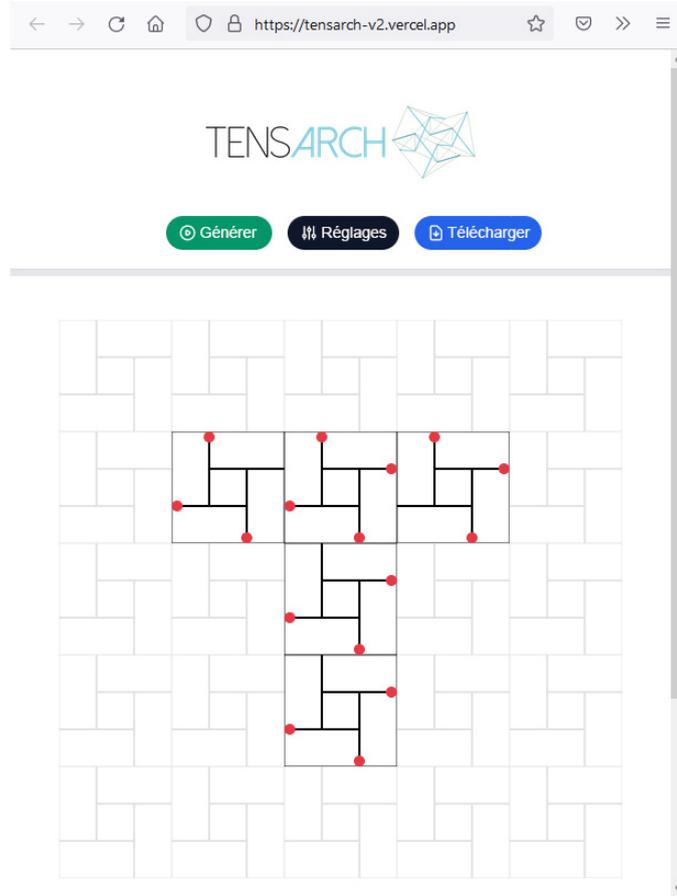


FIGURE 2.64 – Interface graphique pour générer les appuis d’une plateforme quelconque.

◦ Indice de performance

De façon plus générale, et afin d’inclure les cas de plateformes dont les modules ont des géométries différentes, nous avons construit l’indice de performance I_p qui permet de caractériser le comportement d’une plateforme de taille quelconque sous différentes conditions d’appuis [53].

$$I_p = \frac{S}{r_a^\alpha r_u^\beta r_b^\gamma r_c^\delta} \quad (2.20)$$

où les termes représentent respectivement la surface S utile de la plateforme ($n \times m \text{ m}^2$), la proportion du nombre d’appuis utilisés en nappe inférieure r_a et les taux de travail en termes de déplacement r_u , compression dans les barres r_b et traction dans les câbles r_c après analyse du comportement de la structure. Dans cette formule générale les exposants α , β , γ et δ permettent d’ajuster le poids de chacun des rapports. Ainsi, cet indice est inversement fonction du coût structurel par unité de surface utilisable.

Dans le cas où nous donnons 2 fois plus d’importance au nombre d’appuis par

rapport aux autres grandeurs, nous avons $(\alpha, \beta, \gamma, \delta) = (1, 2, 1, 1)$. Le graphe 2.65 récapitule les résultats d'une série d'analyses sous chargement uniforme de 3 kN/m^2 et une autocontrainte de 0.2% , pour différentes géométries de plateforme vérifiant les états limites.

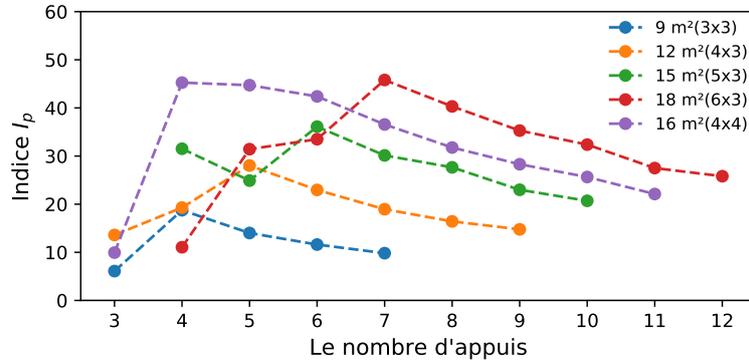


FIGURE 2.65 – Comparaison des indices de performance I_p de plateformes de différentes dimensions en fonction du nombre d'appuis pour $(\alpha, \beta, \gamma, \delta) = (1, 2, 1, 1)$.

On peut déduire dans ce cas de figure que la géométrie 4×4 est plus pertinente pour couvrir une large surface avec un minimum d'appuis.

Devant la difficulté à fixer de manière objective les valeurs des exposants, une autre approche peut être envisagée pour caractériser la performance d'une plateforme en considérant cette fois-ci l'intégrale de tous les facteurs I_p dont les puissances varient de 0 à 1 (Eq. 2.21).

$$\begin{aligned}
 I_p^* &= S \iiint \frac{d\alpha d\beta d\gamma d\delta}{r_a^\alpha r_u^\beta r_b^\gamma r_c^\delta} \\
 &= S \int_0^1 \frac{d\alpha}{r_a^\alpha} \int_0^1 \frac{d\beta}{r_u^\beta} \int_0^1 \frac{d\gamma}{r_b^\gamma} \int_0^1 \frac{d\delta}{r_c^\delta} \\
 &= S \left[\frac{-e^{-\alpha \ln(r_a)}}{\ln(r_a)} \right]_0^1 \left[\frac{-e^{-\beta \ln(r_u)}}{\ln(r_u)} \right]_0^1 \left[\frac{-e^{-\gamma \ln(r_b)}}{\ln(r_b)} \right]_0^1 \left[\frac{-e^{-\delta \ln(r_c)}}{\ln(r_c)} \right]_0^1
 \end{aligned}$$

Ainsi, on obtient la formule suivante :

$$I_p^* = S \frac{\left(\frac{1}{r_a} - 1\right)}{\ln\left(\frac{1}{r_a}\right)} \frac{\left(\frac{1}{r_u} - 1\right)}{\ln\left(\frac{1}{r_u}\right)} \frac{\left(\frac{1}{r_b} - 1\right)}{\ln\left(\frac{1}{r_b}\right)} \frac{\left(\frac{1}{r_c} - 1\right)}{\ln\left(\frac{1}{r_c}\right)} \quad (2.21)$$

En appliquant cet indice aux différentes configurations de plateformes vues au-dessus, l'indice I_p^* suit une tendance semblable à celle de l'indice I_p (Fig. 2.65) en faisant toujours ressortir la plateforme 4×4 à 4 appuis (Fig. 2.66).

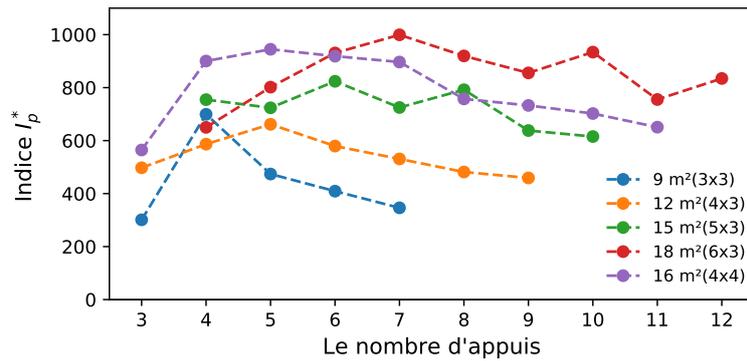


FIGURE 2.66 – Comparaison des indices de performance I_p^* de plateformes de différentes dimensions en fonction du nombre d'appuis.

L'indice de performance I_p est aussi un outil qui permet de comparer la performance mécanique des plateformes ayant la même surface couverte. Pour couvrir une superficie de 27 m^2 (9×3), plusieurs assemblages sont possibles, notamment des assemblages composées de trois module 3×3 , un module 5×3 et un module 4×3 ou encore un module 3×3 et un module 6×3 (Fig. 2.67).

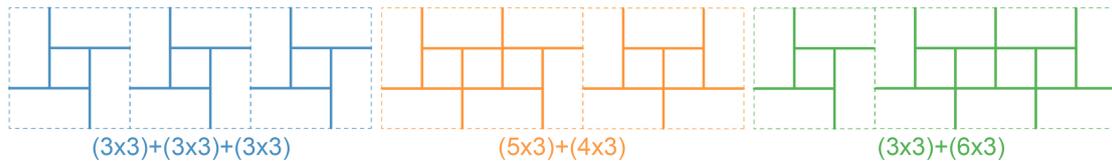


FIGURE 2.67 – Assemblage de plateformes de 9×3 .

La comparaison entre les valeurs d'indice de performance I_p des différentes configurations de plateforme de 9×3 montre que les niveaux de performance sont pratiquement équivalents. Cela est particulièrement vrai pour les configurations $(5 \times 3)(4 \times 3)$ et $(3 \times 3)(6 \times 3)$ dans le cas de 9 et 10 appuis (Fig. 2.68). Par ailleurs, la configuration $(3 \times 3)(3 \times 3)(3 \times 3)$ à 8 appuis semble un bon compromis car tout en gardant un bon indice de performance on reste sur des petits modules facilement manportables.

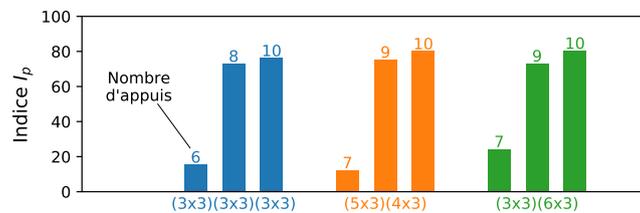


FIGURE 2.68 – Comparaison des indices de performance I_p de plateformes de 9×3 en fonction du nombre d'appuis.

De même, l'application de l'indice I_p^* a une tendance semblable pour 8 appuis

ou plus (Fig. 2.69). En revanche, la configuration $(3 \times 3)(6 \times 3)$ à 7 appuis semble gagner en niveau de performance tout en restant au dessous de la configuration $(3 \times 3)(3 \times 3)(3 \times 3)$ à 8 appuis.

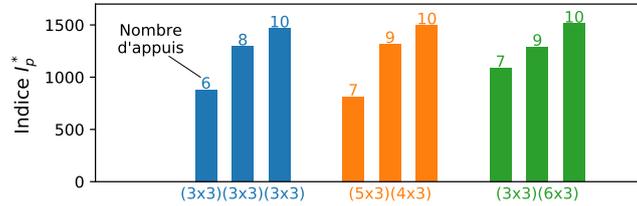


FIGURE 2.69 – Comparaison des indices de performance I_p^* de plateformes de 9×3 en fonction du nombre d’appuis.

o **Effet béquille/appui d’interface**

L’assemblage des modules « Tensarch » permet de faire intervenir des interfaces d’assemblage pouvant éventuellement accueillir des béquilles afin de compléter le réseau de nœuds de la nappe supérieure nécessaire à la fixation des plaques. Dans les coins, le couple de béquilles mises en œuvre peut être rattaché soit aux nœuds extérieurs, soit aux nœuds faisant la jonction entre deux modules (Fig. 2.70a-b).

Il est bien sûr préférable si l’option se présente de privilégier un nœud constituant un appui de la structure. Néanmoins, si deux appuis sont présents, le choix reste possible entre des béquilles extérieures (Fig. 2.70c) ou à l’interface (Fig. 2.70d).

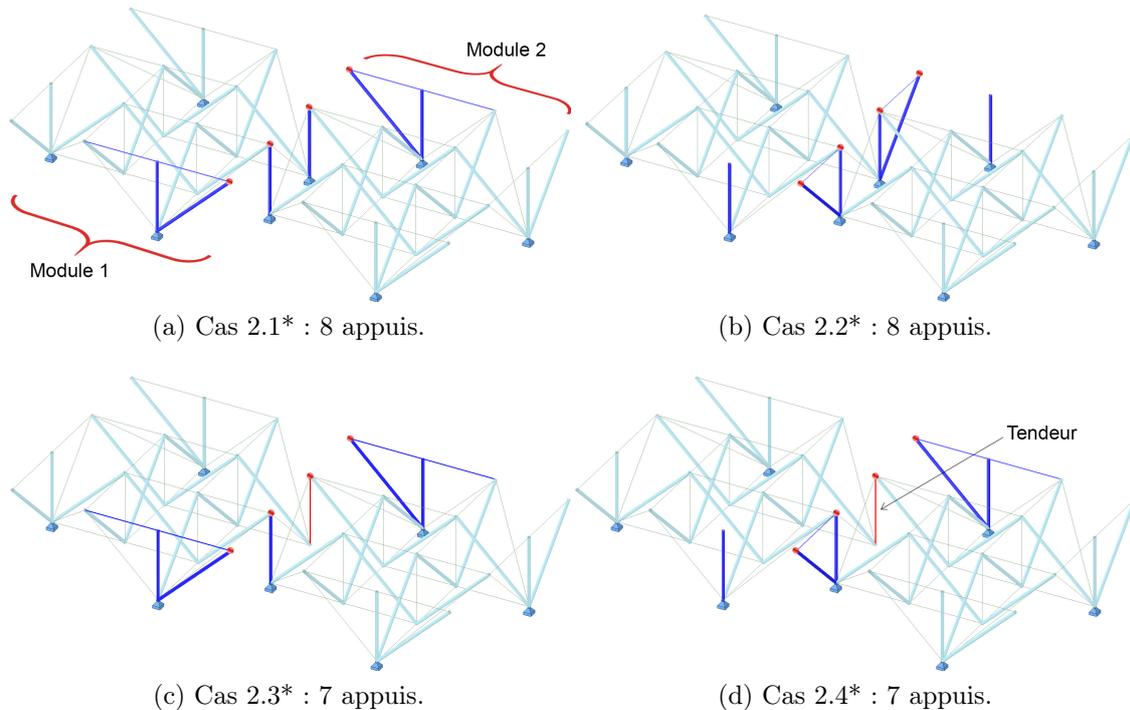


FIGURE 2.70 – Assemblage des béquilles en fonction de la position des appuis.

Les valeurs maximales de l'effort normal des différentes familles d'éléments dans les cas N2.1* et N2.2* sont identiques dans le cas des 2 modules composant la plateforme en raison de la symétrie. En revanche, dans les cas N2.3* et N2.4* certains éléments du module 1 au voisinage de l'appui absent (supprimé en vue d'optimisation) atteignent des valeurs importantes d'effort normal de par la présence du tendeur remplaçant la béquille verticale (Fig. 2.71).

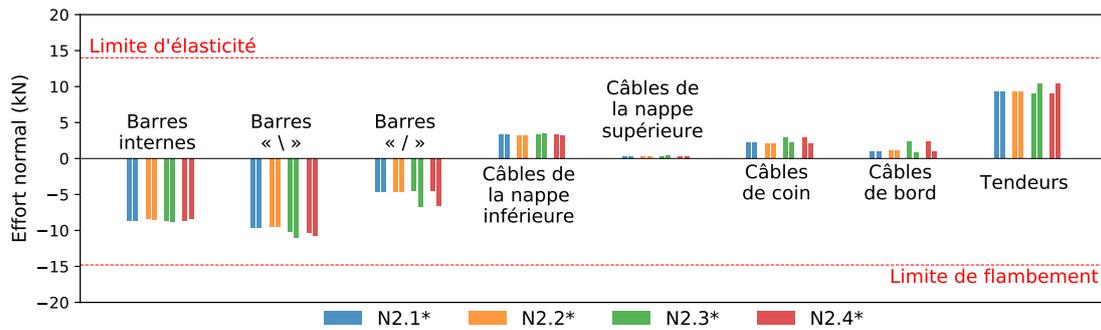


FIGURE 2.71 – Efforts normaux maximaux des différentes familles d'éléments d'une plateforme de 2 modules 3×3 soumise à un chargement uniforme de 3 kN/m² en fonction de la position des béquilles : module 1 (bâton gauche) - module 2 (bâton droite).

Par ailleurs, en termes de déplacements verticaux, les cartographies (Fig. 2.72) montrent que la position des béquilles par rapport aux appuis n'a pratiquement aucun effet sur la rigidité de la nappe supérieure à partir du moment où il y a un appui pour les béquilles à l'interface, notamment dans les cas N2.1* et N2.2*. En absence d'appui, notamment à l'interface dans les cas N2.3* et N2.4*, le tendeur joue le rôle stabilisateur en supplantant l'appui manquant sans conséquence notable sur les déplacements.

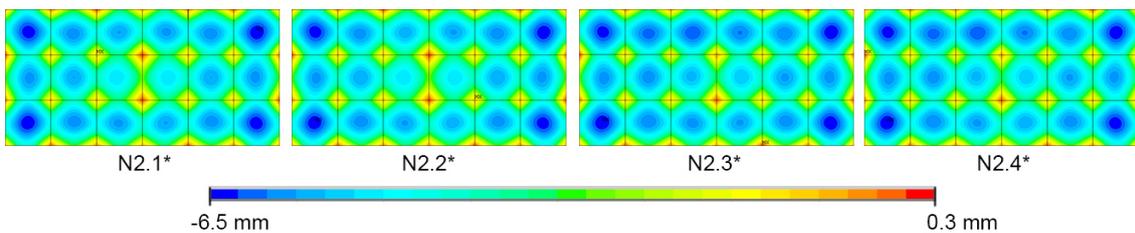


FIGURE 2.72 – Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 en fonction des béquilles.

2.1.3.2 Éléments surfaciques

Les éléments surfaciques permettant la transmission des chargements à la structure porteuse représentent environ 80% de la masse totale de la plateforme. Ainsi, afin d'optimiser leur masse tout en garantissant une performance égale, deux solutions possibles sont explorées conduisant soit à jouer sur la géométrie des plaques

soit à utiliser un système en sous-tension.

○ **Plaque perforée, semi-perforée, nervurée**

Afin d'optimiser la masse des plaques constituant le platelage de la plateforme, il peut être envisager plusieurs solutions sur leur géométrie :

- ajourage des plaques,
- perforations non débouchantes (Fig. 2.73),
- nervurage.

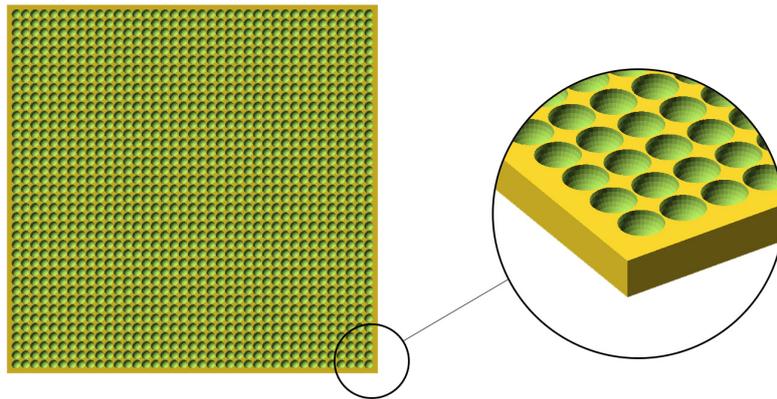


FIGURE 2.73 – Schéma de plaque semi-perforée.

Le choix de l'une des solutions dépendra des possibilités d'usinage ou de moulage permises par les produits disponibles sur le marché (bois ou matériau composite).

○ **Plaque sous-tendue**

Le choix d'une épaisseur pour les plaques est principalement lié à la résistance à la flexion. Une plaque carrée est initialement appuyée uniquement sur ses quatre coins, ce qui induit une flèche maximale au centre de la plaque.

Ainsi, afin d'optimiser l'épaisseur de la plaque tout en limitant sa flèche, il est possible d'envisager des plaques sous-tendues, ce qui consiste à renforcer le réseau d'appuis de la plaque avec un système précontraint composé d'une ou plusieurs barres comprimées dans un réseau de câbles tendus et assemblés aux 4 coins de la plaque (Fig. 2.74).

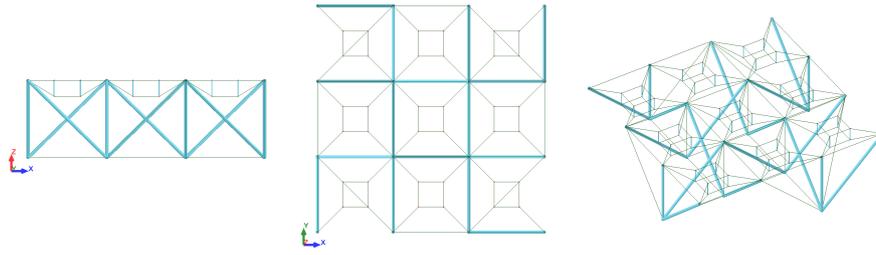


FIGURE 2.74 – Exemple de réseau sous-tendu pour un module 3×3 .

Ce principe permet de rajouter des appuis intermédiaires réduisant ainsi la portée des éléments surfaciques dans les deux directions du plan XY (Fig. 2.75).

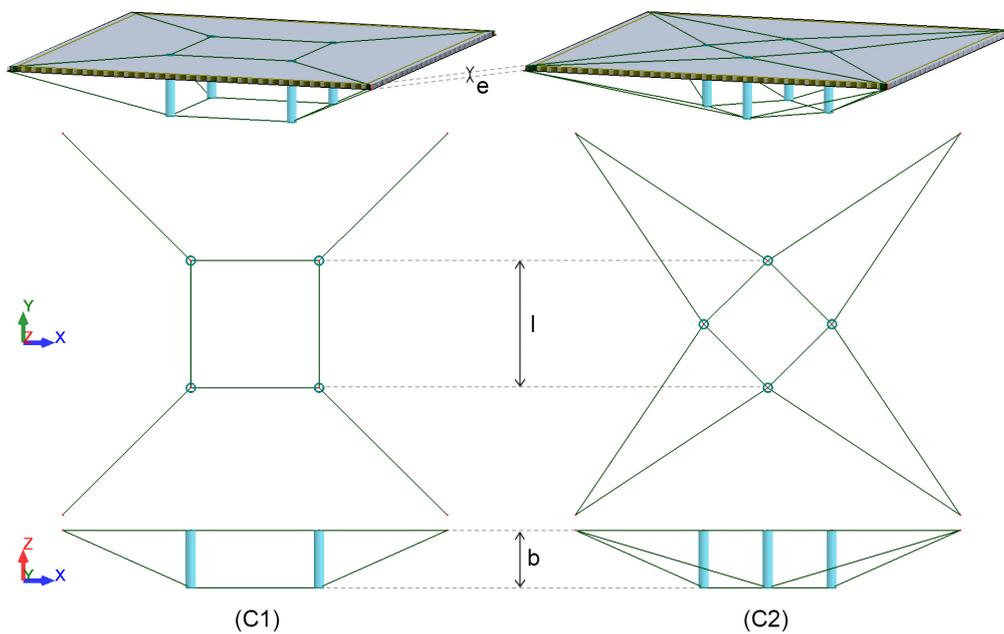
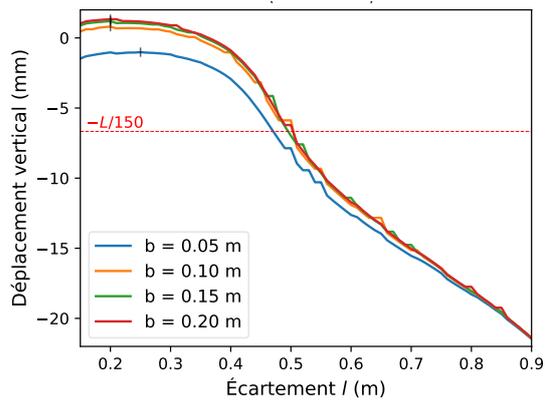
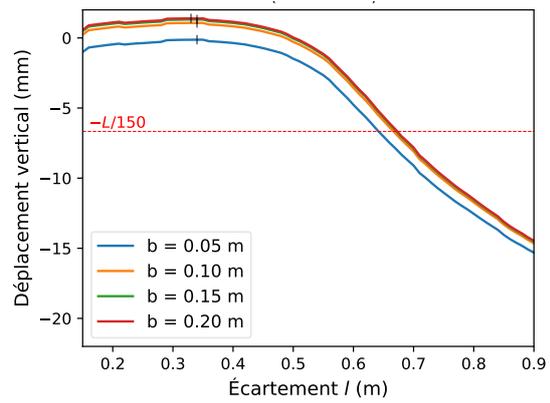


FIGURE 2.75 – Schéma des deux configurations de plaque sous-tendue.

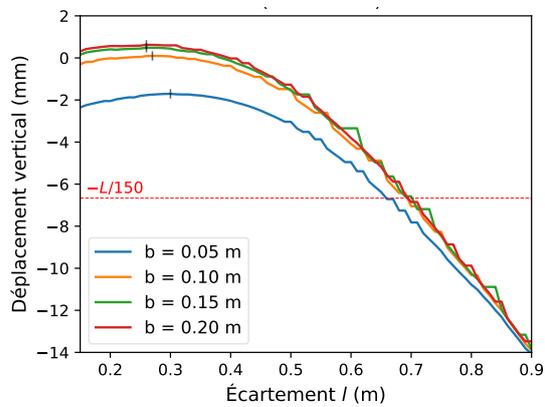
Les simulations numériques ont montré que le maximum de flèche est pour le coup observé sur les bords de plaques (Fig. 2.77 et 2.78), puisque la flèche reste admissible au centre des cellules (Fig. 2.76) pour des espacements de barres compris entre 20 et 40 cm.



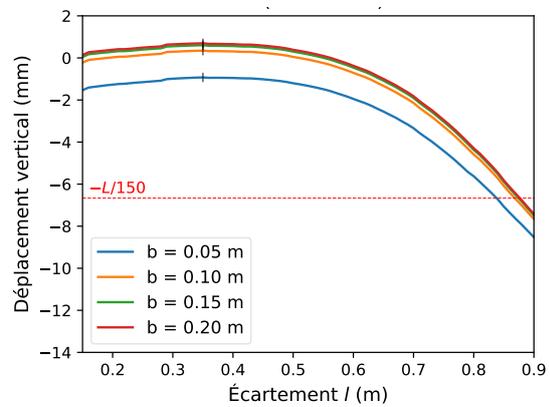
(a) C1 ($e = 5$ mm).



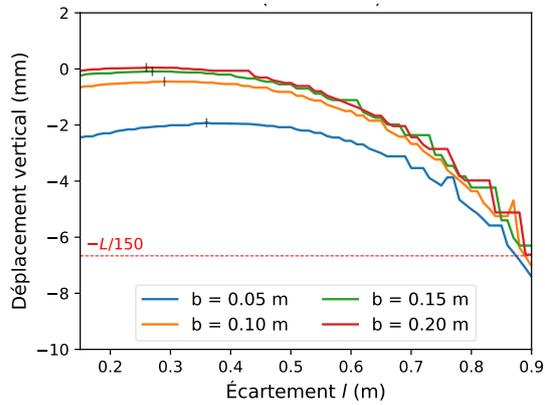
(b) C2 ($e = 5$ mm).



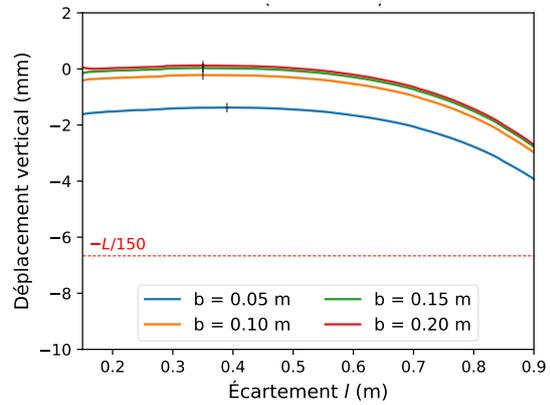
(c) C1 ($e = 10$ mm).



(d) C2 ($e = 10$ mm).



(e) C1 ($e = 15$ mm).



(f) C2 ($e = 15$ mm).

FIGURE 2.76 – Flèche au milieu des deux configurations de plaque sous-tendue.

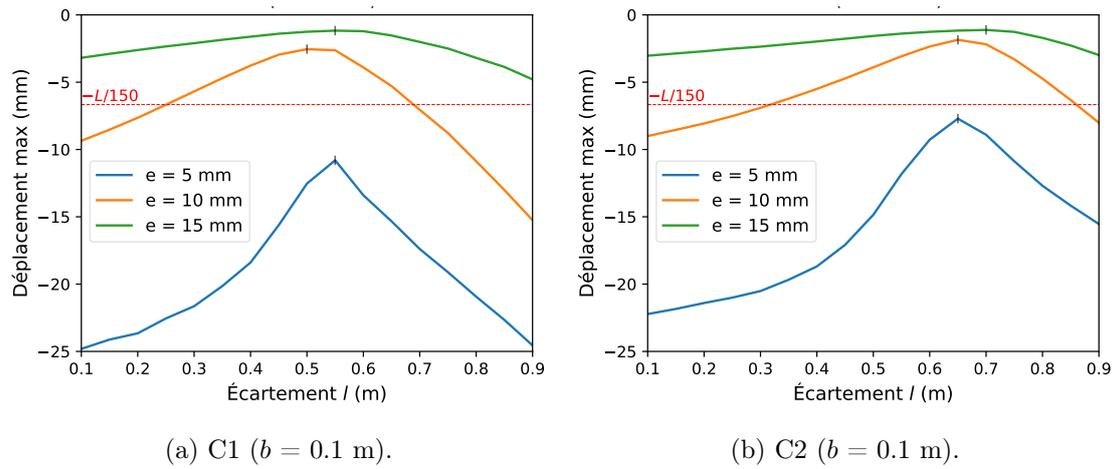


FIGURE 2.77 – Flèche maximale de la plaque sous-tendue dans les deux configurations.

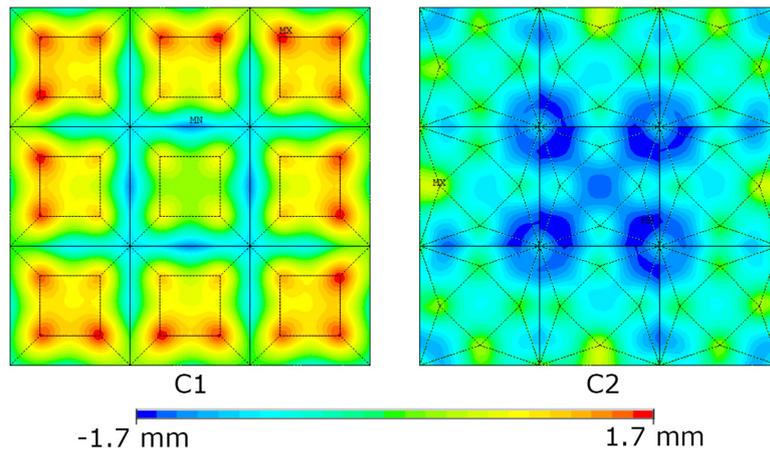


FIGURE 2.78 – Déplacement maximal de la nappe supérieure d’un module 3×3 dans le cas de C1 : ($l = 0.50$ m) et C2 : ($l = 0.66$ m).

2.1.4 Bilan des études sur la solution « Tensarch »

L’ensemble des travaux menés a permis de vérifier que la grille « Tensarch » possédait toute les caractéristiques mécaniques souhaitées pour offrir une solution complète de ponton d’accès à la mer.

Les simulations ont montré que les sollicitations engendrées sous chargement, ainsi que les déplacements induits, restaient dans les limites admissibles pour satisfaire aux critères de dimensionnement donnés par les Eurocodes.

Nous avons proposé une optimisation du nombre et de la géométrie des points d’appui pour des assemblages de modules 3×3 mais qui peut être généralisée pour des tailles de module supérieures.

Des pistes ont été ébauchées afin d'améliorer le rapport rigidité masse des plateformes en réduisant la masse des plaques faisant office de platelage.

Bien sûr ces études restent numériques et doivent être validées en proposant des solutions technologiques permettant la réalisation de démonstrateurs dont le comportement peut être confronté aux modèles EF. C'est ce que nous proposerons dans les chapitres 3 et 4.

2.2 Solution « Biquadruplex »

Les grilles à base de topologie « Tensarch » ne permettant de générer que des formes à base des assemblages rectangulaires, la question du développement de solutions pouvant créer des formes courbes s'est posée.

En combinant le concept de l'écarteur type « V » et des modules de tenségrité simples, abondamment étudiés dans la littérature, nous proposons une première approche pour générer des formes courbes pliables, sur le même principe que vu précédemment.

2.2.1 Modules élémentaires

Parmi les systèmes de tenségrité, les modules à base polygonale de n côtés, possédant n barres et $3n$ câbles ont été les plus étudiés (Fig. 2.79). Ils sont formés de deux nappes reliées par n barres et n câbles. Motro R. [54] a montré qu'un tel module admet un état d'autocontrainte quand le polygone de la nappe supérieure forme un angle θ par rapport à celui de la nappe inférieure, et qui est solution de l'équation 2.22.

$$\theta = \pm \frac{\pi(n-2)}{2n} \quad (2.22)$$

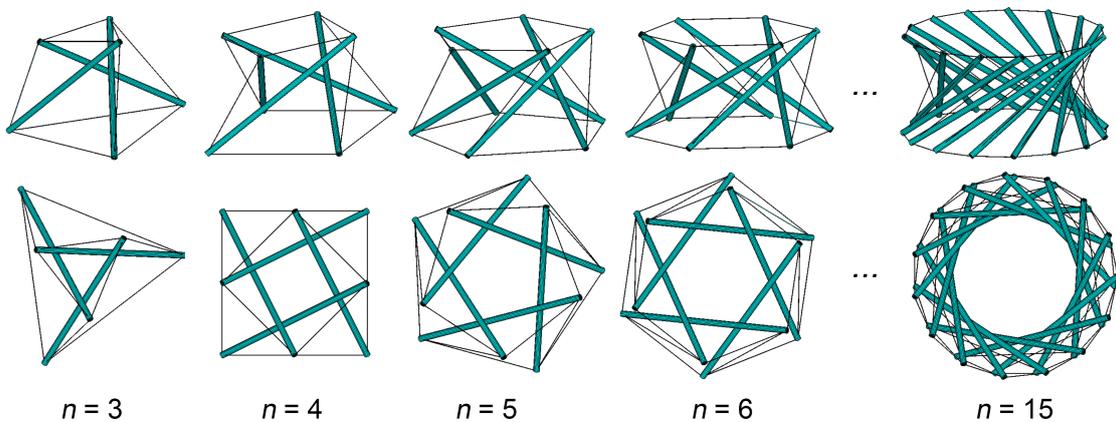


FIGURE 2.79 – Différents modules de tenségrité à base polygonale.

2.2.2 Topologie adaptée

Afin de créer un module élémentaire capable de générer une courbure quelconque, nous avons assemblé deux modules à 4 barres dont la géométrie a été adaptée pour accroître la surface utile de la structure.

La transformation consiste à élargir dans une seule direction la nappe supérieure en allongeant 2 barres de chaque module. En conséquence, les câbles connectés aux extrémités supérieures des 2 barres sont aussi allongés (Fig. 2.80). Nous avons donné à cet assemblage le nom de « Biquadruplex » .

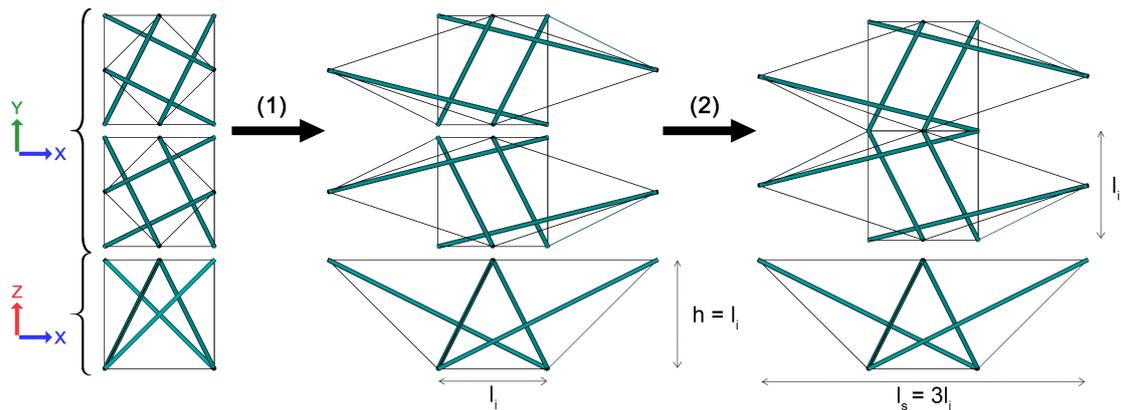


FIGURE 2.80 – Formation d’un module « Biquadruplex » à partir des deux modules élémentaires symétriques : (1) Élargissement de la nappe supérieure - (2) Fusion des deux configurations.

La décomposition des différents éléments permet de distinguer 3 familles (Fig. 2.81) :

- Barres longues et courtes ;
- Câbles de nappe dont la longueur dépend de la nappe ;
- Câbles inter-nappe de longueur dépendant de celles des barres auxquelles ils sont reliés.

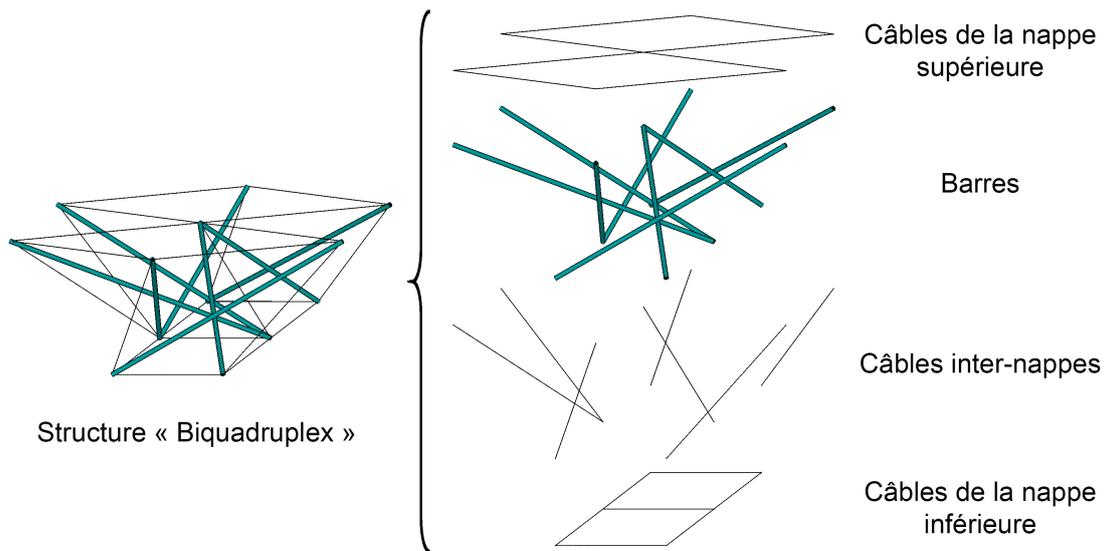


FIGURE 2.81 – Familles d’éléments composant un module « Biquadruplex ».

Afin de former une plateforme à partir de plusieurs module « Biquadruplex », des nœuds aux 4 coins de la nappe supérieure sont nécessaires (Fig. 2.82). Il peuvent être rajoutés, comme dans le cas des plateformes « Tensarch », par des béquilles placées aux extrémités de la plateforme.

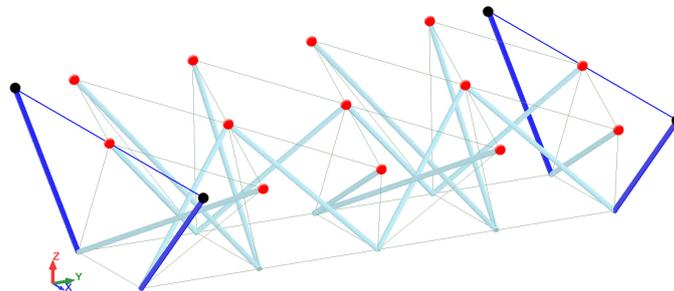


FIGURE 2.82 – Béquilles pour « Biquadruplex ».

Compte tenu de la disposition des nœuds de la nappe supérieure, nous optons pour un maillage triangulaire des plaques partout sauf aux extrémités où les nœuds apportés par les béquilles génèrent un maillage quadrilatéral.

Dans le cas d’une géométrie droite, 2 géométries de plaques sont possibles (1 triangulaire + 1 quadrilatérale) tandis que la géométrie courbée permet de distinguer 5 géométries de plaques (3 triangulaires + 2 quadrilatérales) qui dépendent toutes de la courbure de la plateforme (Fig. 2.83).

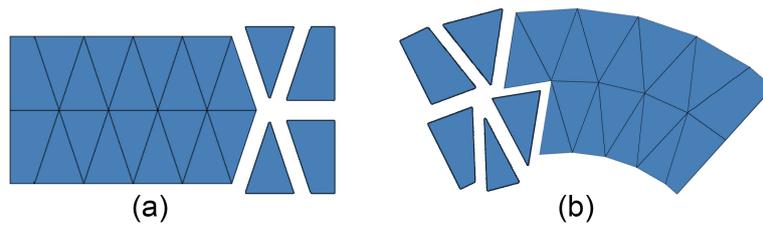


FIGURE 2.83 – Différentes géométries possibles des plaques d’une plateforme « Biquadruplex » (a) droite - (b) courbée.

2.2.2.1 Cinématique du pliage

En l’absence de sollicitations internes, notamment en désactivant les câbles inter-nappe, le pliage du module quadruplex devient possible. La figure 2.84 montre un exemple de trajectoire dans 3 plans des différentes barres du module à l’aide des courbes de Bézier¹.

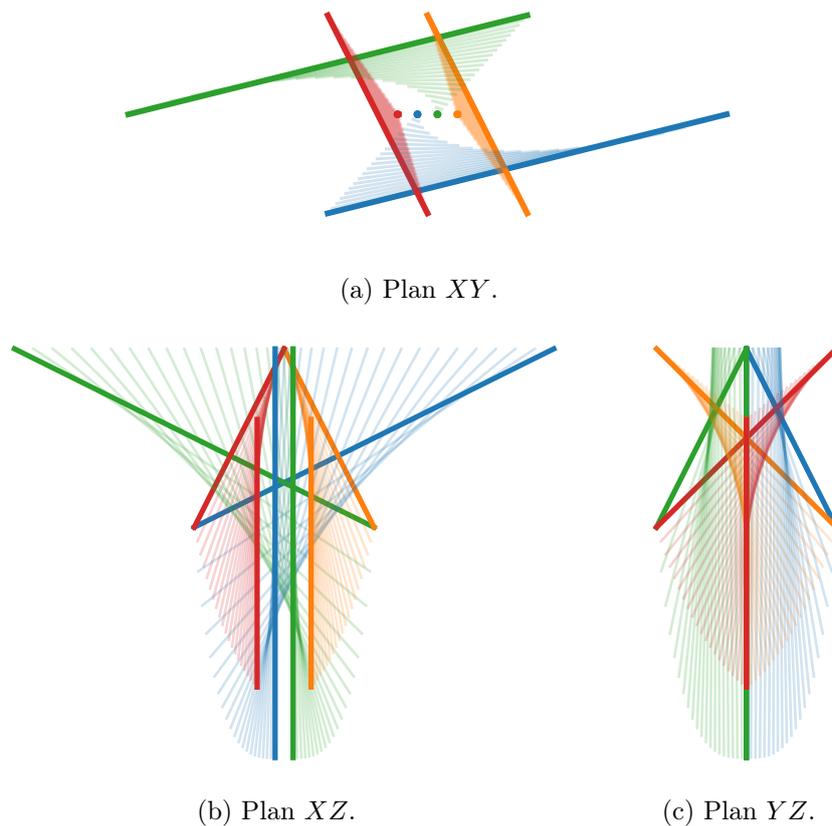


FIGURE 2.84 – Cinématique du pliage d’un seul module quadruplex.

1. Une courbe de Bézier est une courbe polynomiale paramétrique

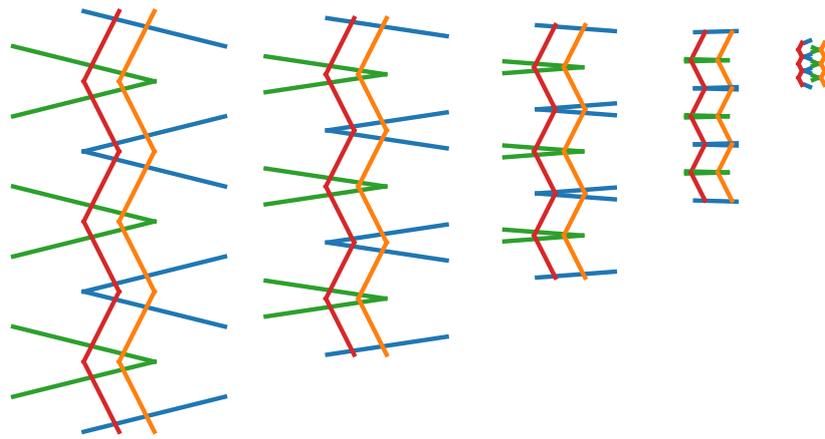


FIGURE 2.85 – Projection des étapes de pliage sur le plan XY .



FIGURE 2.86 – Projection des étapes de pliage sur le plan XZ .

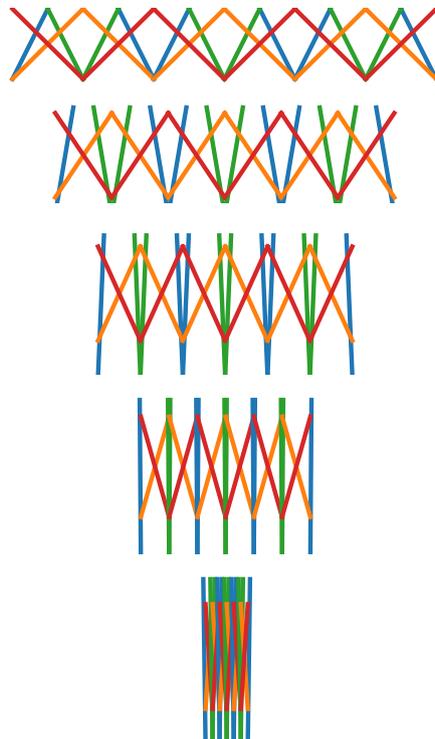


FIGURE 2.87 – Projection des étapes de pliage sur le plan YZ .

2.2.2.2 Courbure

Grâce à la topologie unidirectionnelle du « Biquadruplex », il est possible de créer une courbure dans le plan XY en changeant la longueur des barres et des câbles du module élémentaire.

Afin de garantir une certaine proportionnalité entre les éléments du module « Biquadruplex » courbé, l'angle θ est pris égale à r_0/R avec $r_0 = 1$ m (Fig. 2.88).

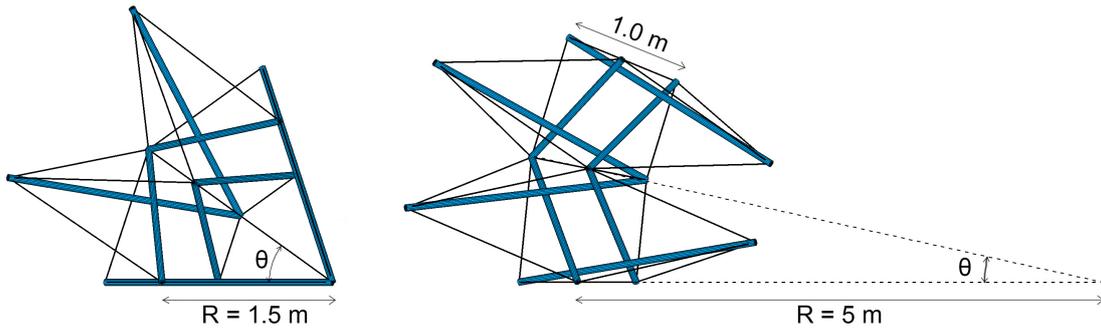


FIGURE 2.88 – Illustration de la courbure d'un module « Biquadruplex ».

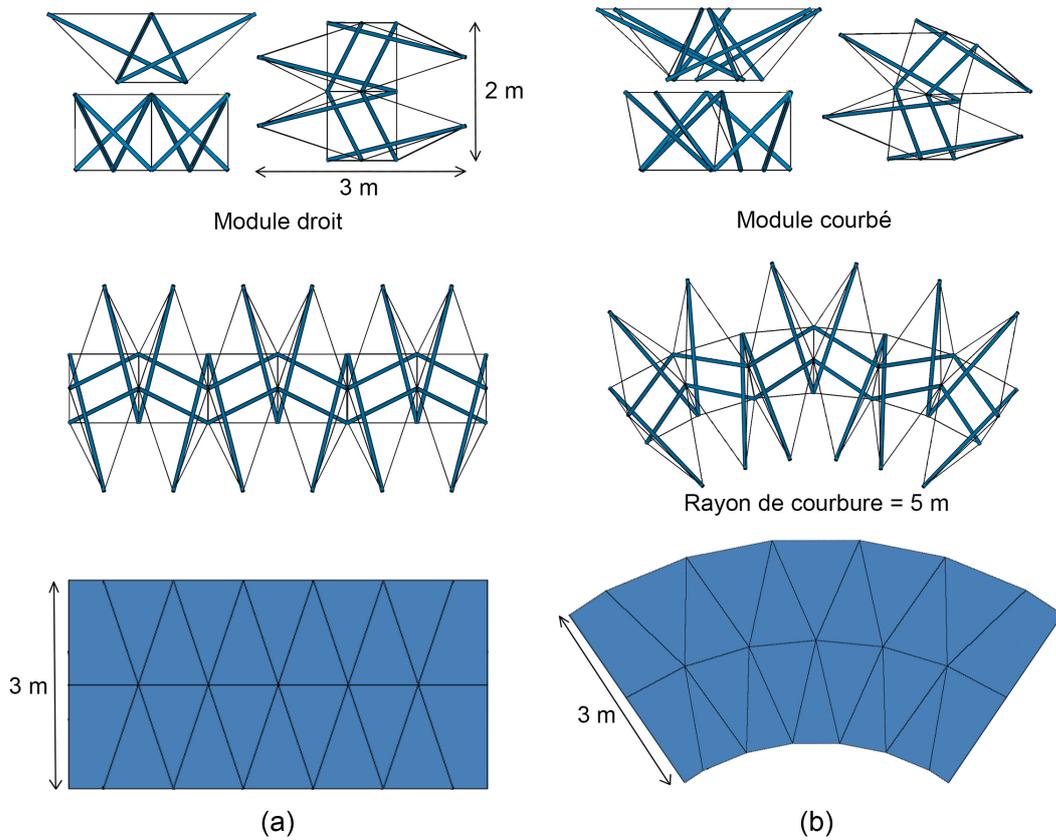


FIGURE 2.89 – Schéma de la composition d'une plateforme « Biquadruplex » : (a) Droite de 18 m^2 - (b) Courbée de 17.5 m^2 .

Les figures 2.90 à 2.94 quantifient les variations des longueurs des éléments en fonction du rayon de courbure de la plateforme. Le taux de variation de longueur par rapport à la configuration droite est également donné à titre indicatif.

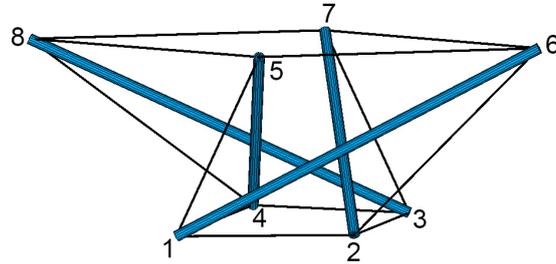


FIGURE 2.90 – Numérotation des nœuds d’un module quadruplex adapté.

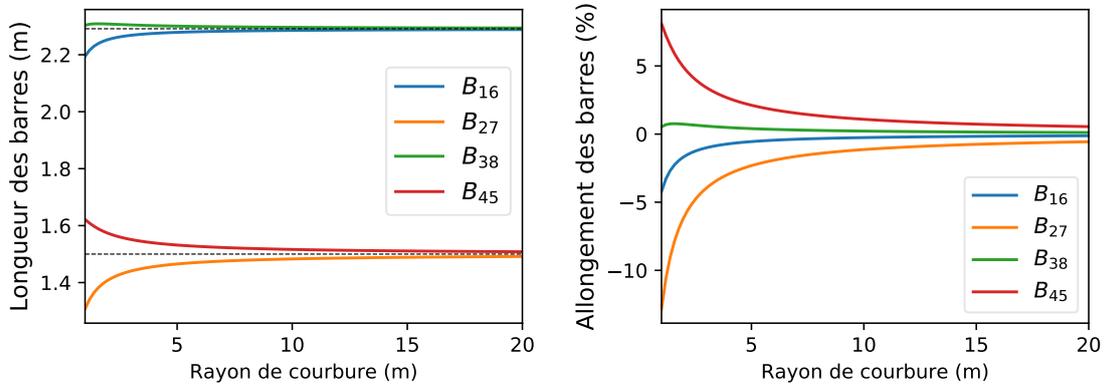


FIGURE 2.91 – Variation de la longueur des barres.

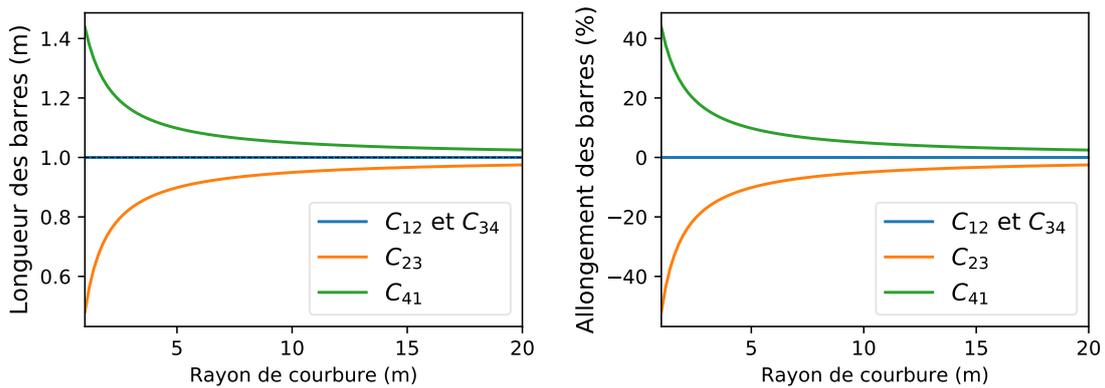


FIGURE 2.92 – Variation de la longueur des câbles de la nappe inférieure.

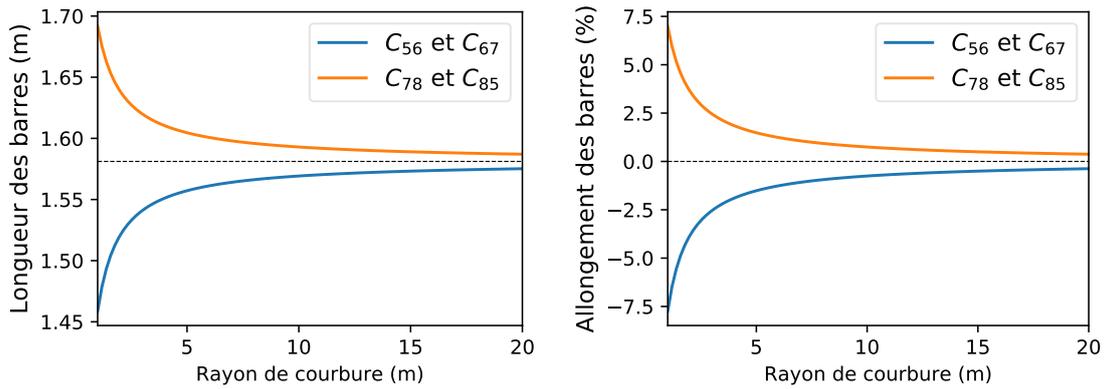


FIGURE 2.93 – Variation de la longueur des câbles de la nappe supérieure.

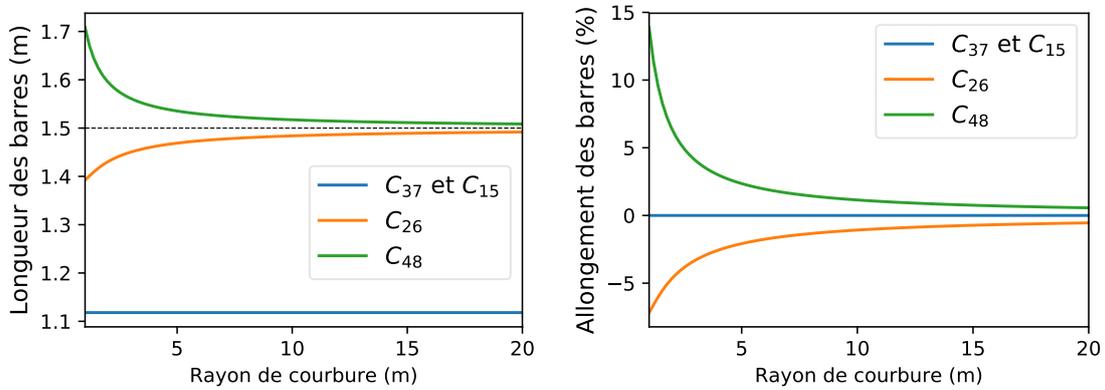


FIGURE 2.94 – Variation de la longueur des câbles inter-nappe.

2.2.3 Étude mécanique

Afin de qualifier le comportement mécanique des plateformes « Biquadruplex » et en vue d'éventuelles réalisations et confrontations avec les résultats expérimentaux, nous avons décidé de garder les mêmes propriétés mécaniques que celles utilisées dans l'étude de la solution « Tensarch » (Tab. 2.1)

La figure 2.95 présente la mise en place de l'autocontrainte d'un plateforme à un seul module « Biquadruplex ».

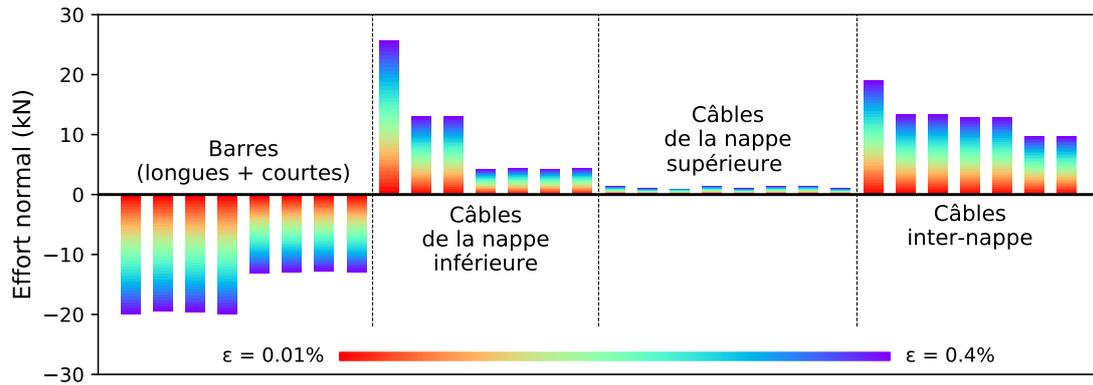


FIGURE 2.95 – Variation de l’effort normal dans un module « Biquadruplex » en fonction du raccourcissement des câbles inter-nappe.

2.2.3.1 Condition d’appuis

Dans le cas d’une plateforme à un module « Biquadruplex », la nappe inférieure dispose de 6 nœuds qui peuvent éventuellement servir d’appui de la structure. Afin de qualifier la rigidité de cette plateforme « élémentaire », nous avons analysé sa réponse à un chargement uniforme de 2 kN/m^2 et d’un raccourcissement des câbles inter-nappe de 0.2% selon 4 schémas d’appui différents (Fig. 2.96).

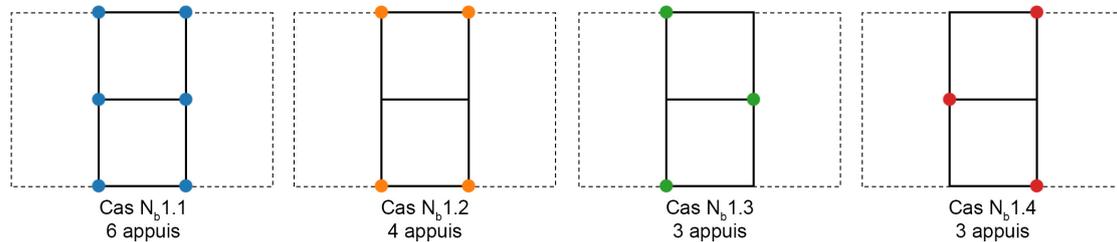


FIGURE 2.96 – 4 schémas d’appui d’un module « Biquadruplex ».

En comparant les résultats des efforts normaux développés dans les éléments (Fig. 2.97), la configuration $N_b1.4$ à 3 appuis se comporte pratiquement comme la configuration $N_b1.1$ à 6 appuis ce qui peut correspondre à un optimum. Par contre, les appuis de $N_b1.3$ (complémentaires à $N_b1.4$) ne sont pas un choix pertinent puisque cette configuration induit des variations plus importantes.

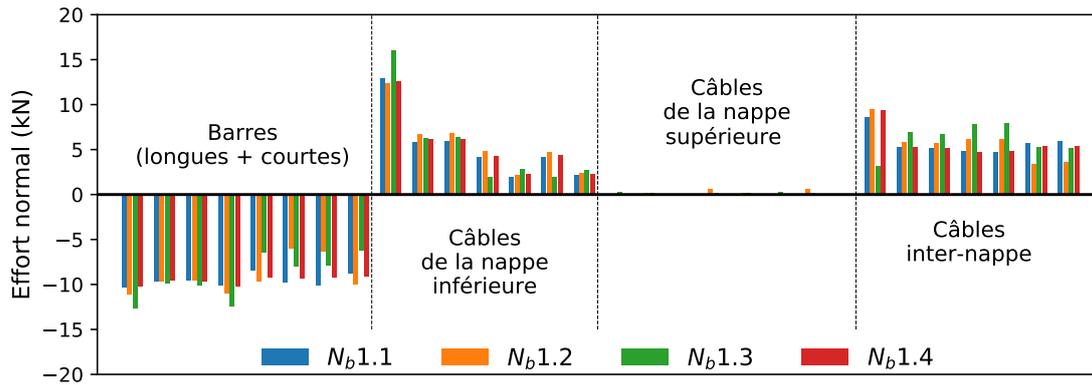


FIGURE 2.97 – Efforts normaux d’une plateforme à un module « Biquadruplex » en fonction de différents conditions d’appui.

En termes de déplacements verticaux, la figure 2.98 montre que le cas $N_b1.3$ est toujours le moins favorable, atteignant des valeurs importantes de déplacement. Par contre, les configurations $N_b1.1$ et $N_b1.4$ offrent pratiquement la même rigidité à la plateforme.

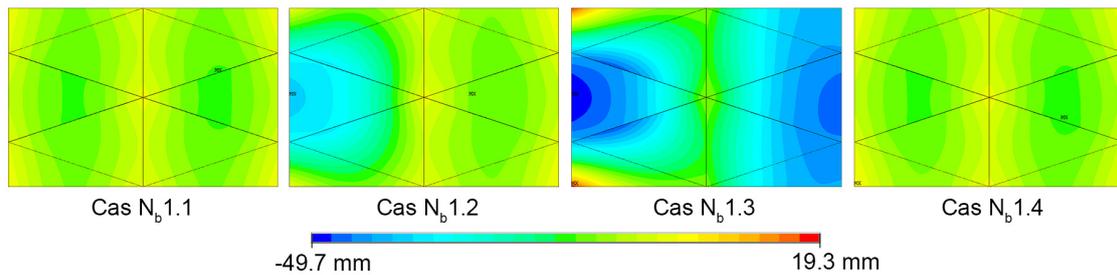


FIGURE 2.98 – Cartographie des déplacements verticaux d’une plateforme à un module « Biquadruplex » en fonction du raccourcissement des câbles inter-nappe.

Au final, la configuration $N_b1.4$ est la plus avantageuse puisque pour un moindre coût (3 appuis seulement) on obtient une rigidité et un niveau de sollicitation satisfaisants.

Par ailleurs, afin de vérifier si un tel comportement peut être généralisé à des plateformes à plusieurs modules « Biquadruplex », nous avons étudié le cas d’une plateforme à 2 modules avec 3 cas de conditions d’appui (Fig. 2.99).

Les mêmes développements sont proposés de la figure 2.99 à la figure 2.101 et ont montré que le choix d’appuis s’inspirant du cas du module isolé $N_b1.4$ pouvait être étendu à de plus grandes dimensions de plateforme.

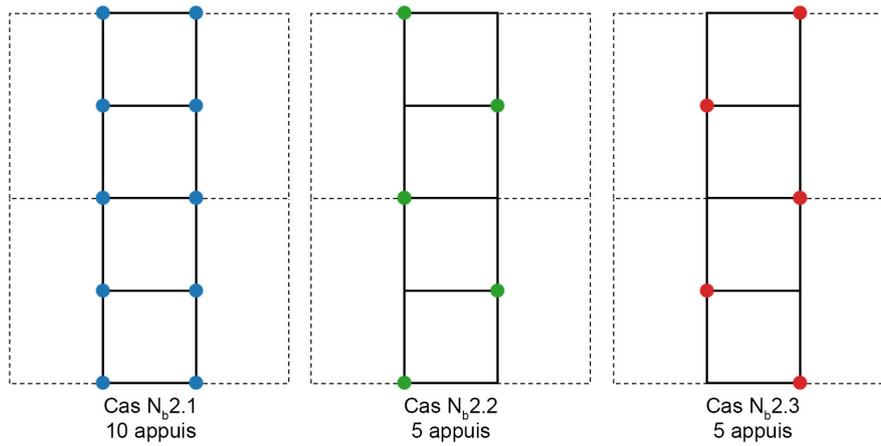


FIGURE 2.99 – 3 schémas de conditions d’appui d’une plateforme de 2 modules « Biquadruplex ».

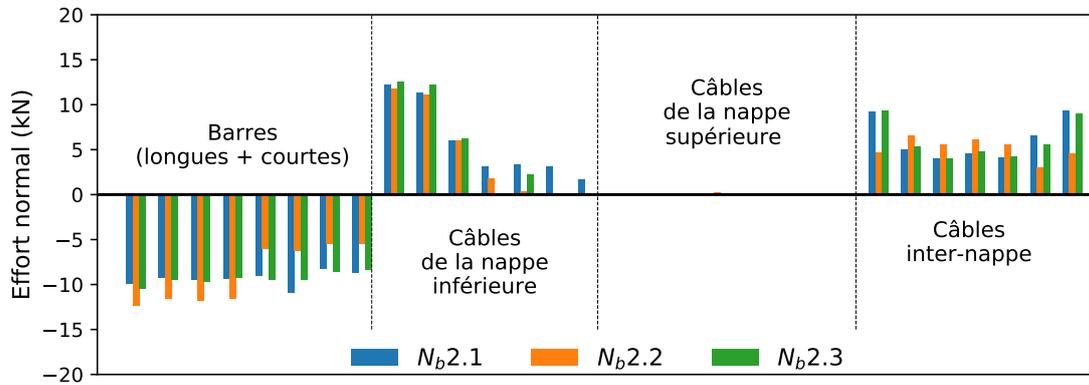


FIGURE 2.100 – Efforts normaux d’une plateforme à 2 modules « Biquadruplex » en fonction de différentes conditions d’appui.

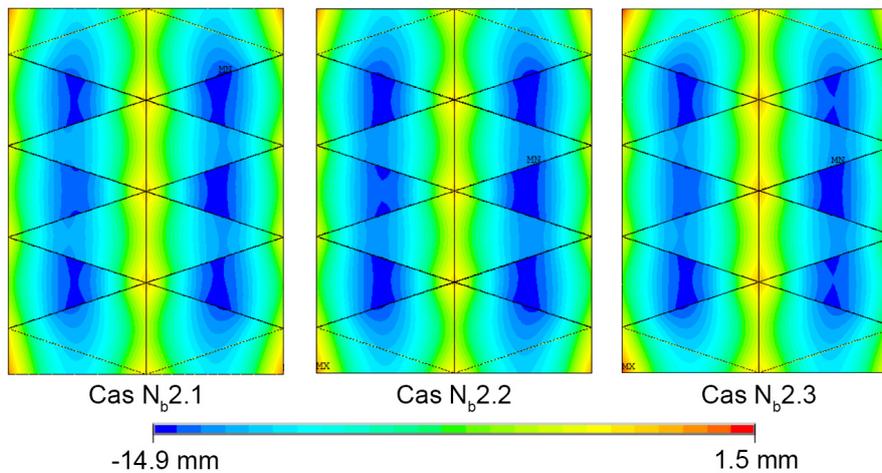


FIGURE 2.101 – Cartographie des déplacements verticaux d’une plateforme de deux modules « Biquadruplex » en fonction des conditions d’appui.

2.2.3.2 Effet de la courbure

Afin d'évaluer l'effet de la courbure sur une plateforme « Biquadruplex » avec des conditions d'appui semblables aux cas $N_b1.4$ et $N_b2.3$, des études structurales ont été menées pour 4 valeurs de courbures (5, 10, 20 et 100 m).

On constate que les efforts normaux sont pratiquement stables (Fig. 2.102) alors que la courbure peut amener une dissymétrie des déplacements, tout en restant du même ordre pour les valeurs maximales (Fig. 2.103).

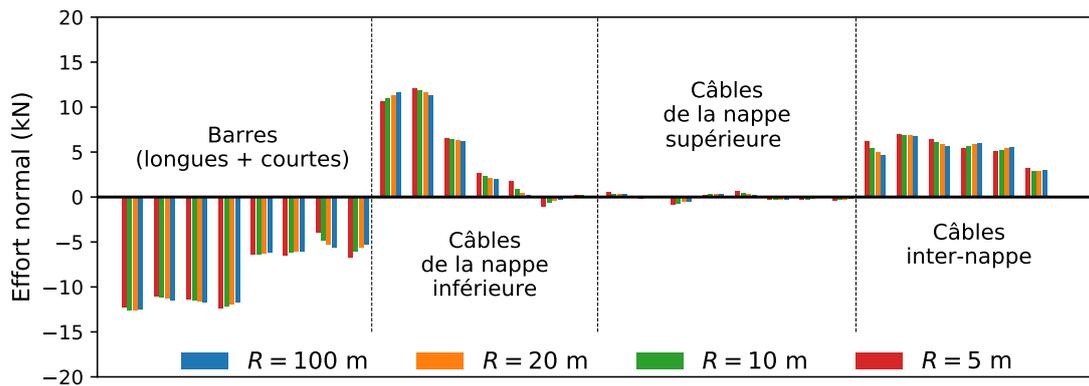


FIGURE 2.102 – Efforts normaux d'une plateforme à 4 modules « Biquadruplex » en fonction du rayon de courbure.

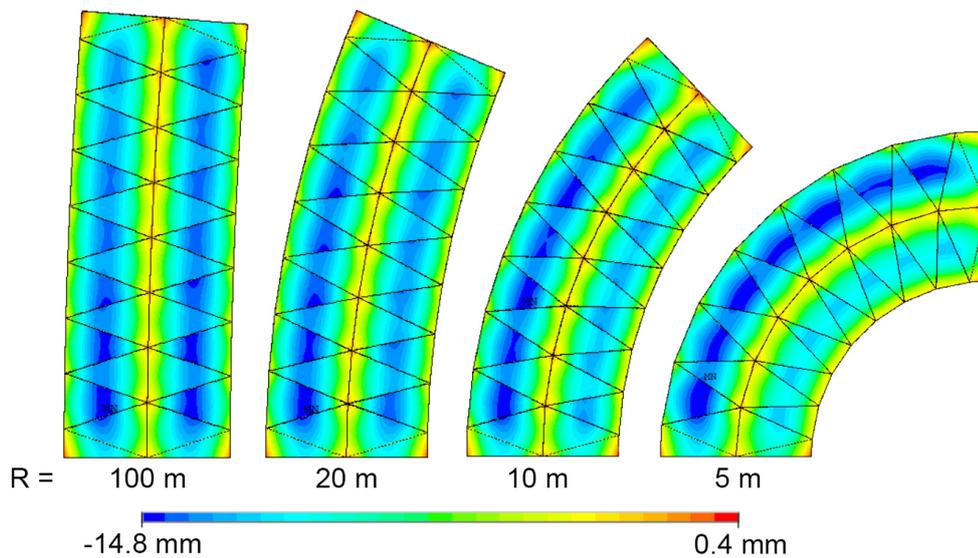


FIGURE 2.103 – Cartographie des déplacements verticaux d'une plateforme à 4 modules « Biquadruplex » en fonction du rayon de courbure.

2.2.4 Perspectives de développement

Une première maquette du concept « Biquadruplex » a été réalisée en impression 3D (Fig. 2.104) permettant de valider le concept.

Néanmoins, la conception des nœuds s'avère plus complexe que dans le cas d'un module « Tensarch » où le pliage s'opère suivant des plans verticaux.

Les longueurs d'éléments très disparates sont aussi un élément qui peut être un frein pour offrir une solution simple d'assemblage. Enfin, les longueurs importantes de barres incitent à explorer des solutions où, pour des raisons d'encombrement, les barres les plus longues pourraient être assemblées à partir de tronçons.

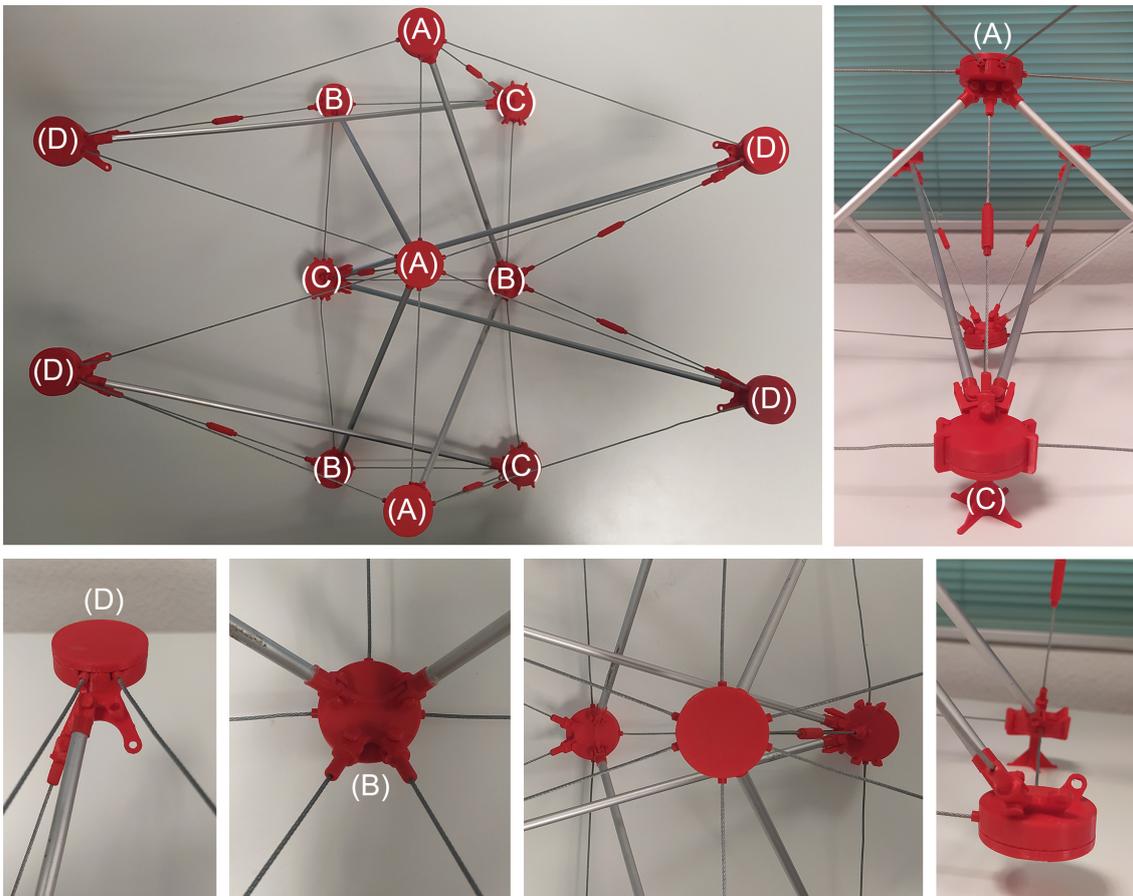


FIGURE 2.104 – Maquette imprimée en 3D d'un module « Biquadruplex ».

Chapitre 3

CONCEPTION MÉCANIQUE

Sommaire

3.1	Conception 3D et maquetage	103
3.2	Prototypage	108
3.2.1	Câbles	108
3.2.2	Barres	109
3.2.3	Nœuds	110
3.2.4	Interfaces	114
3.2.5	Fabrication	117
3.2.6	Estimation de la masse	119

La conception mécanique permet à partir du cahier des charges élaboré en amont, de répondre aux différentes exigences techniques, esthétiques et pratiques d'un projet. C'est le support technique et fonctionnel qui doit être respecté lors de la conception.

Pour les solutions que nous souhaitons développer, dans un premier temps, la conception 3D sur le logiciel CREO ¹[55] permet la réalisation de maquettes par impression 3D afin de tester les fonctionnalités des différents éléments.

Tous les soucis qui ont pu apparaître à cette étape, liés au facteur d'échelle ou non, sont alors corrigés dans l'étape suivante de conception qui consiste en l'édition de dessins de définition. Enfin, la fabrication peut être lancée en vue de l'assemblage de prototypes.

3.1 Conception 3D et maquetage

Grâce à leur topologie, les structures « Tensarch » offrent une performance mécanique remarquable, notamment une surface d'utilisation rigide et stable, mais

1. Outil de conception assistée par ordinateur

également d'autres aspects techniques et esthétiques comme la modularité, la légèreté, le pliage et la transparence. Cela ne pourrait être possible sans les corps de nœud de la structure qui sont tous distribués entre les deux nappes. Afin d'assurer l'ensemble de ces fonctionnalités, la conception des nœuds doit tenir compte de l'ensemble du cahier des charges. Ils doivent notamment :

- garantir la convergence et la transmission des efforts à l'état déployé ;
- inclure des articulations permettant le pliage/déploiement ;
- permettre l'assemblage avec d'autres modules ;
- pouvoir accueillir des éléments plaques ;
- accueillir des éléments béquilles ;
- servir d'appuis potentiels ;
- garantir un assemblage pratique et rapide.

Un module « Tensarch » de $n \times m$ cellules est composé de $2(nm - 1)$ nœuds occupant des positions différentes. Cependant, grâce à la symétrie structurelle que présente la topologie « Tensarch », l'incidence et le nombre d'éléments pris en charge par chacun des nœuds, il est possible de ramener le nombre de nœuds à 3 principales familles (Fig. 3.1) :

- *Nœuds internes* : nœuds du réseau intérieur de nappe ;
- *Nœuds de bord* : nœuds du bord quand au moins l'une des dimensions du module est supérieure ou égale à 4 ;
- *Nœuds de coin* : nœuds situés aux 4 coins de chaque module.

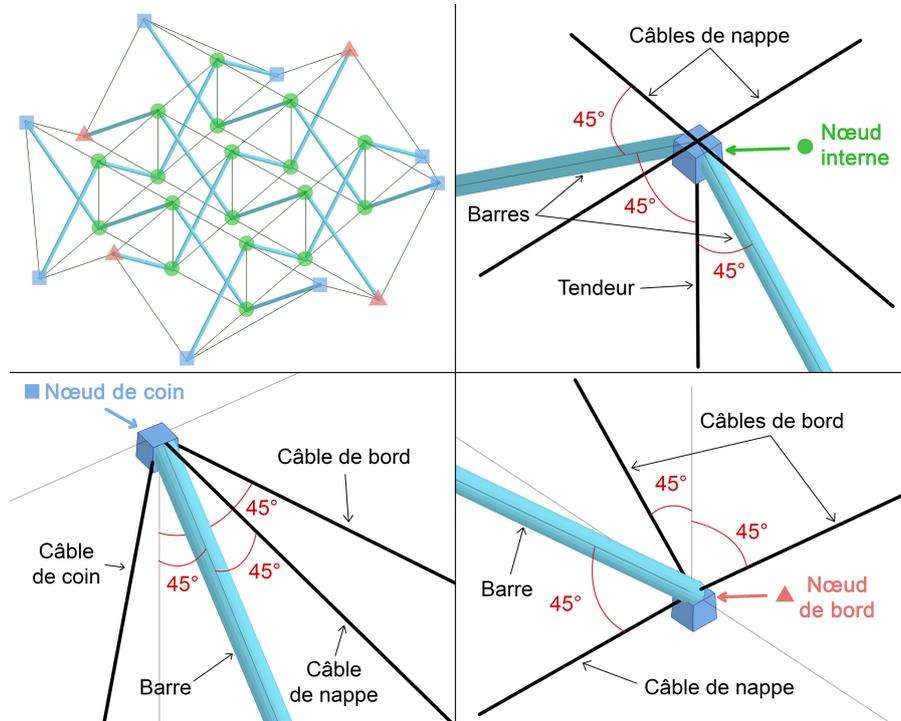


FIGURE 3.1 – Différentes familles de nœuds d'un module 4×4 : Nœud interne (cercle) - Nœud de bord (triangle) – Nœud de coin (carré).

Afin d'appréhender le fonctionnement de ce système, notamment le pliage et le déploiement, une première approche consiste à réaliser une maquette ou un prototype à petite échelle (Fig. 3.2) en prenant en compte les fonctionnalités des différents composants, en particulier les nœuds.

Pour cela nous nous sommes servis d'une imprimante 3D Ultimaker²⁺ utilisant du filament PLA¹ à des températures entre 195 et 240 °C. Les composants sont conçus sur le logiciel CREO et imprimés par couches de 0.15 mm avec un taux de remplissage de 30%.

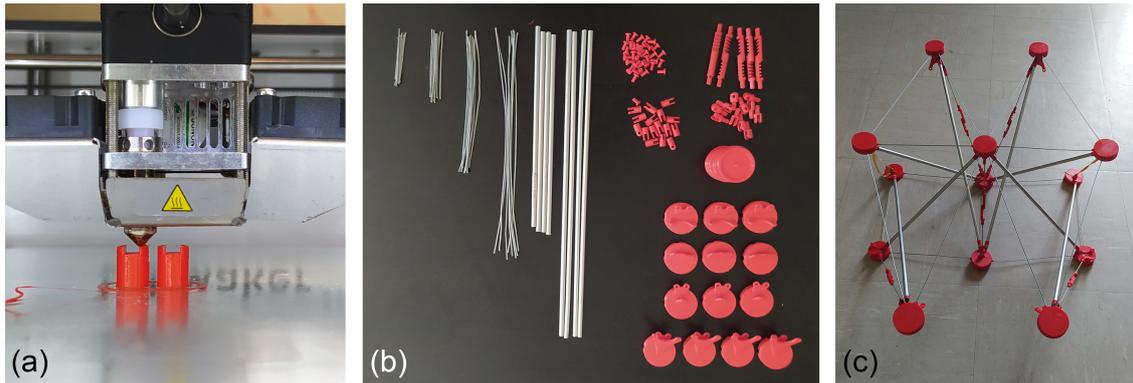


FIGURE 3.2 – Étapes de réalisation d'une maquette : (a) Impression des pièces - (b) Découpe et collage des chapes - (c) Assemblage.

o Structure porteuse

La réalisation d'une maquette à petite échelle nécessite la conception des nœuds spécifiques dépendant de la taille de la maquette, du type d'assemblage et d'articulations, et aussi de la rigidité du matériau utilisé pour l'impression. De même, pour les câbles et barres, leurs diamètres ne sont pas nécessairement proportionnels à celui des nœuds, la conception de chapes adaptées est ainsi nécessaire. Ces dernières sont fixées aux extrémités des éléments par collage.

Dans le cas de la topologie « Tensarch », une maquette d'un module 3×3 (Fig. 3.3) est réalisée à partir de câbles de 1.2 mm de diamètre et de barres de 6 mm de diamètre externe. Des interfaces démontables sont également conçues pour le maintien de plaques en polystyrène extrudé de 5 mm d'épaisseur.

1. Acide polylactique est un matériau (plastique) naturel et biodégradable composé d'amidon.

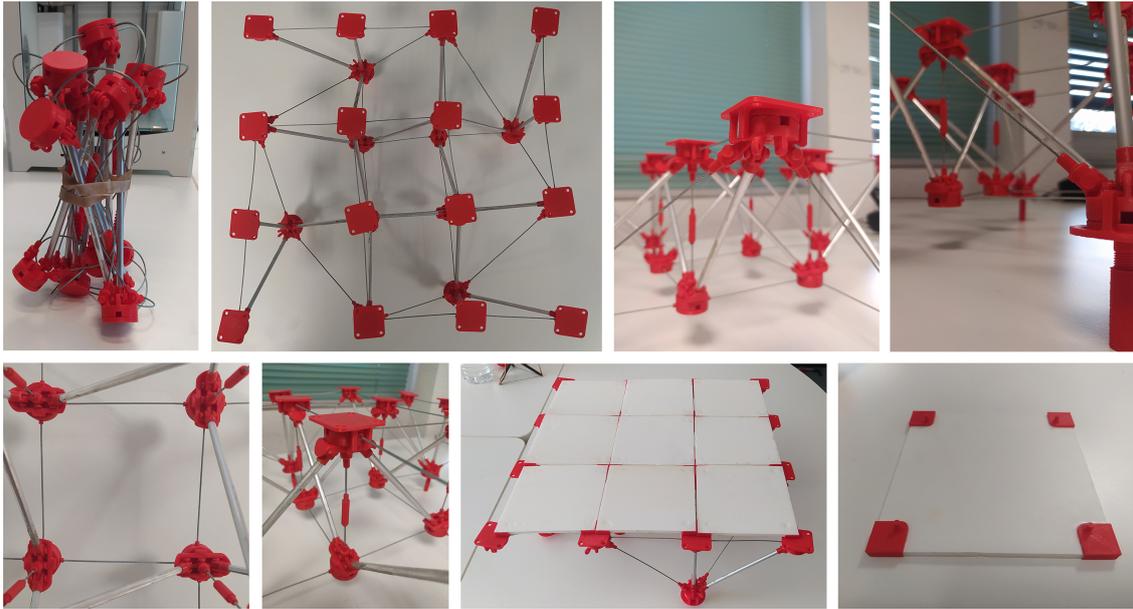
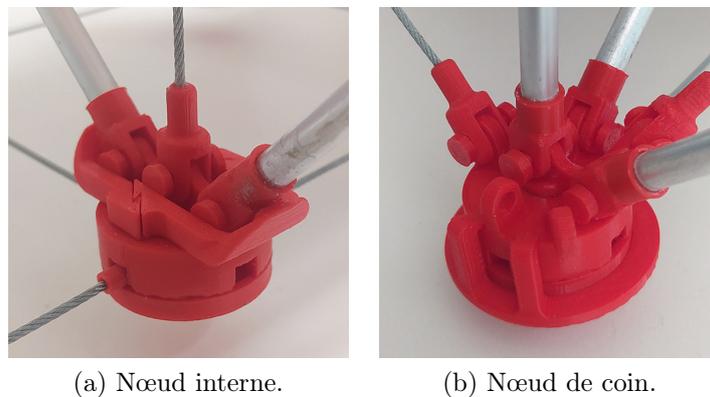


FIGURE 3.3 – Maquette imprimée en 3D d'un module « Tensarch » 3×3 .

La conception des nœuds du prototype restera semblable à celle de la maquette (Fig. 3.4) en raison des rôles identiques qu'ils jouent.



(a) Nœud interne.

(b) Nœud de coin.

FIGURE 3.4 – Nœuds de la maquette du module « Tensarch ».

Il a fallu rajouter des pièces complémentaires à la maquette (Fig. 3.5) afin de supprimer des mécanismes parasites de rotation apparaissant au niveau des nœuds internes et autour de l'axe des chapes lors de l'introduction de l'autocontrainte (Fig. 3.4a). Cette dernière est instaurée par raccourcissement des tendeurs grâce à des ridoirs adaptés.

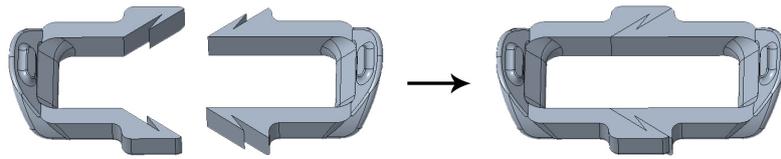


FIGURE 3.5 – Composantes de blocage de mécanisme au niveau des nœuds internes.

○ Plaque sous-tendue

Afin de matérialiser le modèle de plaque sous-tendue étudiée précédemment, nous avons réalisé par impression 3D une maquette avec la même géométrie de câbles et de barres utilisés pour les précédentes maquettes, avec cette fois-ci un panneau en contreplaqué de 5 mm d'épaisseur (Fig. 3.6).

On distingue cette fois-ci 2 familles de nœuds, un nœud central (8 par plaque) qui reçoit une barre et 3 câbles dont 1 diagonal et un nœud de sommet (4 par plaque) qui ne reçoit que 2 câbles.

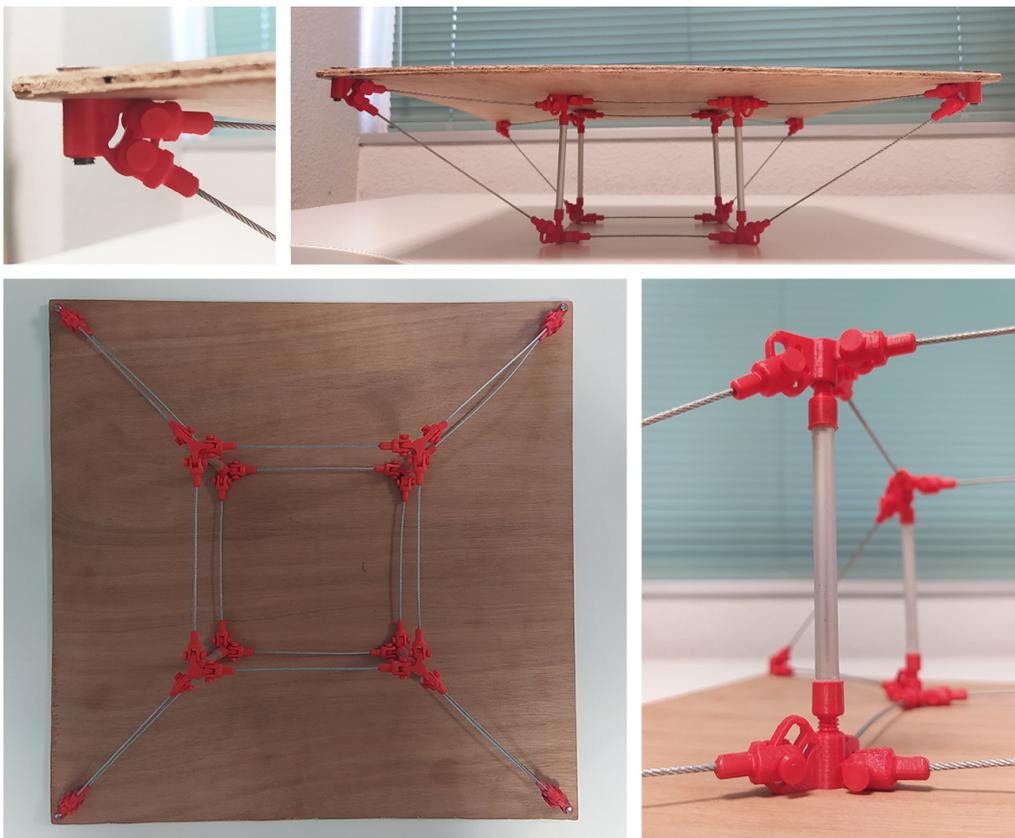


FIGURE 3.6 – Maquette imprimée en 3D d'une plaque sous-tendue.

De plus, les barres sont conçues avec des extrémités filetées à pas de sens opposés afin de pouvoir introduire une contre flèche. Les nœuds sont conçus afin d'être utilisables pour différentes valeurs d'écartement l entre les barres (Fig. 2.75) ce qui

induit une variation de l'angle d'incidence des câbles diagonaux. Cette particularité est également importante dans le cas des nœuds centraux, leur permettant d'être assemblés dans les deux nappes (Fig. 3.7).

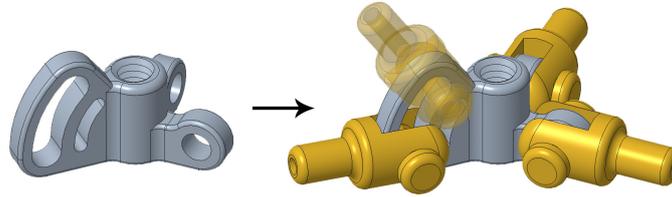


FIGURE 3.7 – Modèle CAO de l'assemblage du nœud central.

3.2 Prototypage

Après avoir validé les principes sur maquette à échelle réduite, la conception d'un prototype à taille réelle [43], indispensable pour concrétiser le projet « Tensarch », passe par la définition des éléments structuraux (barres et câbles) et la conception des nœuds et interfaces.

3.2.1 Câbles

Les câbles en acier inoxydable utilisés dans le cadre de notre solution sont destinés à reprendre les efforts de traction. Ils sont composés d'un ensemble de fils métalliques (Fig. 3.8). Le nombre de torons et de fils varie selon le modèle de câble et son utilisation.

Les sollicitations de traction dans les câbles à torons induisent différents types d'allongements :

- *allongement constructif*, quand le câble est chargé pour la première fois ;
- *allongement élastique*, (réversible) uniquement lorsque le câble est chargé sans atteindre la limite d'élasticité ;
- *allongement plastique*, (irréversible) lorsque la limite d'élasticité est atteinte et dépassée.

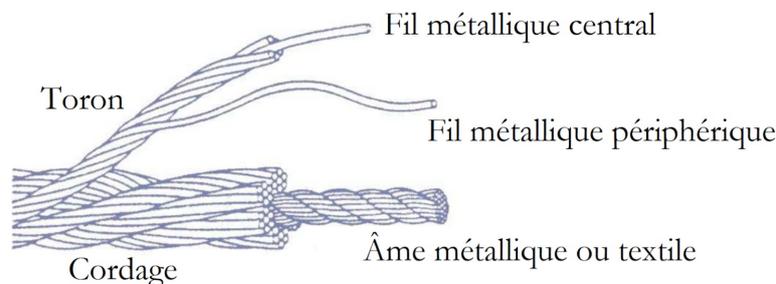


FIGURE 3.8 – Composition typique d'un câble à torons.

Un module « Tensarch » $n \times m$ est composé de $c_{n,m} = 5nm - 3n - 3m + 1$ câbles ayant des angles d'incidence différents sur les nœuds. Leur classification en câbles de nappe, câbles de coin, câbles de bord et tendeurs, permet d'envisager 3 types de sertissage (Fig. 3.9) en tenant compte de l'incidence des barres, des mécanismes de pliage et de l'introduction de l'autocontrainte.

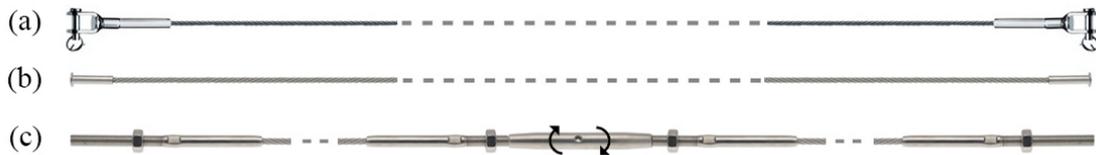


FIGURE 3.9 – (a) Câble avec sertissage d'un embout à chape à chaque extrémité –
 (b) Câble avec sertissage d'une tête cylindrique bombée à chaque extrémité –
 (c) Câble composé de deux câbles avec sertissage d'une tige filetée à chaque extrémité et reliés par un corps de ridoir.

Les câbles à sertissage de type (a) sont adoptés pour les câbles dits diagonaux (coin et bord). Ils sont de longueur non réglable (longueur de référence fixe) et attachés par un axe goupille. Les câbles à sertissage de type (b) sont utilisés au niveau de la nappe, leur assemblage se faisant simplement par contact de leur tête cylindrique. Ils sont également de longueur non réglable. Les câbles à sertissage de type (c) sont des câbles réglables par l'usage d'un ridoir et sont fixés dans les nœuds par des tiges filetées.

3.2.2 Barres

Les barres sont des éléments destinés à reprendre des charges de compression. Contrairement aux câbles, les barres sont susceptibles d'être soumises au phénomène de flambement lorsque l'effort de compression dépasse une certaine limite (Eq. 2.8). Outre la longueur de l'élément, la limite de flambement dépend aussi du moment quadratique de sa section (Eq. 2.12) et de ses conditions de maintien aux extrémités, ici libres en rotation. Nous avons opté pour des tubes cylindriques pour notre solution.

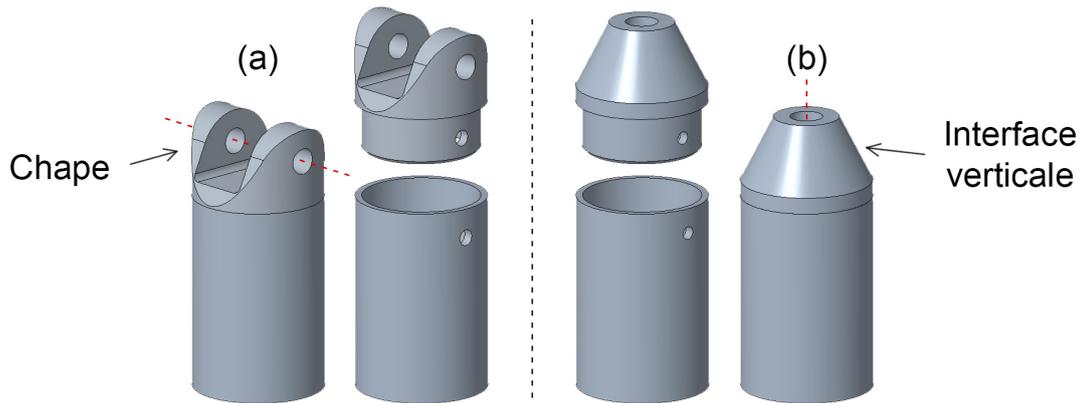


FIGURE 3.10 – (a) Assemblage de chape pour barre (diagonale) - (b) Assemblage d’interface pour béquille verticale.

3.2.3 Nœuds

Afin d’éviter les encombrements induits par le nombre d’éléments que les nœuds peuvent connecter, le corps des nœuds est conçu en CAO [55] avec deux parties comprises dans un seul corps : une pour tout élément situé entre les deux nappes (appelé « inter-nappe »), et l’autre pour les câbles de nappe (Fig. 3.11). Comme tous les nœuds doivent accueillir entre 1 et 4 câbles de nappe (Tab. 3.1), les 3 catégories auront cette dernière partie en commun.

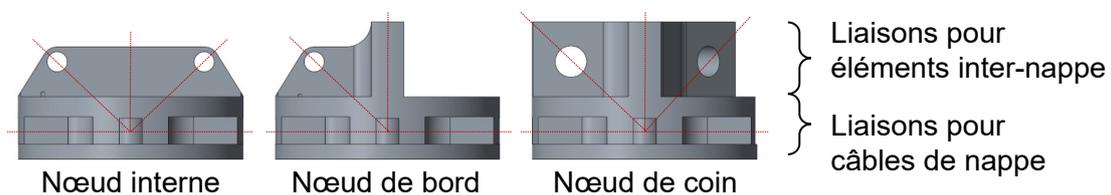


FIGURE 3.11 – Parties composant les 3 familles de nœuds.

Type	Câble de nappe	Câble de coin	Câble de bord	Tendeur	Barre
Nœud interne	4	0	0	1	2
Nœud de bord	1	0	2	(1)	1
Nœud de coin	1	1	1	(1)	1

TABLE 3.1 – Nombre d’éléments attachés pour chaque type de nœuds.

Par ailleurs, il faut noter que l’assemblage des tendeurs avec des nœuds de bord et de coin n’est envisageable que pour des configurations particulières, à l’interface entre deux modules.

3.2.3.1 Liaison avec câbles de nappe

Étant donné la régularité de la topologie « Tensarch », notamment en termes de répartition des nœuds sur 2 nappes parallèles, nous pouvons uniformiser les liaisons entre les câbles de nappe. Nous traduisons cela par une liaison commune à tous les nœuds qui peut recevoir jusqu'à 4 câbles symétriques ou perpendiculaires entre eux grâce au maillage carré des nappes. Ainsi, la solution adoptée pour les extrémités des câbles de nappe est un sertissage à tête cylindrique bombée que l'on peut assembler au nœud en l'enfermant grâce à un capot (Fig. 3.12).

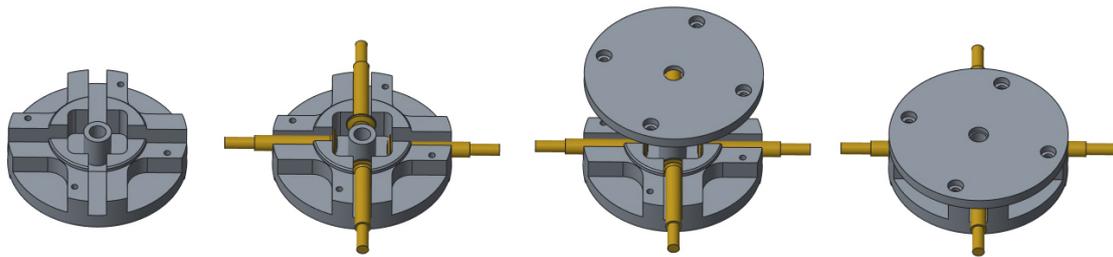


FIGURE 3.12 – Étapes d'assemblage des câbles de nappe.

En pratique, quand les câbles de nappe sont soumis à un effort de traction, le sertissage à leurs extrémités entre en contact avec une butée du corps de nœud au niveau de la zone de contact (Fig. 3.13). Enfin, il est important de souligner que le rôle du capot se limite uniquement à enfermer les extrémités des câbles et ne contribue pas à la résistance du nœud.

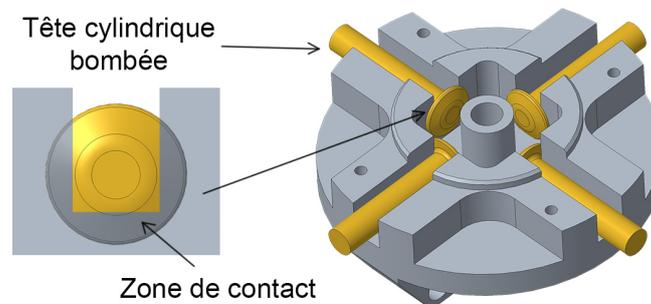


FIGURE 3.13 – Zone de contact d'une tête cylindrique bombée avec le corps de nœud.

Concernant la résistance, une analyse mécanique simple à partir du modèle théorique CAO sous un chargement issu d'un cas de charge représentatif (Fig. 3.14), permet d'identifier les zones soumises aux plus fortes contraintes et leur niveau, validant ainsi cette conception.

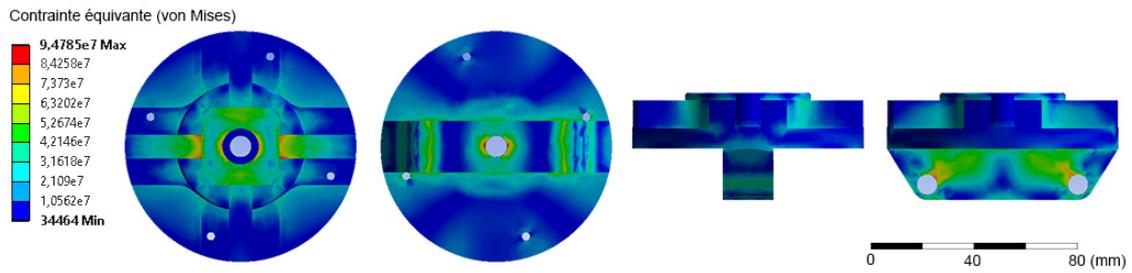


FIGURE 3.14 – Champs de contraintes de von Mises dans un nœud interne soumis à un chargement représentatif.

3.2.3.2 Liaison avec éléments inter-nappe

Les nœuds doivent également assurer la liaison avec les éléments inter-nappe, notamment les barres, les câbles de bord, les câbles de coin et les tendeurs. En outre, cette liaison doit permettre le pliage et le déploiement mais aussi l'assemblage de plusieurs éléments, notamment dans le cas d'un nœud de coin supportant des béquilles. Ainsi, compte tenu des multiples configurations, 3 types de liaisons sont envisagées (Fig. 3.15, 3.16 et 3.17). L'assemblage des barres et des câbles est assuré par des axes goupilles. Pour la fixation des tendeurs et des béquilles, l'axe des nœuds est taraudé.

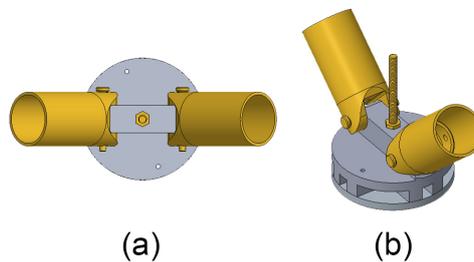


FIGURE 3.15 – Nœud interne : (a) Vue en plan - (b) Vue en perspective.

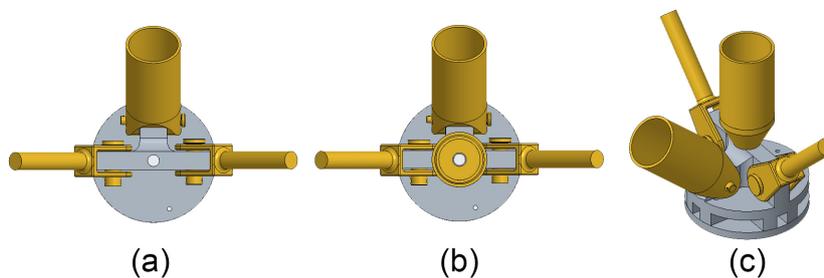


FIGURE 3.16 – Nœud de bord : (a) Vue en plan - (b) Vue en plan avec béquilles - (c) Vue en perspective avec béquilles.

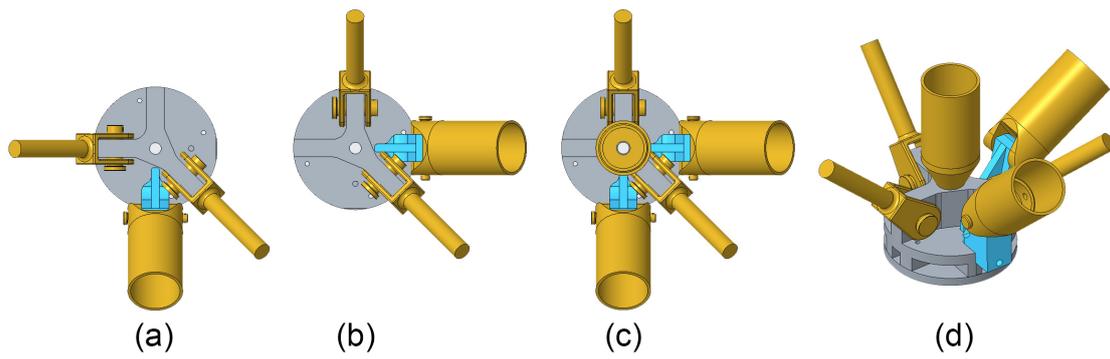


FIGURE 3.17 – Nœud de coin : (a) Vue en plan de l’orientation N°1 - (b) Vue en plan de l’orientation N°2 - (c) Vue en plan de l’orientation N°2 avec béquilles - (d) Vue en perspective de l’ensemble des éléments inter-nappe.

Afin de rendre l’assemblage des éléments inter-nappe possible au niveau des nœuds de coin, et puisqu’ils peuvent recevoir une paire de béquilles (diagonale et verticale), une interface supplémentaire est conçue (Fig. 3.18) afin d’éloigner l’axe de la chape de barre et permettre d’accueillir plus d’éléments sur le même nœud.

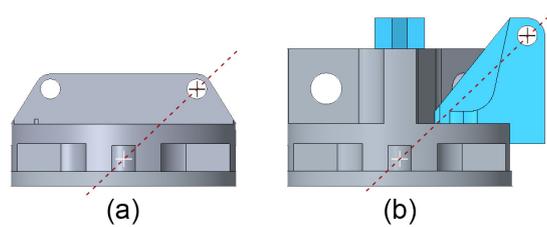


FIGURE 3.18 – Assemblage de l’interface oblique au nœud de coin.

Un modèle de cette pièce d’interface est analysé sous charges représentatives (Fig. 3.19) afin d’estimer sa solidité au vu de la répartition et du niveau des contraintes internes.

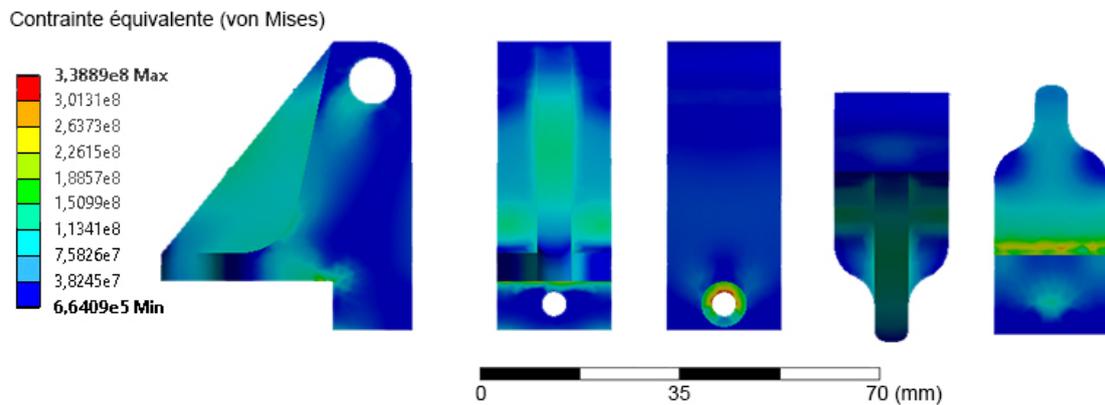


FIGURE 3.19 – Contraintes de von Mises au sein de l’interface oblique.

La géométrie caractéristique des corps de nœud, notamment son diamètre, est déterminée de sorte à rendre possible le pliage/dépliage en évitant les collisions entre éléments à l'état plié (Fig. 3.20).

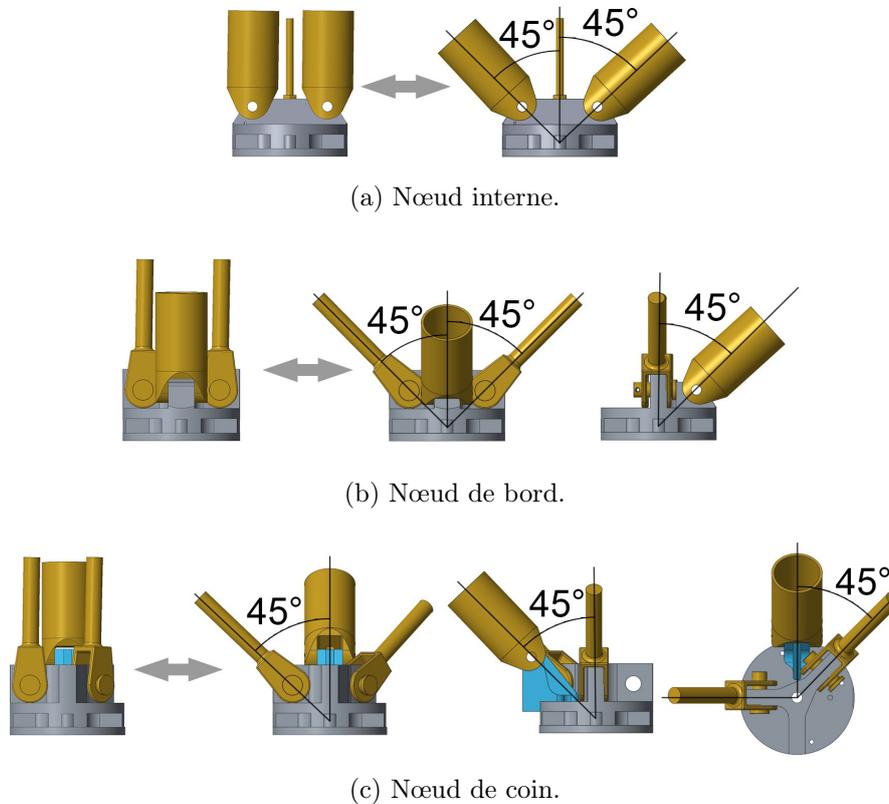


FIGURE 3.20 – Mécanismes de pliage des éléments inter-nappe.

3.2.4 Interfaces

3.2.4.1 Interface structure-plaque

Le caractère régulier du réseau de nœuds de la nappe supérieure d'une structure « Tensarch » nous a conduit à choisir des cellules carrées pour le maillage du platelage.

Afin d'équiper la structure porteuse des éléments surfaciques permettant la transmission des charges d'exploitation aux nœuds, un assemblage de composants est conçu. Il doit assurer le support et la fixation des coins de plaques aux nœuds de nappe. Par ailleurs, pour rendre la surface supérieure des plaques utilisable sans équipement supplémentaire, les coins de plaque sont usinés afin d'épouser la forme de l'assemblage en noyant ses composantes. Un seul assemblage peut accueillir jusqu'à 4 coins de plaques à la fois : ce seront 4 coins dans le cas où le nœud est situé à l'intérieur, 2 coins quand le nœud est situé au bord et 1 coin quand le nœud est situé aux coins (Fig. 3.21).

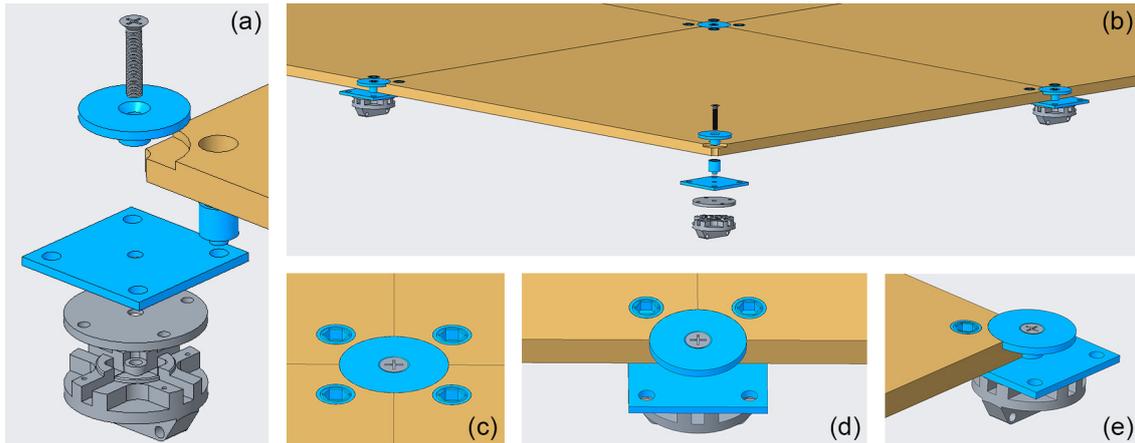


FIGURE 3.21 – (a) et (b) Vues en perspective de l’assemblage - (c) Assemblage de 4 coins - (d) Assemblage de 2 coins - (e) Assemblage d’un seul coin.

3.2.4.2 Interface structure-appui

L’implantation des appuis en milieu marin présente de nombreux défis. Dans notre solution, qui se doit de rester simple, il s’agit d’utiliser des vis à sable, avec une mise en œuvre manuelle, ce qui induit des imprécisions dans le positionnement. Or, ces imprécisions peuvent engendrer pour la structure des efforts parasites, au point que cela devienne pénalisant à la rigidité et la stabilité du système.

Afin de remédier à ce risque, nous avons besoin de mettre en place des interfaces structure-appui qui permettent d’ajuster la position réelle des appuis avec la position théorique (Fig. 3.22a). Cela ne peut être possible sans un système avec des degrés de liberté supplémentaires dont la cinématique permet de couvrir une multitude de positions dans un rayon définissant la limite d’ajustement (Fig. 3.22b).

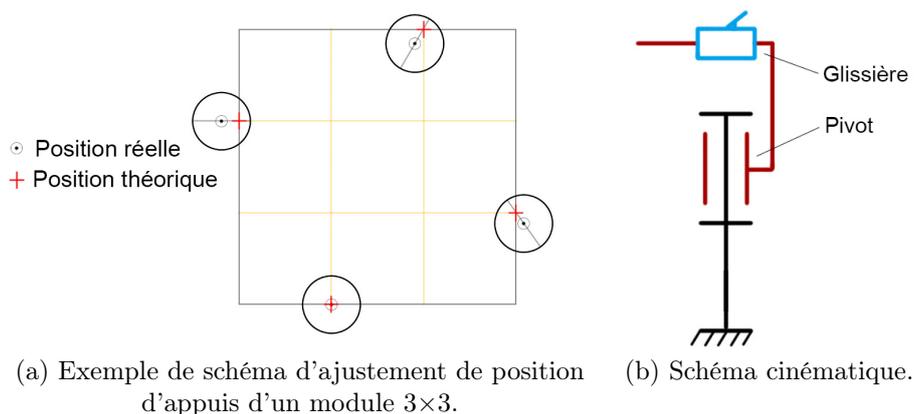


FIGURE 3.22 – Principe d’ajustement de la position des appuis.

A partir du schéma cinématique et du rayon d’ajustement du système nécessaire, 2 modèles d’interface structure-appui sont conçus. Dans une première version, uti-

lisée lors de nos tests expérimentaux (Fig. 3.23), la liaison glissière est réalisée à partir d'un simple profil rectangulaire creux.

○ 1^{er} modèle

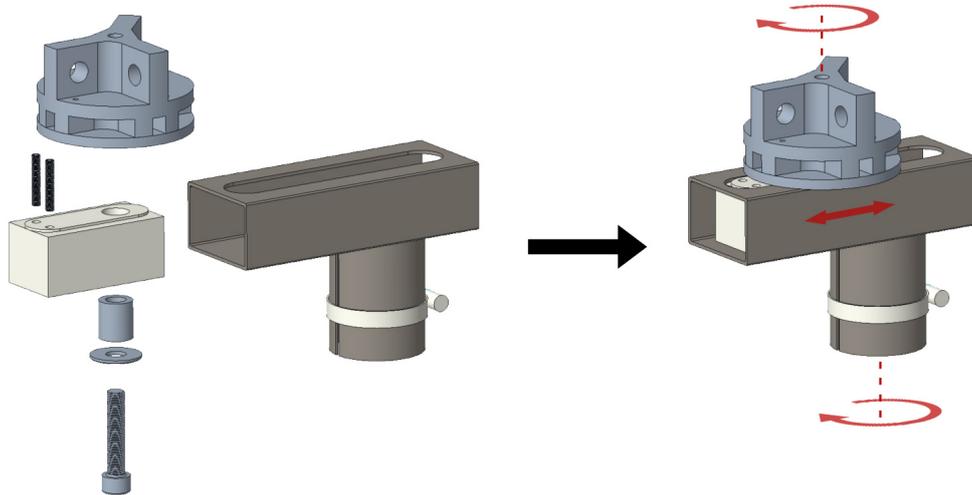


FIGURE 3.23 – Schéma d'interface structure-appui (1^{er} modèle).

Une conception plus aboutie est proposée (3.24), avec des pièces spécifiques pour la fonction glissière, permettent un réglage plus précis et facilitent le bridage de la structure sur l'appui.

○ 2^{ème} modèle

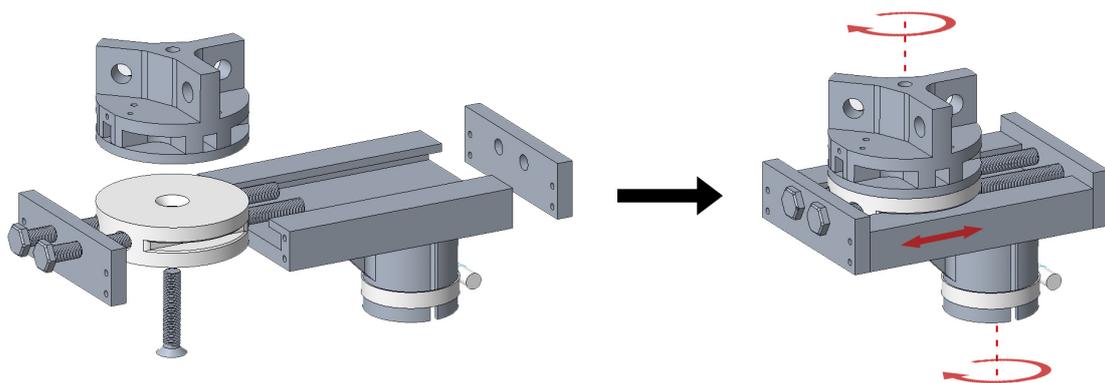


FIGURE 3.24 – Schéma d'interface structure-appui (2^{ème} modèle).

3.2.5 Fabrication

Afin de réaliser les composants d'un prototype « Tensarch » permettant le montage de 2 modules 3×3 , un module 4×4 et un module 5×3 , nous avons eu besoin d'élaborer le dessin de définition de chacun des éléments (Annexe A). Il s'agit des dessins industriels représentant chaque composant projeté dans un plan, plusieurs projections pouvant être proposées en fonction de la complexité géométrique de la pièce. Ils font apparaître l'échelle du dessin, les dimensions en cotations normalisées et éventuellement les tolérances de l'usinage.

La réalisation de l'ensemble des éléments du prototype est menée en collaboration avec le service COMPEX du LMGC disposant des moyens humains et techniques nécessaires. En effet, la majeure partie des composants, notamment les nœuds et les pièces complémentaires, caractérisés par leur géométrie complexe, sont réalisés grâce à un centre d'usinage vertical 3 axes à commande numérique (Fig. 3.25). Après avoir préparé le gabarit et les lignes de commande en tenant compte du profil brut du matériau, le centre d'usinage peut exécuter l'ensemble des opérations programmées grâce à sa broche mobile.



FIGURE 3.25 – Centre d'usinage ROBODRILL α -D21LiA5.

Enfin, les éléments usinés, nœuds (Fig. 3.26) ou pièces complémentaires (Fig. 3.27) peuvent éventuellement faire l'objet d'un surfaçage ou d'un chanfreinage afin d'éliminer les arêtes coupantes.

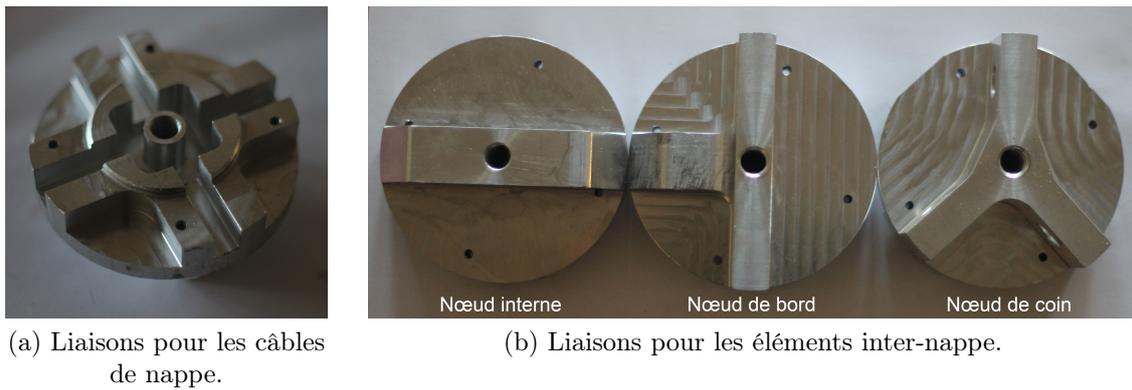


FIGURE 3.26 – Corps des 3 familles de nœuds d'une structure « Tensarch ».

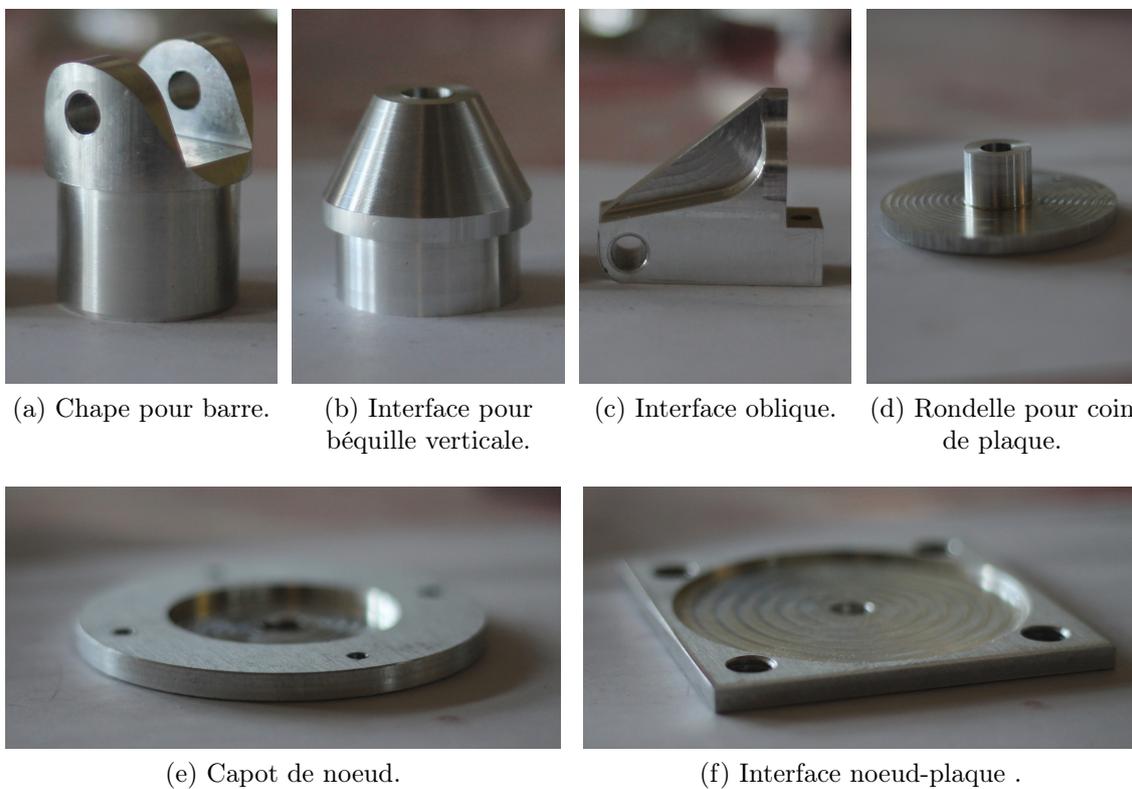


FIGURE 3.27 – Pièces complémentaires pour assemblage.

Le 1^{er} modèle d'interface d'ajustement, permettant de rattraper jusqu'à 100 mm d'écart de positionnement structure-appui, a été fabriqué à partir de tubes en acier (Fig. 3.28).

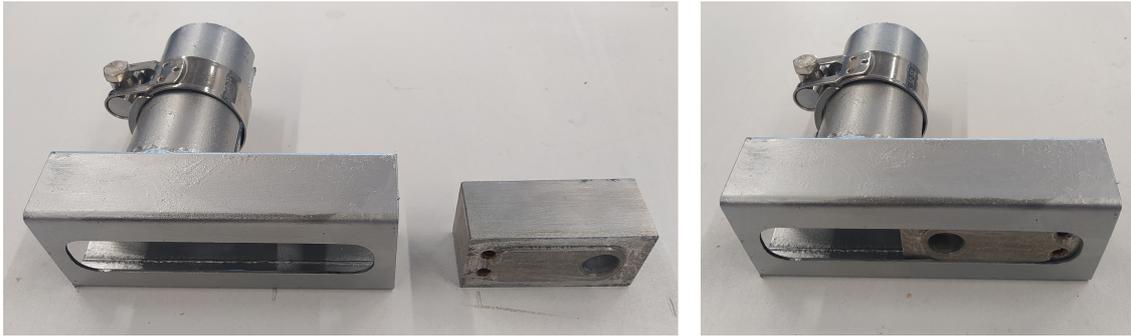


FIGURE 3.28 – Interface d'ajustement structure-appui .

3.2.6 Estimation de la masse

Pour dimensionner les opérations de logistique, notamment la manutention et le stockage à l'état plié d'une plateforme « Tensarch » $n \times m$, il est indispensable d'avoir une estimation de sa masse. Une évaluation de celle de chacun des composants de la plateforme en fonction de ses dimensions est proposée dans le tableau 3.2.

Composante	Masse (g)	Nombre	
		Module	Plateforme
Nœud interne	294	$2(n-1)(m-1)$	$2nm - n - m + 4$
Nœud de bord	337	$2(n+m-6)$	
Nœud de coin	348	8	
Capot	86	$2(nm-1)$	$2nm + n + m$
Barre longue	856	$2nm - n - m - 8$	
Barre courte	836	8	12
Barre verticale	566	0	$n + m - 2$
Câble de nappe	159	$4(n-1)(m-1)$	$4(n-1)(m-1) + 8$
Câble de bord	493	$2(n+m-4)$	
Câble de coin	536	4	
Tendeur	301	$(n-1)(m-1)$	
Chape	55	$2(2nm - n - m)$	$2(2nm - n - m + 4)$
Interface verticale	86	0	$2(n+m-2)$
Interface oblique	57	8	12
Interface de blocage	12	4	
Plateau	122	0	$(n+1)(m+1)$
Rondelle	53	0	$(n+1)(m+1)$
Plaque en bois	14275	0	nm

TABLE 3.2 – La masse et le nombre des différentes composantes d'une plateforme « Tensarch » $n \times m$.

A partir de ces éléments, un ordre de grandeur de la masse totale d'un module typique $n \times m$ construit sur la base d'une cellule de $1 \times 1 \times 1 \text{ m}^3$ est établi. On montre

dans le tableau 3.3 un récapitulatif de la masse totale de modules de différentes géométries, afin de prévoir les moyens de manipulation et de transport adéquats.

Module $n \times m$	3×3	4×3	4×4	5×3	5×4	6×3	5×5	6×4	6×5	6×6
Masse (kg)	26.3	36.4	50.1	46.4	63.7	56.5	81.1	77.4	98.4	119.3

TABLE 3.3 – Masse des modules $n \times m$.

Il est important de rappeler qu’au-delà du simple module, une plateforme représente un module équipé des béquilles (barres verticales, barres courtes et câbles de nappe) et des plaques de platelage. Afin de déterminer la géométrie la plus favorable à un besoin donné, il s’avère pertinent d’analyser pour chacun des modules le facteur $s_{n,m} = \frac{M_{n,m}^{module}}{S_{n,m}^u}$ (kg/m²) qui correspond au rapport de la masse du module sur sa surface utile.

Le graphe 3.29 montre que le module 3×3 présente plusieurs avantages, notamment une masse d’environ 26 kg, donc assez léger, ainsi qu’une masse au mètre carré la plus faible. Sans autre considération (comportement, modularité...), le module 3×3 semble représenter un choix optimal en termes de rapport masse/surface.

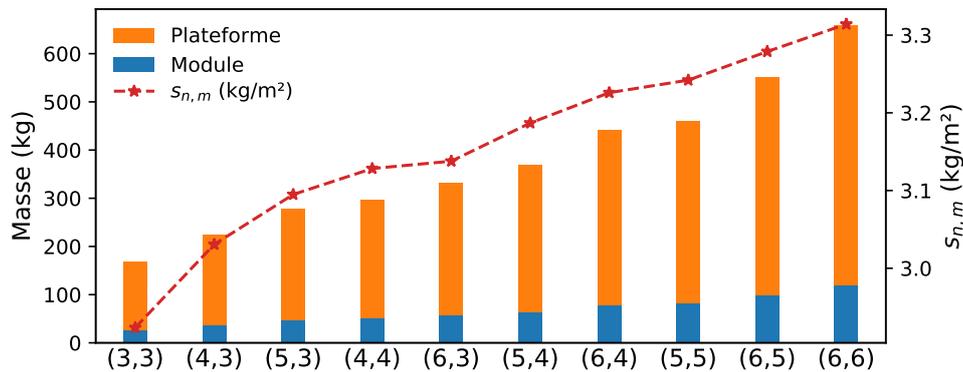


FIGURE 3.29 – Comparaison de la masse et du facteur $s_{n,m}$ entre les différentes géométries « Tensarch ».

Chapitre 4

MISE EN ŒUVRE ET ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Sommaire

4.1	Assemblage d'une plateforme « Tensarch »	122
4.1.1	Introduction de l'autocontrainte	125
4.1.2	Pliage	126
4.1.3	Modularité et reconfiguration de modules	126
4.2	Essais en laboratoire	129
4.2.1	Protocole expérimental	129
4.2.2	Résultats	140
4.3	Implantation sur site	146
4.3.1	Solutions d'appui	147
4.3.2	Positionnement des appuis par triangulation	149
4.3.3	Système d'implantation	151
4.3.4	Opérations sur site	153
4.3.5	Durabilité	158

Après la simulation numérique du comportement de la plateforme « Tensarch », puis la conception d'éléments permettant la réalisation d'un prototype, une phase de montage, réglage et essais expérimentaux peut être envisagée à la fois en laboratoire et *in-situ*.

Nous proposons dans un premier temps, la description du montage et du réglage de l'autocontrainte, qui est une phase importante pour les systèmes de tenségrité.

Les essais en laboratoire permettront de valider la modularité du système et le comportement de la plateforme sous chargement, en relation avec les simulations numériques.

Enfin, une mise en œuvre *in-situ* sera réalisée après résolution de la problématique d'implantation pour laquelle des solutions d'ancrage et de positionnement des appuis seront proposées.

4.1 Assemblage d'une plateforme « Tensarch »

Pouvoir assembler facilement et rapidement une plateforme « Tensarch » est l'une des exigences du cahier des charges. L'ensemble des composants sont conçus en tenant compte de ce facteur et ne demandent que peu d'outils pour leur assemblage.

Par exemple, la fixation des béquilles verticales utilise des goupilles droites à tête plate qui permettent de faciliter l'extraction au moment du montage et démontage (Fig. 4.1).

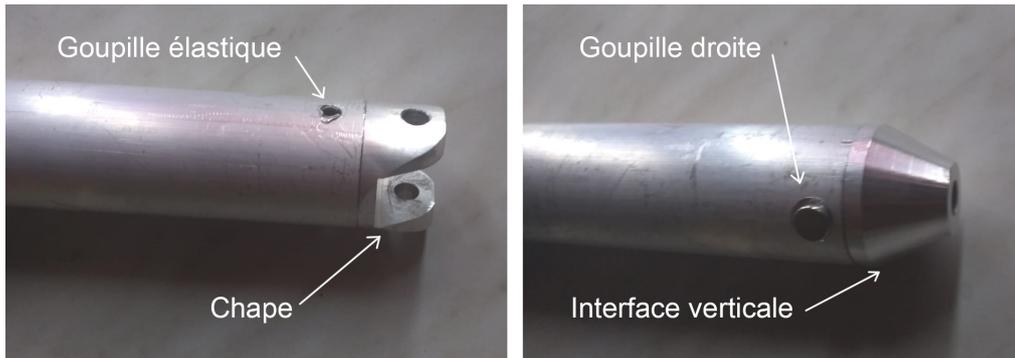


FIGURE 4.1 – Types de goupillage des barres.

Pour les câbles, nous avons choisi des extrémités serties industriellement et sur mesure, selon le type, le diamètre et la longueur déterminés (Fig. 4.2).

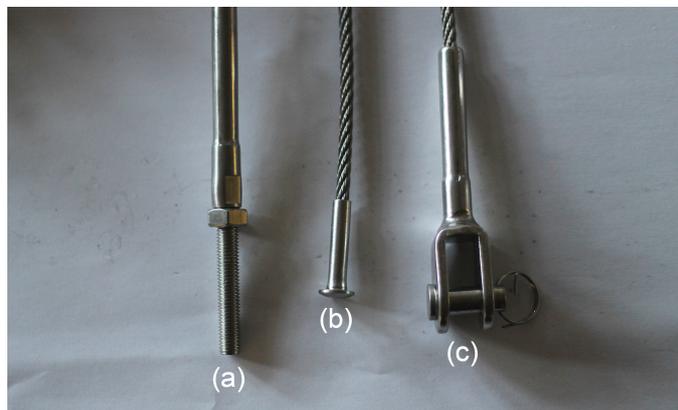


FIGURE 4.2 – Types de sertissage : (a) pour les tendeurs - (b) pour les câbles de nappe - (c) pour les câbles de bord et de coin.

La réalisation d'un module « Tensarch » nécessite un assemblage des éléments dans un ordre précis. Cela commence par la liaison des barres aux différents nœuds puis, des câbles de nappe (Fig. 4.3).

Ensuite, sont attachés les câbles de bord et de coin, avant que les tendeurs ne soient insérés pour l'introduction de l'autocontrainte (Fig. 4.4-4.5). A ce stade, le

fagot peut être déployé avec une première mise en tension permettant de donner la forme au module.

Le réglage et le contrôle de l'autocontrainte, selon le niveau de performance exigé, interviendra une fois l'ensemble de la plateforme assemblée.

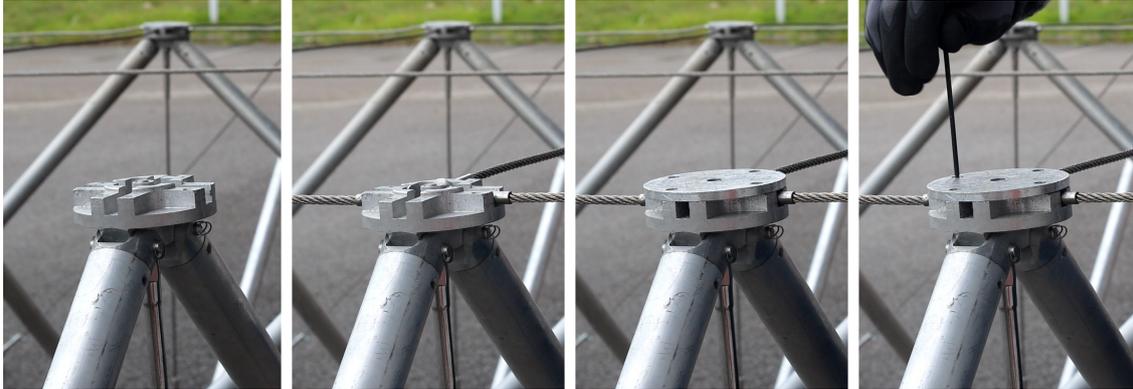


FIGURE 4.3 – Étapes d'assemblage des câbles de nappe.



FIGURE 4.4 – Nœuds internes : nappe inférieure (à gauche) et nappe supérieure (à droite).



FIGURE 4.5 – Nœuds de coin : nappe inférieure (à gauche) et nappe supérieure (à droite).

Le module étant déployé et selon son emplacement dans la plateforme finale, l'ajout des béquilles intervient afin de compléter le réseau de nœuds de la nappe supérieure pour la fixation du platelage (Fig. 4.6).



FIGURE 4.6 – Assemblage d'une paire de béquilles.

Ensuite, l'assemblage des plaques est réalisé avec la mise en place des interfaces nœud-plaque (Fig. 3.27f) sur chacun des nœuds de la nappe supérieure. Cela nécessite que la nappe supérieure soit horizontale et que les cellules soient non déformées par les mécanismes du module. Les plaques sont disposées en commençant préférentiellement par le centre de la plateforme afin de bloquer les mécanismes progressivement (Fig. 4.7).

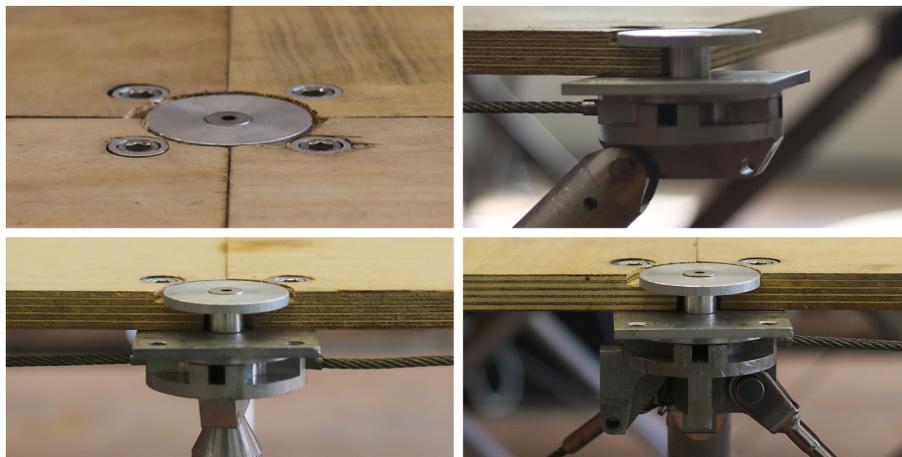


FIGURE 4.7 – Différentes configurations d'assemblage structure-plaque.

Une fois que la plateforme est prête, les équipements peuvent être installés, notamment l'ascenseur et la passerelle d'accès (Fig. 4.8).

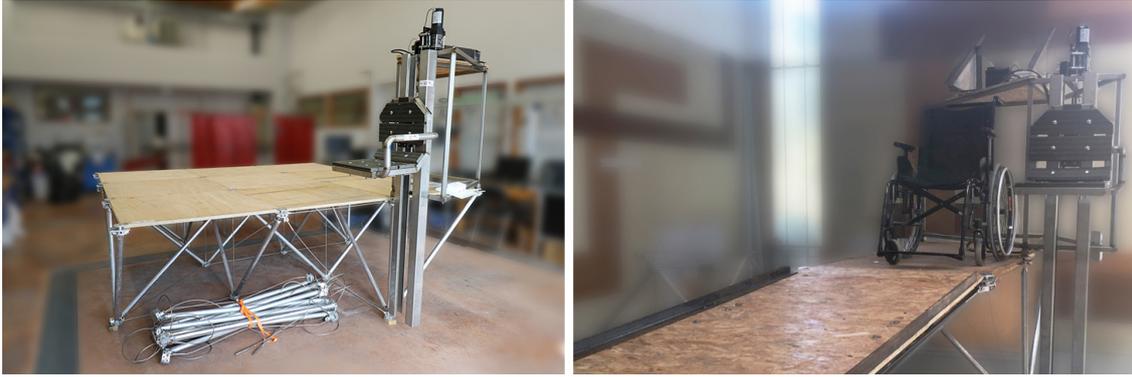


FIGURE 4.8 – Installation des équipements sur la plateforme.

4.1.1 Introduction de l'autocontrainte

L'introduction de l'autocontrainte dans la structure repose sur l'usage de ridoirs assemblés à des tiges filetées à pas symétriques, dont la rotation permet de raccourcir ou d'allonger la longueur des câbles tendeurs. Ainsi, les tendeurs introduisent l'autocontrainte de manière continue (Fig. 4.9).

En principe, 1 tour du ridoir réduit de 3 mm (1.5 mm de chaque côté) la distance entre les nœuds de nappes en vis-à-vis avec un filetage M10. Mais, comme le câble est mis en tension dans cette opération et subit un allongement, le contrôle de la distance entre les nœuds est insuffisant pour évaluer la tension introduite. Il est donc nécessaire de réaliser un contrôle plus fin de la tension *a posteriori*.

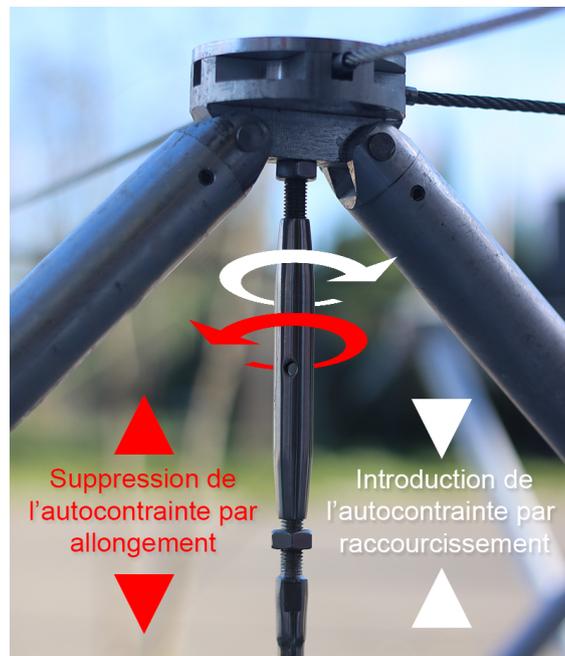


FIGURE 4.9 – Principe d'introduction et de suppression de l'autocontrainte.

4.1.2 Pliage

Le pliage des modules « Tensarch » n'est possible qu'en l'absence de l'auto-contrainte introduite par les tendeurs qui sont déconnectés lors du repliement en fagot. Le mécanisme permettant le pliage est assuré par les articulations liant les barres aux nœuds (Fig. 4.10). Il concerne principalement les nœuds internes car les nœuds de coin et de bord n'accueillent qu'une seule barre (hormis les béquilles) et n'opposent aucun obstacle au pliage (Fig. 4.11).

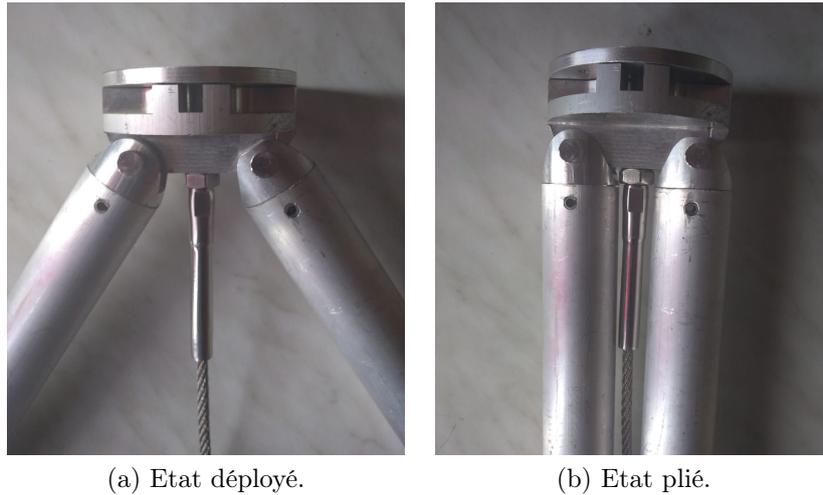


FIGURE 4.10 – Mécanisme de pliage au niveau d'un nœud interne.

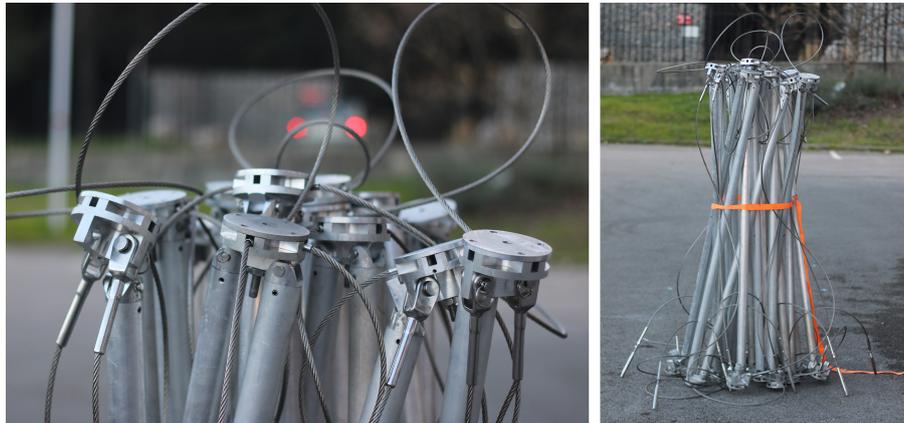


FIGURE 4.11 – Module 3×3 à l'état plié.

4.1.3 Modularité et reconfiguration de modules

Étant donné que la modularité est l'un des atouts auquel la solution « Tensarch » doit répondre, nous avons assemblé deux modules 3×3 (de même orientation) entre eux (Fig. 4.12).

A l'interface d'assemblage, les nœuds de coin forment un carré dont les diagonales sont les câbles de bord. De par leur diamètre non nul (6 mm), ils sont amenés à entrer en contact quand ils sont tendus, sans réel impact sur la rigidité de la structure.

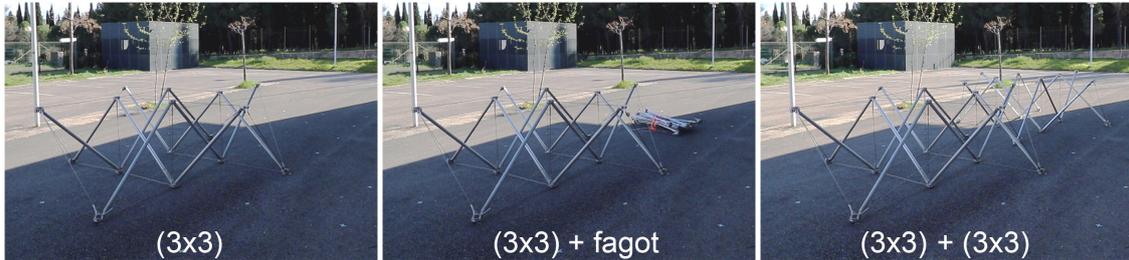


FIGURE 4.12 – Assemblage de 2 modules 3×3 .

Par ailleurs, lorsque des modules présentent un même maillage (taille de cellule identique), il est possible de procéder à des reconfigurations qui vont permettre la fusion de modules ou la modification de leur géométrie.

Par exemple, deux modules 3×3 peuvent être fusionnés comme illustré dans les figures 4.13 et 4.14.

De façon générale, si $n_1 \times m$ et $n_2 \times m$ sont les dimensions des modules initiaux dont l'assemblage est réalisable, le module fusionné résultant a pour dimensions $(n_1 + n_2 - 1) \times m$, le côté m étant le côté d'assemblage.

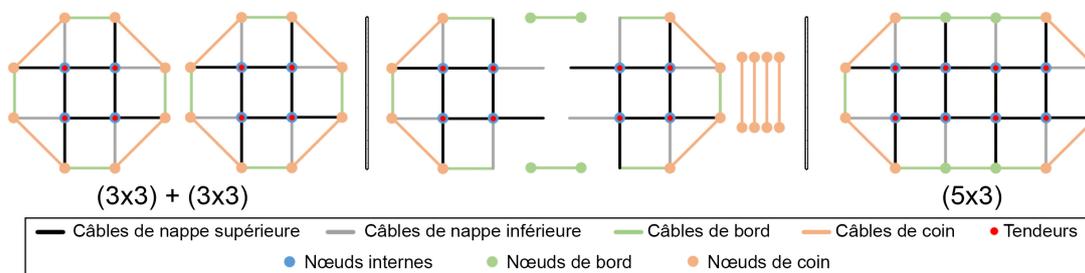


FIGURE 4.13 – Illustration des étapes de fusion de deux modules 3×3 pour obtenir un module 5×3 .

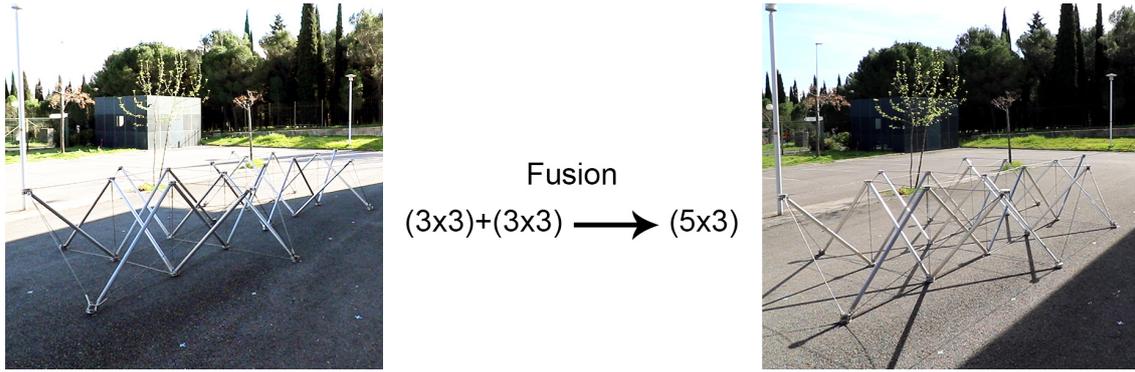


FIGURE 4.14 – Fusion de deux modules 3×3.

Bien que la surface utile obtenue soit inférieure à la somme des surfaces initiales, l’ajout des composants peut être nécessaire, notamment pour 4 nœuds de bord dans le cas de la fusion de 2 modules 3×3 (Tab. 4.1)

Composant	2 modules 3×3	Module 5×3	Module 4×4
Nœud interne	16	16	18
Nœud de bord	0	4	4
Nœud de coin	16	8	8
Barre	24	22	24
Câble de nappe	32	32	36
Câble de bord	8	8	8
Câble de coin	8	4	4
Tendeur	8	8	9

TABLE 4.1 – Nombre de composants de différentes géométries de module.

Il est également possible d’obtenir une nouvelle géométrie en reconfigurant la forme d’un module initialement réalisé en le rétrécissant ou l’élargissant moyennant des éléments additionnels (Fig. 4.15).

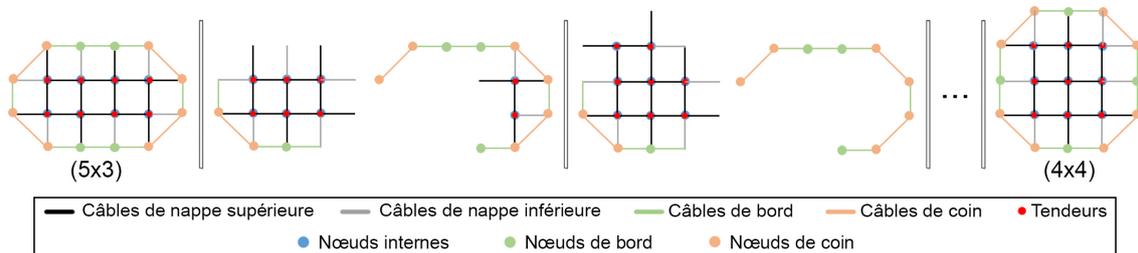
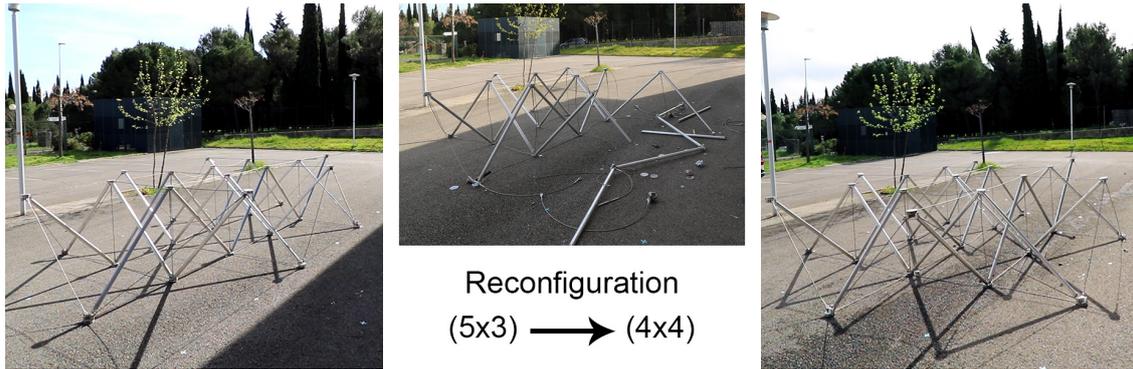


FIGURE 4.15 – Illustration des étapes de reconfiguration d’un module 5×3 pour obtenir un module 4×4.

Nous avons testé cet aspect en laboratoire sur le module obtenu par fusion des deux modules 3×3 en passant d’une géométrie de 5×3 à 4×4 (Fig. 4.16) (Tab. 4.1).

FIGURE 4.16 – Reconfiguration d'un module 5×3 .

Il est important de signaler que si les modules 6×4 et 3×8 permettent de couvrir la même surface, ils n'ont pas nécessairement le même nombre de composants, notamment 8 et 10 nœuds de bord respectivement dans cet exemple.

4.2 Essais en laboratoire

Afin de s'assurer du comportement réel des plateformes « Tensarch » sous des cas de charge variés, nous avons mené des essais mécaniques sur une plateforme 3×3 installée sur site contrôlé. Cela permet de faciliter les essais de chargement et la prise de mesures.

4.2.1 Protocole expérimental

Les essais sur le prototype « Tensarch » sont réalisés dans un premier temps sur un module 3×3 (sans les plaques) puis sur une plateforme 3×3 complète.

L'objectif est de mesurer l'influence de l'état d'autocontrainte sur le comportement global du prototype, notamment en termes de déplacements et tension dans les câbles, quand il est soumis à un chargement.

4.2.1.1 Cas de charge

Pour des raisons pratiques et grâce aux symétries de la topologie d'un module « Tensarch » 3×3 (Fig. 4.17), nous nous sommes limités à un seul chargement nodal dans le cas du module (Fig. 4.18) et 3 cas de charge dans le cas de la plateforme (Fig. 4.19) que nous distinguons comme suit :

- Cas 0 : charge nodale variable appliquée au nœud N1 du module ;
- Cas 1 : charge nodale variable appliquée au nœud N1 de la plateforme ;
- Cas 2 : charge uniforme constante localisée sur la plaque P2 ;
- Cas 3 : charge uniforme constante localisée sur la plaque P3.

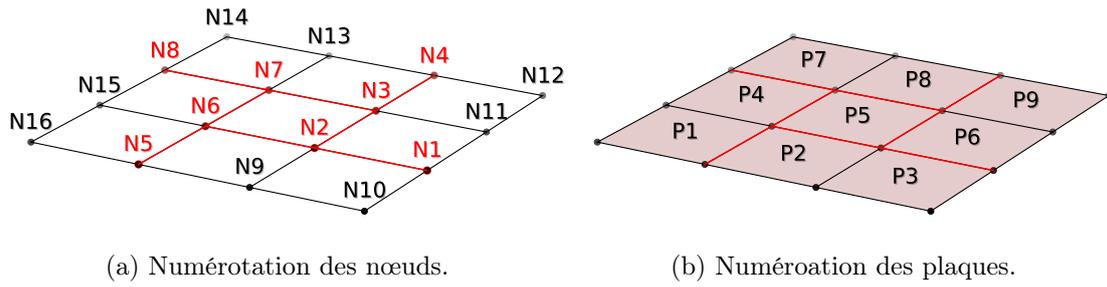


FIGURE 4.17 – Numérotation adoptée pour le repérage des nœuds et des plaques.

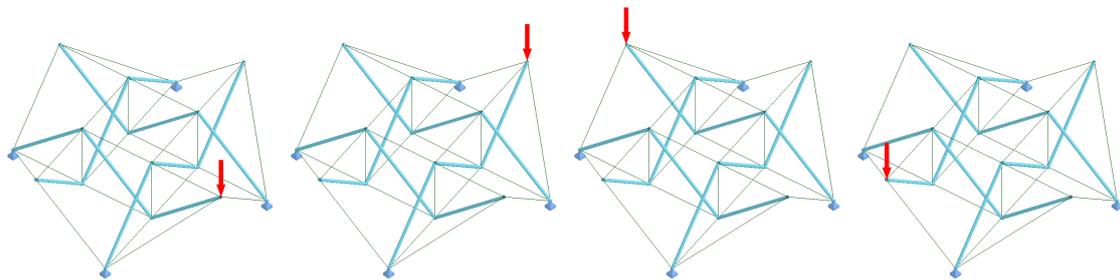


FIGURE 4.18 – Cas de charge 0 : Chargement nodal appliqué à un nœud de coin de la nappe supérieure du module 3×3 .

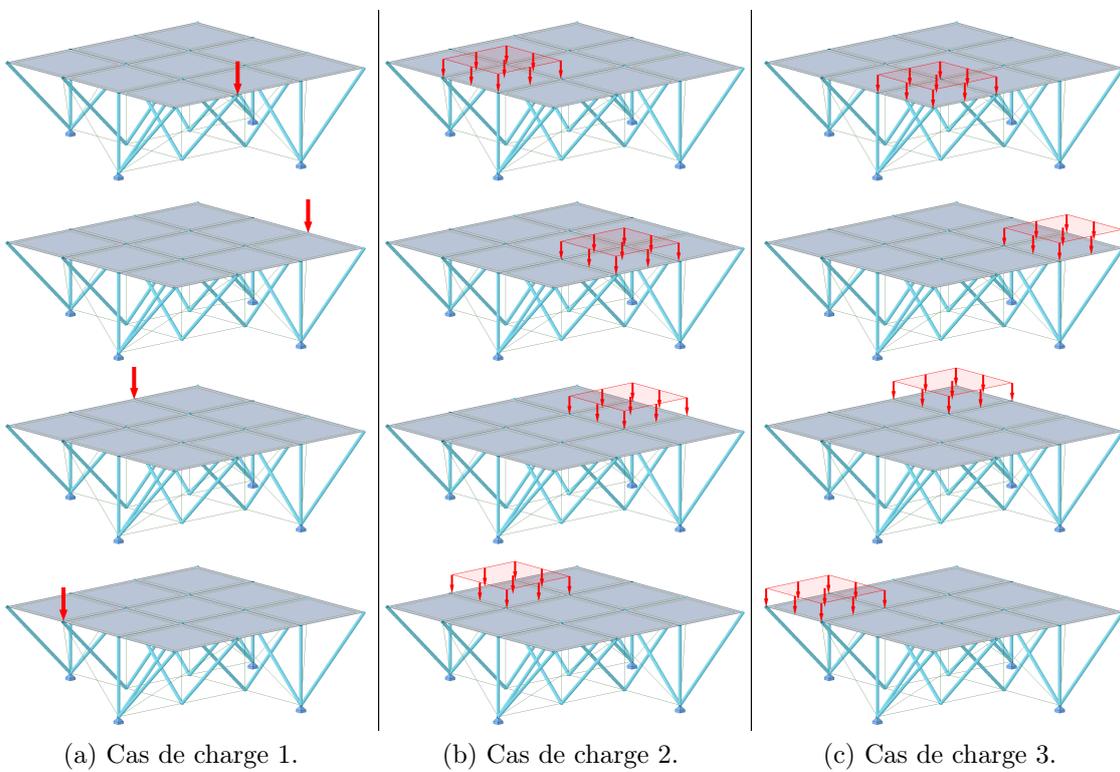


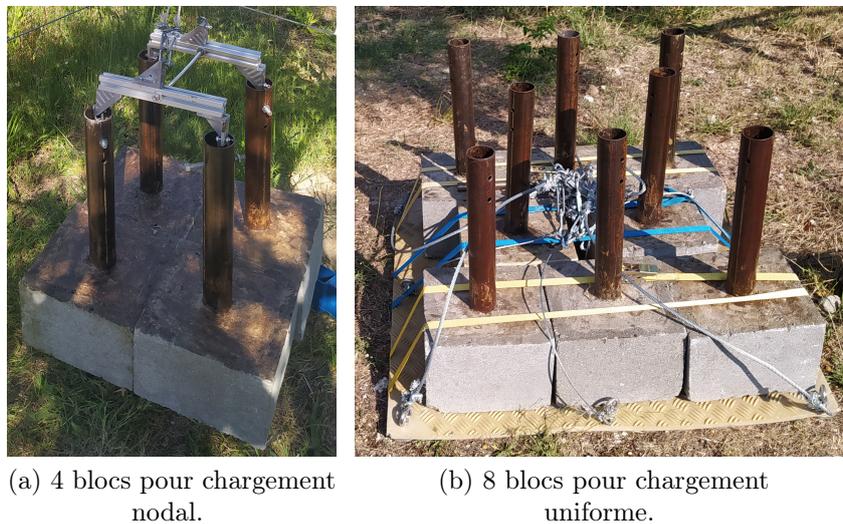
FIGURE 4.19 – 3 cas de charge appliqués à la plateforme 3×3 .

Afin de charger la structure dans les 2 configurations, nous avons mis en place des blocs en béton¹ (Fig. 4.20) d'une masse égale à 35.5 kg chacun.



FIGURE 4.20 – Réalisation des blocs en béton.

Pour les charges nodales, nous avons appliqué des charges de 35.5 kg, 71 kg, 106.5 kg et 142 kg, en assemblant les blocs de béton (Fig. 4.21a). Par ailleurs, une seule charge uniforme est adoptée pour les cas de charge 2 et 3. Elle est constituée par l'assemblage de 8 blocs de béton pesant 295 kg avec les éléments les reliant (Fig. 4.21b).



(a) 4 blocs pour chargement nodal.

(b) 8 blocs pour chargement uniforme.

FIGURE 4.21 – Assemblages de blocs en béton pour chargement.

Les systèmes d'assemblage des blocs de béton permettent également d'assurer la manutention des charges afin de mener les différents essais en toute sécurité. Selon les cas de charge, deux systèmes de levage sont utilisés. Pour les charges nodales,

1. qui peuvent également servir d'appuis amovibles pour la structure.

fixées au-dessous du nœud, nous utilisons une grue d'atelier (Fig. 4.22a). Pour la charge uniforme, nous avons utilisé un élévateur électrique (Fig. 4.22b).



(a) Chargement avec grue d'atelier.



(b) Chargement avec élévateur.

FIGURE 4.22 – Systèmes de levage.

4.2.1.2 Mesure de déplacements

Lors de la mise en état d'autocontrainte du prototype ou son chargement, il faut procéder à la mesure des déplacements de différents points d'intérêt de la structure. Pour ce faire, nous avons utilisé un théodolite TDA 5005 de la famille TPS-System (Fig. 4.23) qui permet de suivre les déplacements de points matérialisés par des cibles. Nous distinguons deux types de cibles :

- cibles amovibles planes donnant une précision de l'ordre du mm (Fig. 4.24b),
- réflecteurs coin-cube permettant d'atteindre une précision de l'ordre du 1/100 de mm (Fig. 4.24a).



FIGURE 4.23 – Théodolite TDA 5005.

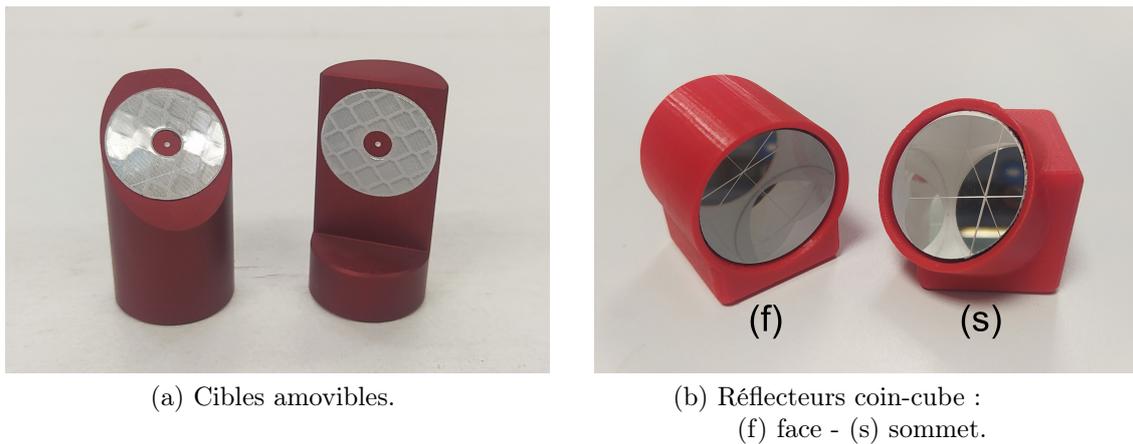


FIGURE 4.24 – Types de cibles.

Comme les cibles sont amenées à être déplacées régulièrement, j'ai conçu deux types de supports imprimés en 3D (« face » et « sommet ») à visser sur chacun des nœuds pour assurer une bonne répétabilité du positionnement (Fig. 4.25).



FIGURE 4.25 – Supports de réflecteur coin-cube.

Par ailleurs, déplacer le théodolite après chaque utilisation ne permet pas de conserver la même origine de repère cartésien. Une des solutions serait de mettre en place au moins 3 cibles fixes pendant toute la durée des essais permettant de faire le changement de repère à chaque début de mesure. Néanmoins, ces multiples opérations matricielles amplifient l'incertitude.

Comme nous nous intéressons ici aux déplacements verticaux des nœuds, nous avons décidé de faire une prise de mesures sans changer la position de la station, d'abord à l'état initial puis sous chargement.

Afin de connaître la position précise des nœuds, nous avons dû déterminer la position exacte du coin cube dans son support imprimé en 3D. Pour cela, nous avons assemblé deux types de cibles sur un bâti fixe dont on connaît déjà l'épaisseur (Fig. 4.26). Nous avons estimé cette position avec une précision de l'ordre du $1/10$ mm.

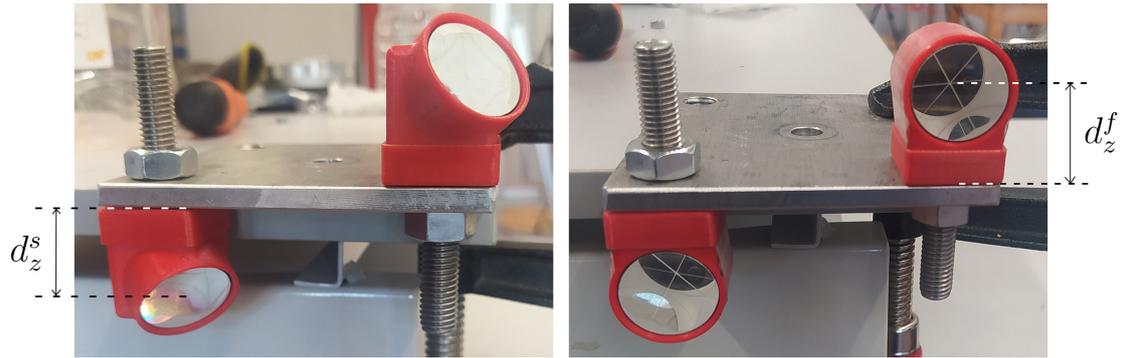


FIGURE 4.26 – Dispositif de mesure de la distance entre le centre des cibles.

Les mesures de position des réflecteurs situés à gauche et à droite ont permis de déduire la verticale de chacun des réflecteurs « face » et « sommet » (Tab. 4.2).

	R_s (gauche)	R_s (droite)	R_f (gauche)	R_f (droite)
x (m)	0,65513	0,72881	0,65602	0,72859
y (m)	3,44597	3,45936	3,44566	3,45763
z (m)	0,18379	0,23037	0,17874	0,23404
d_z (mm)	19.5		24.3	

TABLE 4.2 – Coordonnées cartésiennes des deux types de réflecteurs.

Par ailleurs, afin d'évaluer l'effet de l'angle d'incidence sur la mesure, nous avons mesuré dans un montage semblable (Fig. 4.27) la positions des réflecteurs avec deux orientations (0° et 45°) autour de leur axe vertical. Le tableau 4.3 récapitule les coordonnées cartésiennes des deux types de réflecteurs.

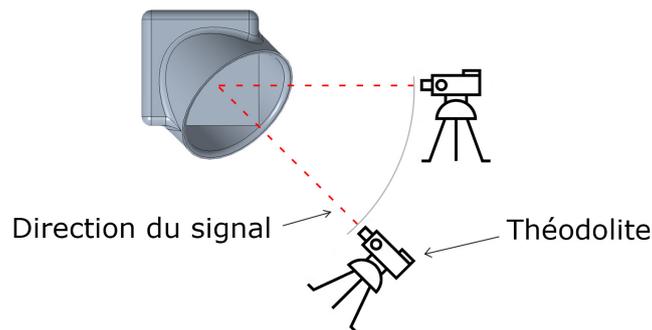


FIGURE 4.27 – Dispositif de mesure de l'incidence du signal sur la position des cibles.

Le calcul de l'écart vertical (selon l'axe OZ) entre les deux configurations (0° et 45°) ont permis de conclure que l'incidence du signal émis par le théodolite induit moins de 1/10 de mm d'écart sur la mesure pour les deux types de réflecteurs (Tab. 4.3).

	R_s (0°)	R_s (45°)	R_f (0°)	R_f (45°)
x (m)	3,31899	3,3188	3,31986	3,31994
y (m)	0,05828	0,05492	0,05477	0,05545
z (m)	-0,65625	-0,65624	-0,65138	-0,65142
dz (mm)	0,01		0,04	

TABLE 4.3 – Effet de l’orientation des réflecteurs coin-cube sur la mesure.

Pour faciliter le pointage des coins cubes avec le théodolite, plusieurs positions de fixation sont possibles suivant les cas de charge qui peuvent gêner le champ de vision (Fig. 4.28). De même la position des nœuds d’appuis est mesurée afin de procéder à un ajustement (avant chargement) par rapport aux fondations réalisées sur site (Fig. 4.29).

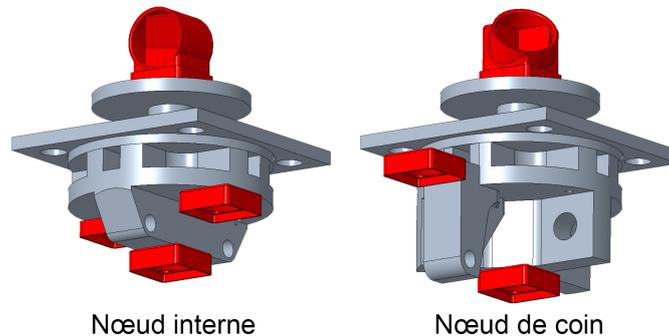


FIGURE 4.28 – Configurations d’assemblage possibles entre nœud et support de réflecteur.



FIGURE 4.29 – Mesure de la position des appuis pour réglage.

4.2.1.3 Mesure de la tension dans les câbles

L’introduction de l’autocontrainte, comme le chargement, induit une variation dans les efforts internes des éléments, barres ou câbles. La mesure directe de ces

efforts est en général délicate et nécessite un appareillage contraignant (jauges de contraintes...). Dans le cas des câbles il est possible, en ayant connaissance de ses limites, d'utiliser un tensiomètre. C'est un appareil qui permet de mesurer la tension développée dans le câble en le déformant transversalement (Fig. 4.30). On trouve dans la littérature des modèles analytiques et empiriques qui traduisent la relation entre la déformation d'un câble, sa tension et ses conditions aux limites [56]. Dans le cas d'un câble dont la rigidité flexionnelle est nulle, on peut écrire la relation :

$$F = \frac{2T}{l}d + \frac{KK_0}{K + K_0} \frac{1}{l^2} d^3 \quad (4.1)$$

où F est la force nécessaire pour induire un déplacement transversal d du câble, T est la tension développée dans le câble, $2l$ est la distance entre les poulies du tensiomètre, K et K_0 sont respectivement les rigidités axiales des appuis et du câble.

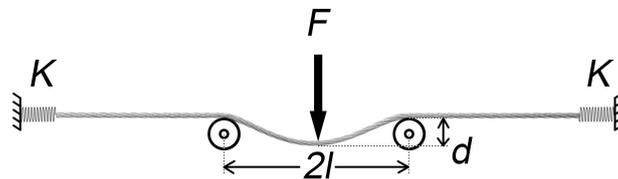


FIGURE 4.30 – Schéma du principe de fonctionnement du tensiomètre.

Dans la pratique, la rigidité flexionnelle est rarement négligeable. Les conditions aux limites, en l'occurrence les rigidités axiales aux extrémités, peuvent également être inconnues, rendant l'application de l'équation (4.1) peu fiable.

Dans le cadre des essais menés dans cette thèse, nous utilisons un tensiomètre analogue (Fig. 4.31). La déformation transversale du câble est ajustée sur une échelle graduée correspondant au diamètre du câble. Ensuite, la tension du câble peut être lue sur un cadran gradué.

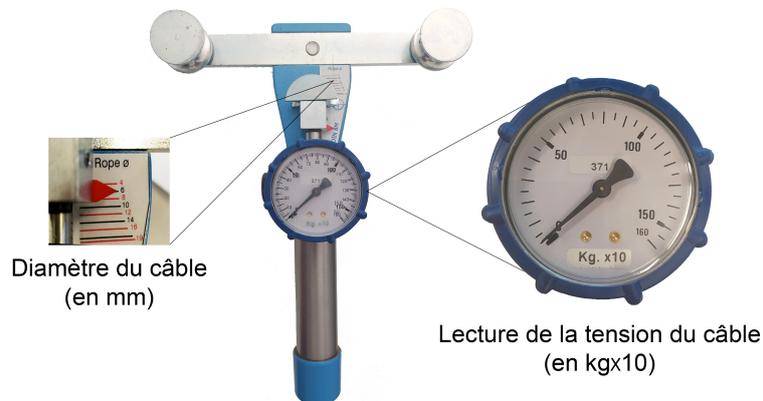


FIGURE 4.31 – Tensiomètre analogue.

Comme tout appareil de mesure, nous avons besoin d'effectuer un étalonnage

de ce tensiomètre sur un même type de câble que celui du prototype, pour deux configurations possibles :

- Configuration 1 : « Encastré-Encastré », les deux extrémités du câble sont fixées au bâti (Fig. 4.32) ;
- Configuration 2 : « Encastré-Libre », une extrémité du câble est fixée sur un point haut, l'autre extrémité supportant librement une masse (Fig. 4.33).



FIGURE 4.32 – Système d'étalonnage du tensiomètre en conditions Encastré-Encastré.

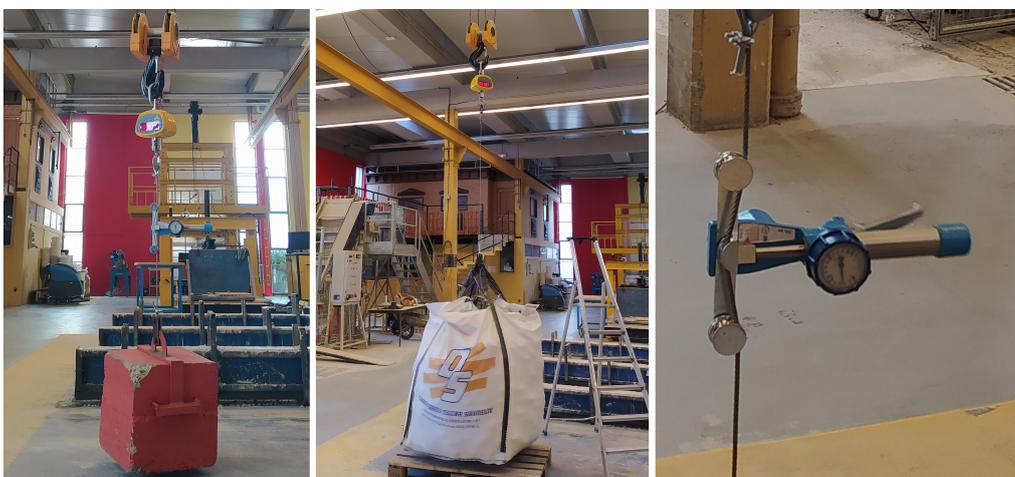
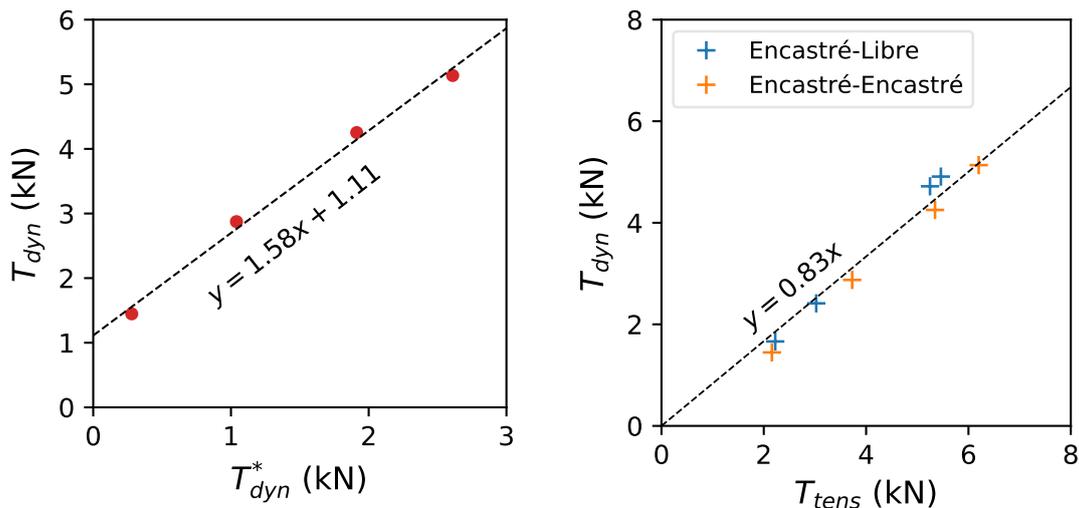


FIGURE 4.33 – Étalonnage du tensiomètre en conditions Encastré-Libre.

Dans la configuration 1, le câble est mis en tension grâce à un treuil manuel. L'autre extrémité est assemblée en série avec un dynamomètre permettant de lire la tension réelle dans le câble (Fig. 4.32). Avant le montage du tensiomètre, le dynamomètre permet de lire la valeur T_{dyn}^* . Après montage du tensiomètre, ce dernier permet de lire T_{tens} tandis que le dynamomètre affiche une nouvelle valeur T_{dyn} . En effet, l'usage du tensiomètre, en imposant un déplacement transversal au câble, induit une tension supplémentaire dans ce dernier. Cette augmentation de la tension suit une loi affine (Fig. 4.34a)

Dans le cas de la configuration 2, le câble est monté en série avec un dynamomètre et suspendu, tandis que l'autre extrémité est chargée par une masse. Le montage du tensiomètre (de masse négligeable) n'a aucun effet, dans ce cas, sur les valeurs du dynamomètre. Autrement dit, T_{dyn}^* est égale à T_{dyn} .

En recueillant l'ensemble des mesures des deux configurations dans un seul graphe, on obtient la figure 4.34b qui montre que les valeurs mesurées par le tensiomètre (axe des abscisses) sont proportionnelles à celles mesurées par le dynamomètre (axe des ordonnées) à un coefficient de proportionnalité près, égal à 0.83.



(a) Tension du câble donnée par le dynamomètre avec (T_{dyn}) et sans (T_{dyn}^*) tensiomètre.

(b) Tension du câble mesurée dans les 2 configurations des conditions aux limites.

FIGURE 4.34 – Étalonage du tensiomètre.

4.2.1.4 Introduction et contrôle de l'autocontrainte

Afin de contrôler le niveau de l'état d'autocontrainte introduit, nous avons procédé de manière indirecte en mesurant le raccourcissement des tendeurs. Deux méthodes ont été utilisées : une mesure directe par un mètre à ruban (Fig. 4.35a) et une autre par l'intermédiaire du théodolite et des réflecteurs coin-cube fixés sur chaque nœud en vi-à-vis (Fig. 4.35b). Bien que la première soit plus pratique, nous

avons retenu la deuxième pour sa meilleur précision.

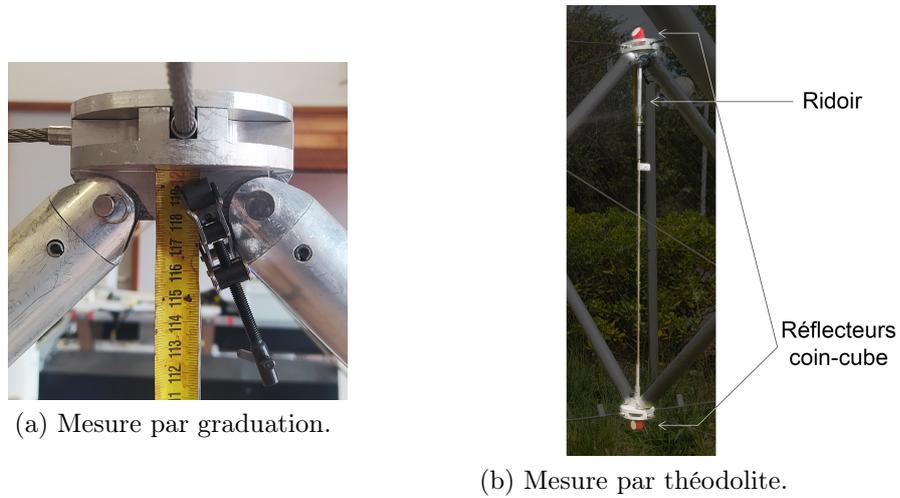


FIGURE 4.35 – Méthodes de mesure de la longueur des tendeurs.

Pour établir la relation entre le raccourcissement et la tension réellement introduite, nous avons au préalable réalisé des essais au cours desquels nous avons mesuré les tensions dans les éléments à l'aide du tensiomètre pour différentes valeurs de raccourcissement des tendeurs. On observe une relation linéaire qui permet de déduire directement le niveau d'autocontrainte introduit à partir des raccourcissements imposés (Fig. 4.36a). Cette proportionnalité confirme les résultats que nous avons obtenus sur les simulations numériques (Fig. 4.36b) avec un facteur de 3.15 (Fig. 4.36c)

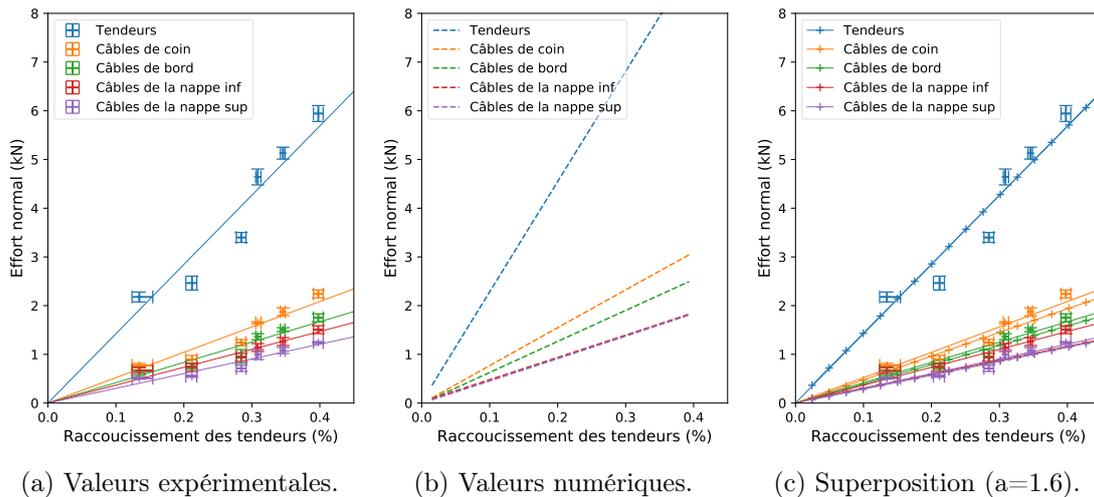


FIGURE 4.36 – Effort normal dans les câbles du module en fonction des raccourcissements des tendeurs.

Dans la pratique, au début de chaque essai, le théodolite est placé à un endroit

où tous les réflecteurs fixés aux nœuds se trouvent dans son champ de vision. Nous mesurons dans un premier temps, avant tout chargement, la position initiale de l'ensemble des réflecteurs. Cela nous permet de déduire la distance entre les nœuds de nappe et par la suite le raccourcissement individuel de chacun des tendeurs. Des ajustements d'un ou plusieurs ridoirs peuvent éventuellement être apportés afin d'homogénéiser les raccourcissements.

4.2.2 Résultats

Afin d'identifier les résultats des essais de chargement réalisés au laboratoire sur le module, puis sur la plateforme, nous adoptons la numérotation préalablement établie (Fig. 4.17). Nous rappelons en figure 4.37 les cas de charges étudiés.

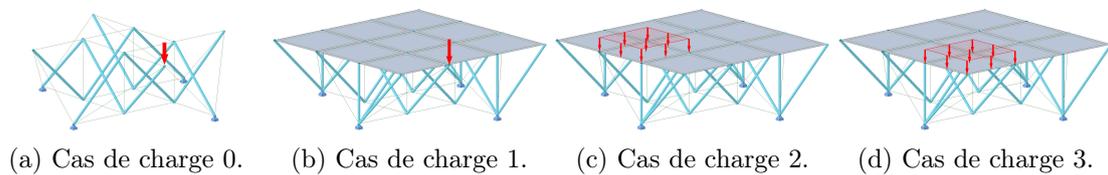


FIGURE 4.37 – Les 4 cas de charge étudiés.

o Module 3×3

Pour le prototype du module 3×3, nous avons étudié le cas de charge 0. Il s'agit d'un chargement vertical $F_{z,1}$ à pas régulier jusqu'à 145 kg (Fig. 4.38).



FIGURE 4.38 – Cas de charge 0.

Nous avons pu tracer les déplacements des nœuds N1 et N5 en fonction de la charge $F_{z,1}$ et de l'autocontrainte (Fig. 4.39).

Le graphe 4.39a montre une variation de déplacement du nœud N1 pratiquement linéaire en fonction de la charge appliquée. L'amplitude des déplacements est cependant réduite pour les niveaux d'autocontrainte correspondant à $\epsilon = 0.35\%$ et

$\epsilon = 0.52\%$ qui s'explique par un gain de rigidité de la structure dû à la mise en tension de l'ensemble des câbles.

Inversement, le nœud N5 subit un soulèvement (sens contraire au chargement) relativement important (9.7 mm) pour le niveau d'autocontrainte le plus bas.

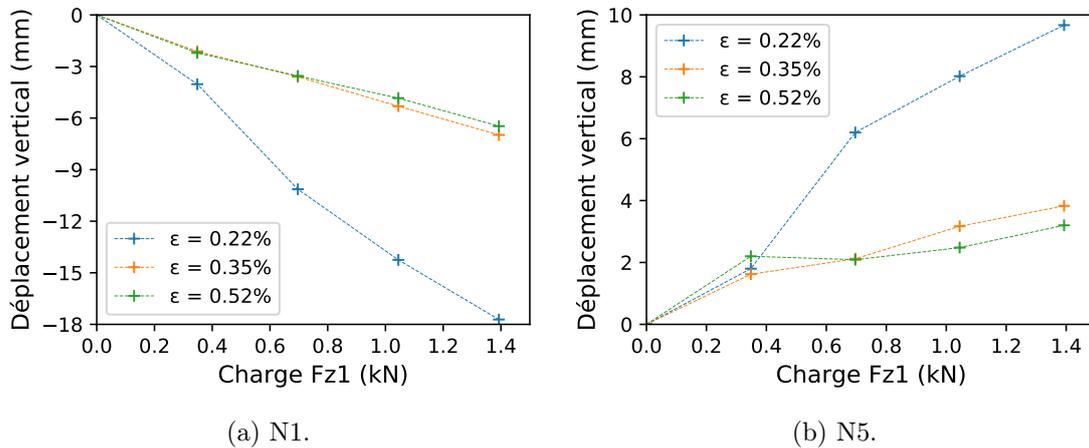


FIGURE 4.39 – Mesure de déplacement vertical des nœuds N1 et N5 pour le cas de charge 0.

Afin de mieux visualiser les déplacements verticaux de la nappe supérieure du module 3×3 pour le cas de charge 0, nous avons représenté l'ensemble des valeurs mesurées dans des graphes à 3 axes en fonction de l'autocontrainte ϵ et de la charge appliquée au nœud N1, allant de 0 à 1.39 kN (Fig. 4.40a-b-c).

Dans le cas du modèle numérique sous le même cas de charge, les déplacements du nœud N5 restent assez faibles (par rapport aux valeurs expérimentales) tout en étant dépendants de l'autocontrainte (Fig. 4.40d). Par ailleurs, les déplacements des nœuds N5 et N6 sont pratiquement négligeables devant les déplacements du nœud N1.

Les valeurs de soulèvement relativement importantes mesurées aux nœuds N5 et N6 expérimentalement, peuvent potentiellement résulter des incertitudes dans le système d'appuis.

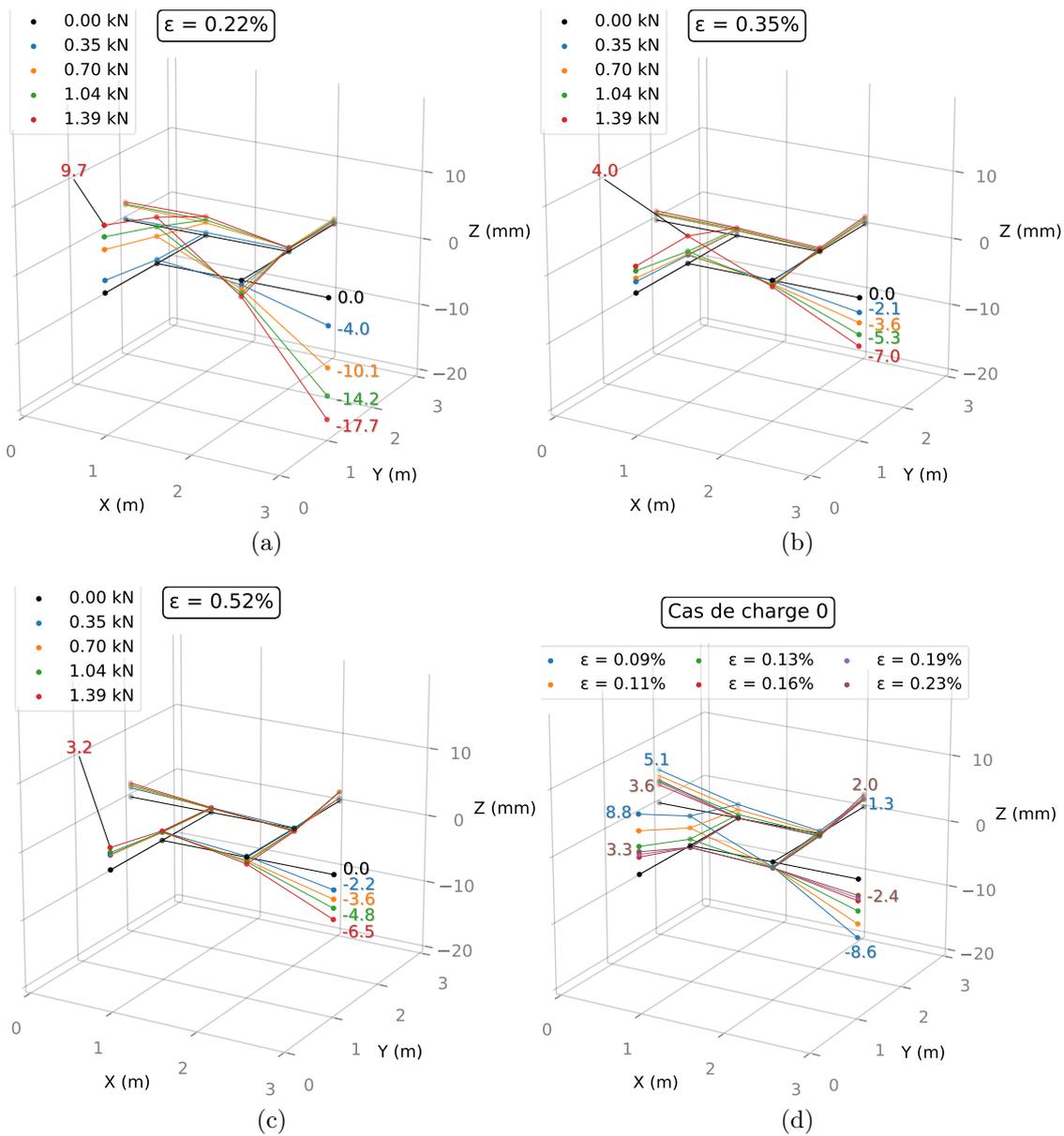


FIGURE 4.40 – Déplacements nodaux de la nappe supérieure du module. Cas de charge 0 (N1) : (a), (b) et (c) valeurs expérimentales, (d) simulations numériques.

o **Plateforme 3×3**

Afin d'évaluer le comportement du prototype de plateforme, nous avons complété l'assemblage du module par les 4 paires de béquilles et 9 plaques.

Pour réaliser le cas de charge 1, nous avons ensuite suivi le même protocole que pour le cas de charge 0, en fixant cette fois-ci les réflecteurs au-dessus des plaques. Les mesures obtenues sont ensuite comparées à celles du cas de charge 0. Les graphes (Fig. 4.41), scindés pour une meilleure lecture, récapitulent les déplacements de 8

nœuds de la nappe supérieure en fonction de l'autocontrainte pour une charge fixe de 1.39 kN. On retrouve un champ de déplacement semblable avec une légère différence de l'ordre de quelques millimètres, notamment au niveau des nœuds N1 et N5.

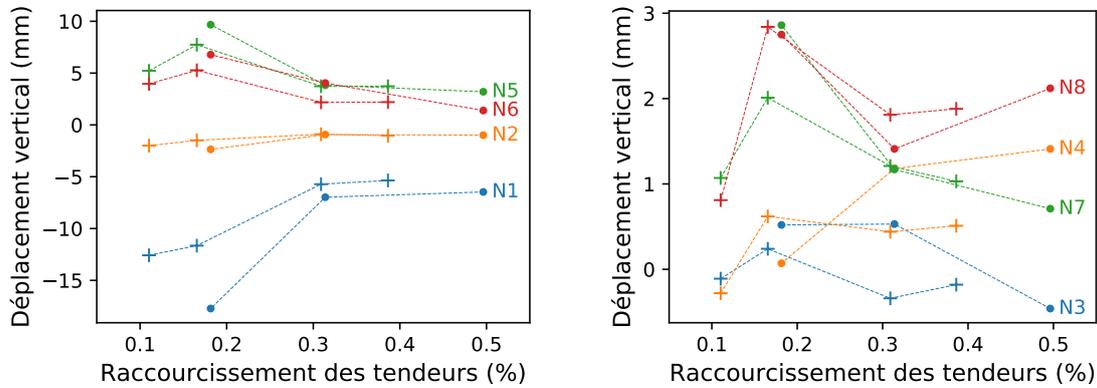


FIGURE 4.41 – Déplacements verticaux de 8 nœuds de la nappe supérieure de la structure (● Module | + Plateforme) avec changement d'échelle pour faciliter la lecture.

En représentant les mesures dans des graphes à 3 axes (Fig. 4.43a-b-c) pour 3 valeurs d'autocontrainte sur la même échelle, nous retrouvons une nette amélioration de rigidité autour du nœud N1 chargé. En revanche, nous avons des déplacements plus ou moins importants autour du nœud N5 (bords compris) pour les autocontraintes $\epsilon = 0.16\%$ et $\epsilon = 0.30\%$ tandis que pour $\epsilon = 0.11\%$ les bords avoisinants restent relativement stables.

Comparées aux valeurs numériques (Fig. 4.43d) où le champ de déplacement reste accentué principalement autour du nœud N1, le fait que les nœuds de la plaque 1 se soulèvent peut être attribué à un effet de la liaison nœud-plaque.



FIGURE 4.42 – Vue transversale du cas de charge 3.

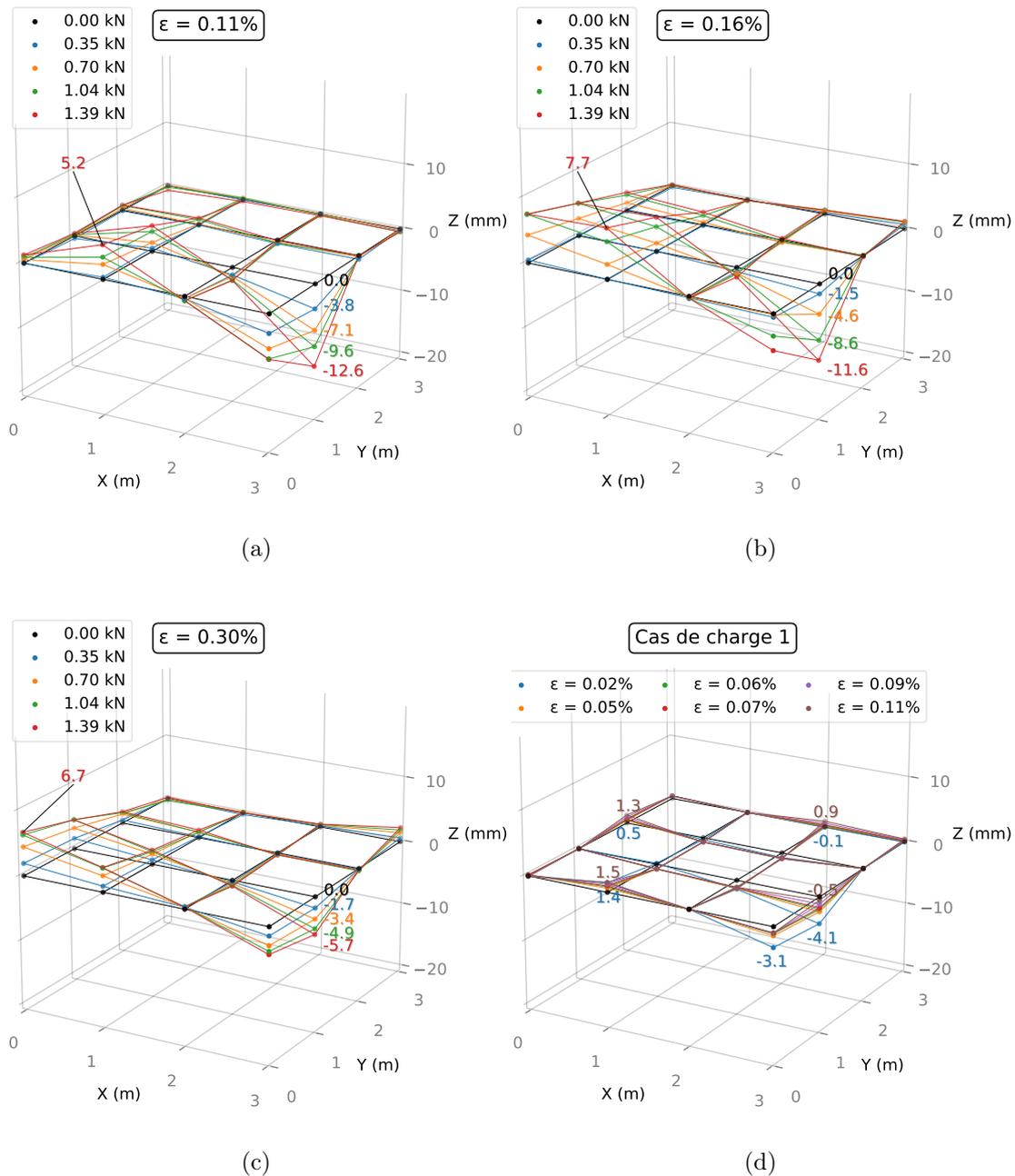


FIGURE 4.43 – Déplacements nodaux de la nappe supérieure de la plateforme.
 Cas de charge 1 (N1) : (a), (b) et (c) valeurs expérimentales, (d) valeurs numériques.

Enfin, pour les cas de charge 2 et 3, nous avons chargé respectivement les plaques 2 et 3 avec une charge de 2.9 kN/m^2 (Fig. 4.42).

Qualitativement, pour le cas de charge 2, les déplacements observés correspondent bien à ceux issus des simulations numériques (Fig. 4.44). Par contre, pour le cas de charge 3, on observe le même soulèvement que celui observé pour la charge ponctuelle.

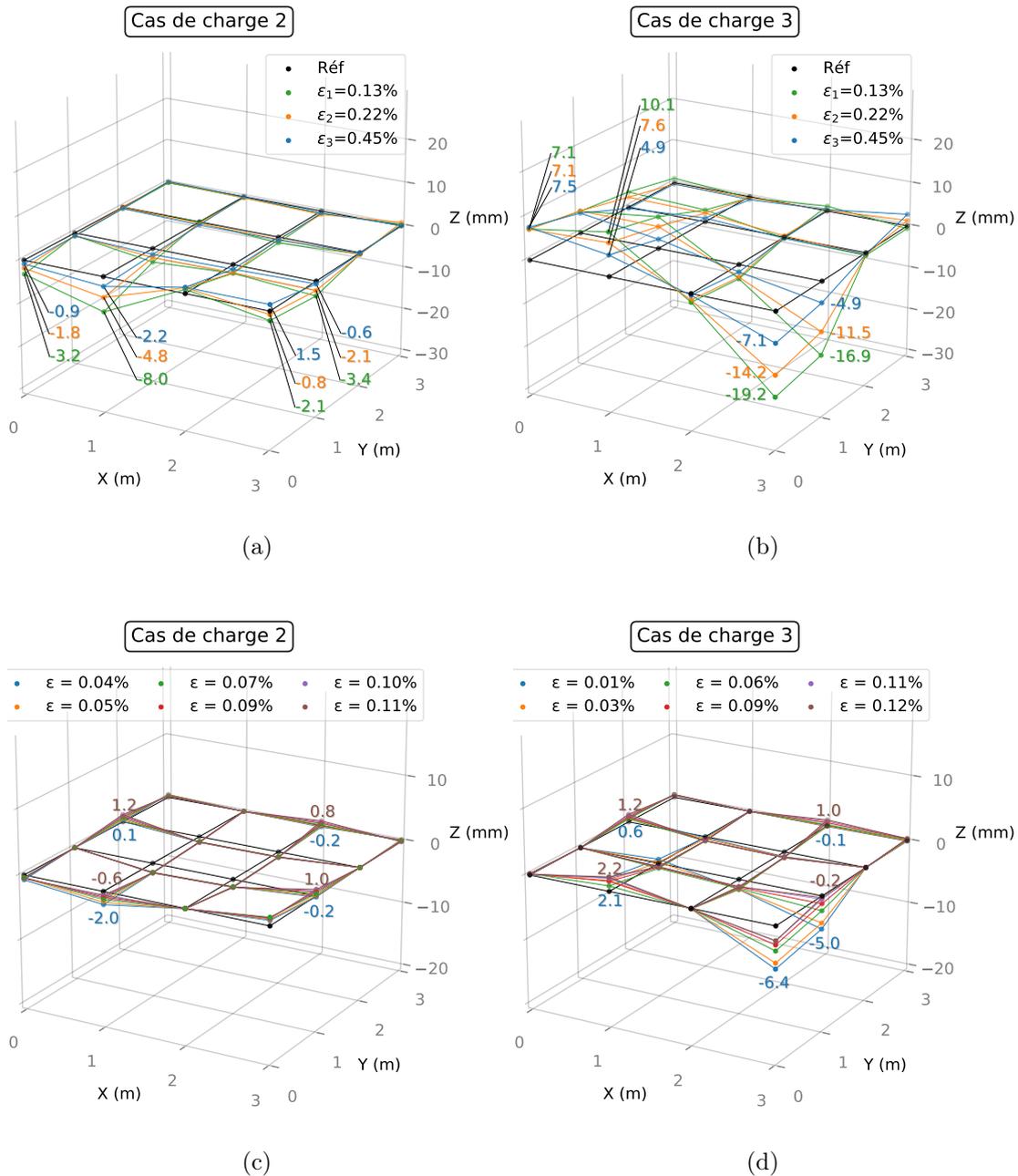


FIGURE 4.44 – Déplacements nodaux de la nappe supérieure de la plateforme | Cas de charge 2 (P2) et 3 (P3) : (a) et (b) valeurs expérimentales, (c) et (d) simulations numériques.

En termes d'effort normal, nous avons mesuré la tension maximale et minimale pour chaque famille d'éléments pour les cas de charge 2 et 3. Cela nous a permis de tracer les enveloppes de l'effort normal de chaque famille en fonction de l'autocontrainte (Fig. 4.45).

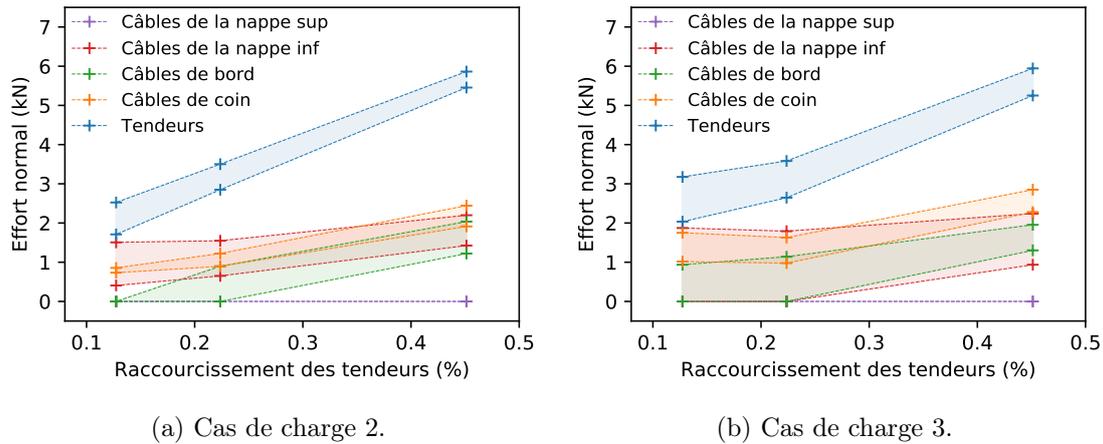


FIGURE 4.45 – Effort normal dans les câbles de la plateforme soumise aux cas de charge 2 et 3.

La comparaison des déplacements du modèle numérique avec ceux du modèle physique suggère, comme nous avons pu le constater dans la section 4.2.1.4, qu'un facteur de l'ordre de 1.6 s'applique sur les raccourcissements expérimentaux et numériques pour une bonne corrélation des résultats (Fig. 4.46).

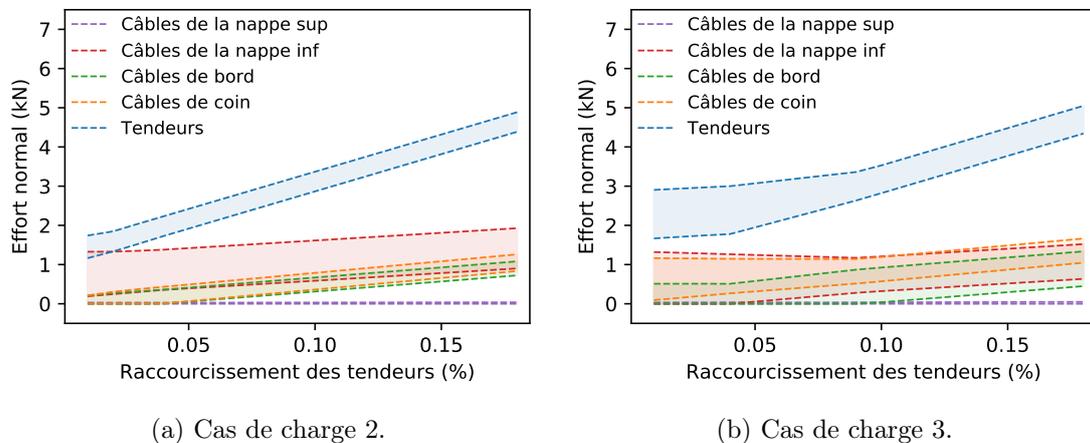


FIGURE 4.46 – Effort normal dans les câbles de la plateforme soumise aux cas de charge 2 et 3 obtenu numériquement.

4.3 Implantation sur site

Après avoir mené des essais en laboratoire, il est intéressant de monter le prototype dans des conditions réelles, avec des systèmes d'ancrage spécifiques au milieu marin.

En effet, la loi Littoral définit des exigences en termes d'impact environnemental

qui vont conditionner les solutions de fondation/appui en fonction de la zone à aménager, de son relief et de la composition de son fond marin.

La problématique posée à ce niveau est donc essentiellement liée à l'implantation des supports de la plateforme. Nous allons voir les solutions envisagées et les méthodes de mise en œuvre permettant d'assurer un positionnement satisfaisant des appuis.

4.3.1 Solutions d'appui

○ Ancrage Skrew

Cette solution est inspirée d'un système d'ancrage pour mouillage forain de bateau. Il s'agit d'une adaptation d'un type d'ancre hélicoïdale en forme de vis, commercialisée sous le nom de « Skrew » [3]. La tête qui sert à accrocher les câbles de mouillage et l'implantation est adaptée pour accueillir l'interface appui-structure. Deux trous traversants sont ajoutés sur la partie supérieure afin de bloquer un tube de réglage et la clé d'implantation utilisée pour visser l'appui dans le sable. Celle-ci est également réglable en hauteur pour s'adapter au niveau de la mer (Fig. 4.47).

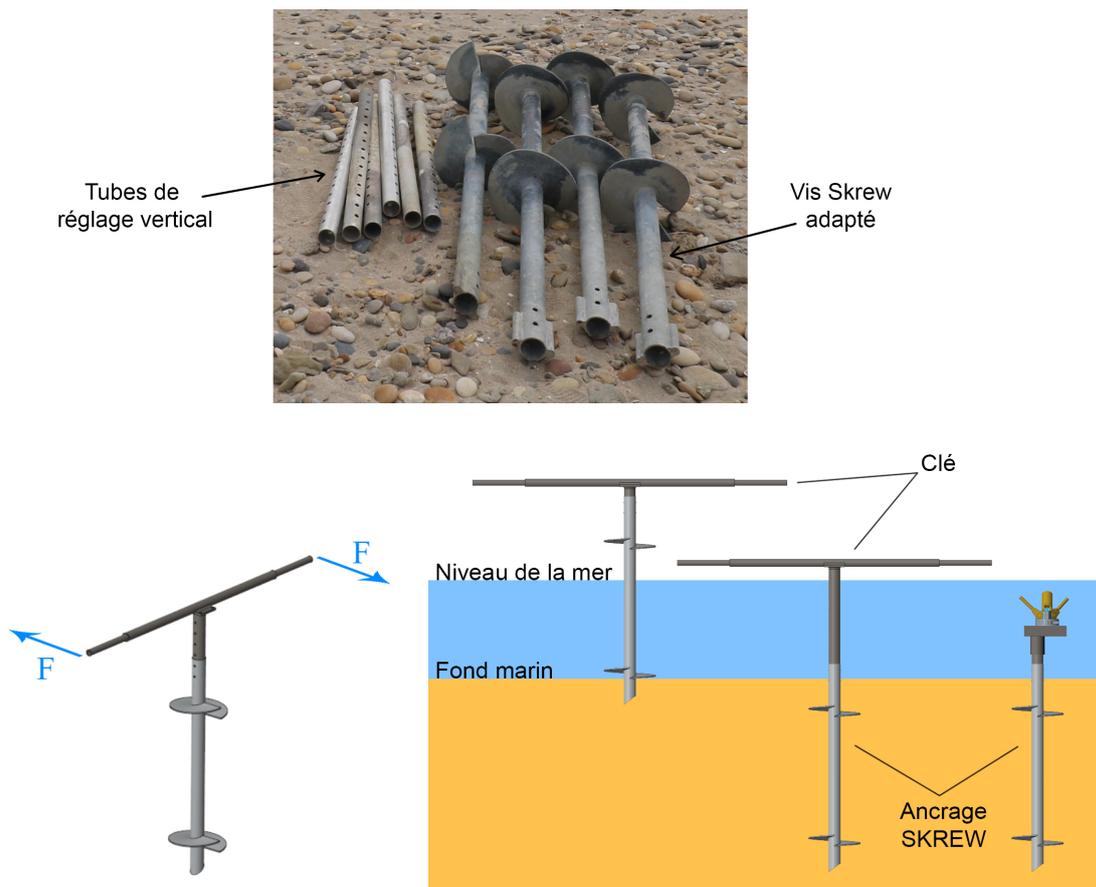


FIGURE 4.47 – Vis Skrew à 2 hélices et tubes de réglage.

Ce type d'ancrage a fait l'objet de nombreuses études aussi bien expérimentales que numériques afin d'évaluer leurs performances mécaniques sous différents cas de charge, géométries et types de sol [57, 58, 59, 60, 51].

Pour la solution de plateforme que nous proposons et les charges appliquées, un ancrage à 2 hélices est suffisant.

Les tubes de réglage peuvent comprendre un certain nombre de trous régulièrement espacés pour couvrir les dénivelés entre appuis. Néanmoins, pour affiner l'ajustement, nous pouvons envisager des tubes filetés semblables aux étais utilisés dans le génie civil (Fig. 4.48).



FIGURE 4.48 – Tube de réglage vertical avec filetage.

◦ Récif artificiel

Ayant besoin de fondations dans un milieu marin à la fois pour supporter et stabiliser la plateforme en service, il est possible d'envisager des appuis en forme de récifs artificiels simplement posés, sans ancrages. La stabilité de la plateforme est assurée par la masse du récif jouant le rôle de contre-poids dans le cas où l'appui subit un effort de soulèvement.

Nous proposons un design d'un tel récif en béton en figure 4.49. De par sa masse supposée importante (de l'ordre de 200 kg), le récif est conçu par l'assemblage de 18 blocs identiques maniables (de 11 kg chacun) piégeant un tube qui permettra l'ancrage. L'ensemble est ensuite lié par des tendeurs autour du massif et reste démontable.

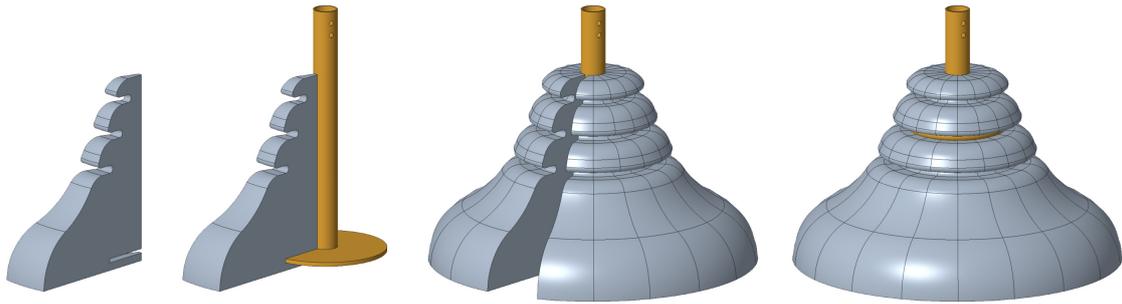
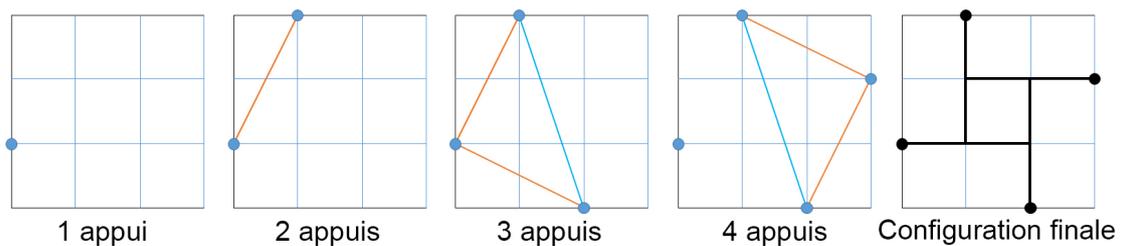


FIGURE 4.49 – Assemblage d'appui en forme de récif artificiel stabilisant.

4.3.2 Positionnement des appuis par triangulation

Afin de positionner les appuis sur site, nous proposons une méthode d'implantation par récurrence basée sur la triangulation de Delaunay¹ [61]. Connaissant les nœuds d'appui de la plateforme à installer, cette méthode consiste dans un premier temps à générer des triangles de Delaunay à partir de l'ensemble des nœuds d'appui à implanter. Ensuite, chaque appui est positionné en se liant à 2 appuis déjà fixés et qui forment avec lui un triangle de Delaunay. Le 1^{er} appui est implanté de manière approximative sur le site, tandis que le 2^{ème} est implanté sur un arc de rayon égal à l'arête formée par les 2 appuis (Fig. 4.50, 4.51 et 4.52).

De manière générale, si a est le nombre d'appuis à implanter, il faut au minimum $a - 2$ triangles de Delaunay pour les couvrir. Hormis la technicité nécessaire à l'implantation des appuis en milieu marin, la triangulation de Delaunay permet de limiter l'incertitude de position des appuis puisqu'elle maximise le plus petit angle de l'ensemble des angles des triangles, permettant ainsi d'écarter les triangles aux forme très allongées.

FIGURE 4.50 – Positionnement de 4 appuis pour un module 3×3 .

1. La triangulation de Delaunay d'un ensemble de points du plan est une triangulation telle qu'aucun point n'est inscrit à l'intérieur du cercle circonscrit à l'un des triangles.

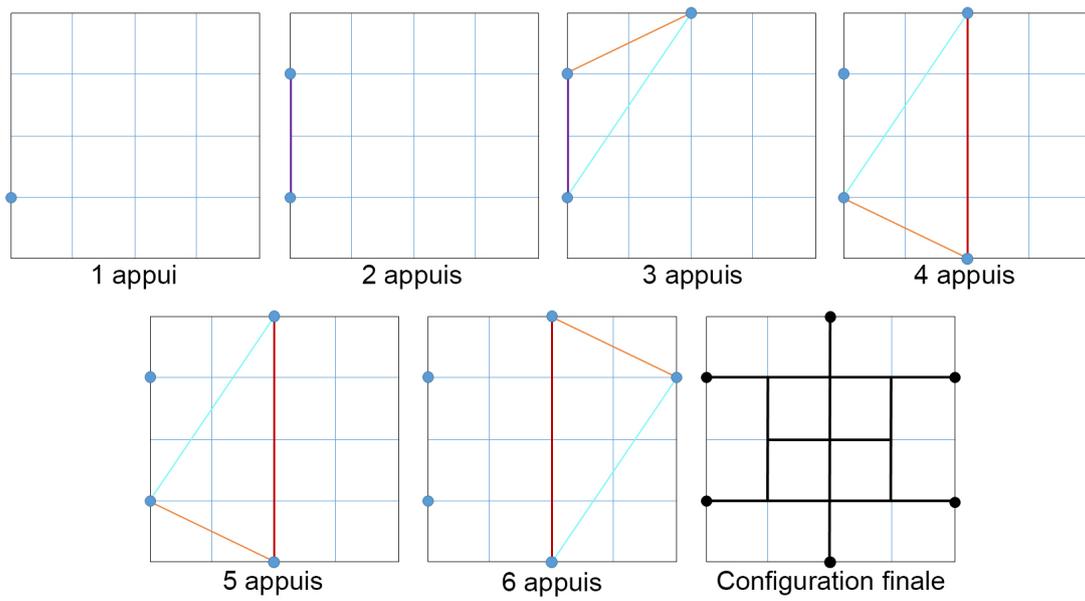


FIGURE 4.51 – Positionnement de 6 appuis pour un module 4×4 .

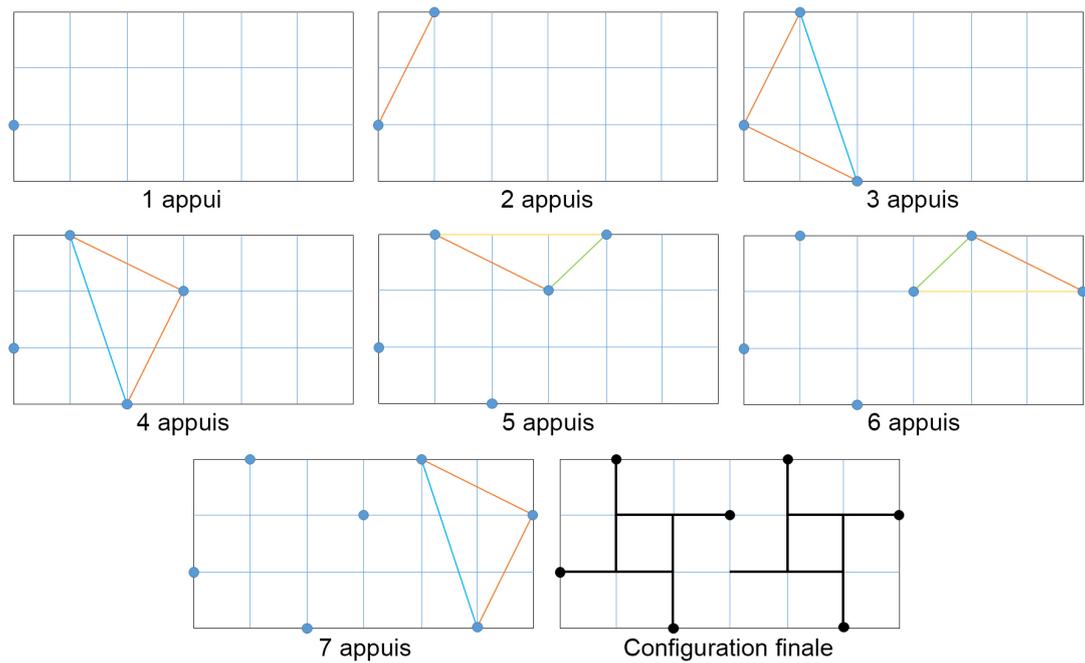


FIGURE 4.52 – Positionnement de 7 appuis pour un assemblage de 2 modules 3×3 .

D'autres exemples de positionnement des appuis d'un module 4×4 et un assemblage de 2 modules 3×3 sont rapportés dans l'annexe B.

4.3.3 Système d'implantation

En partant du principe de positionnement par triangulation, nous proposons un système d'implantation composé à chaque étape (sauf la 1^{er} et la 2^{ème}) d'un assemblage de 3 bras formant l'un des triangles de Delaunay. L'objectif est d'assurer le guidage et le maintien des distances entre appuis pendant l'implantation des ancrages Skrew [3].

Deux modèles ont été réalisés pour nos implantations et ont été le préalable à la définition d'une solution plus avancée comprenant une gaine de guidage.

o 1^{er} modèle

Le premier système est réalisé en bois ce qui lui permet de flotter et maintenir l'horizontalité par rapport au niveau de la mer (Fig. 4.53). Il a permis de réaliser les premières tentatives d'implantation avec une précision relativement faible, qui peut être encore réduite par le gonflement du bois s'il n'est pas protégé. Les coins du triangle ne sont conçus que pour tangenter l'assemblage vis-clé durant le processus, ce qui ne permet pas de guider la vis de manière précise.



FIGURE 4.53 – Triangle d'implantation.

o 2^{ème} modèle

Le deuxième modèle est conçu à partir de tubes en PVC assemblés avec des coins en plexiglas (Fig. 4.54). Les coins sont conçus pour guider la vis par leur diamètre passant mais sont facilement démontables pour passer à l'appui suivant. L'inconvénient de ce système réside dans les matériaux choisis, notamment le coin en plexiglas, qui peuvent être relativement fragiles.

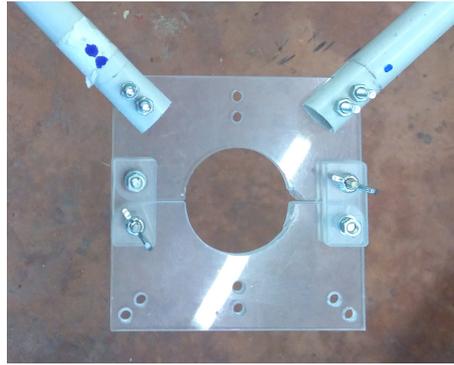


FIGURE 4.54 – Assemblage d'un coin du 2^{ème} modèle du triangle d'implantation.

○ **Solution à guidage (principe)**

Afin de matérialiser le principe d'un nouveau système d'implantation, nous avons conçu une maquette à l'échelle 1/7.5. Elle est composée de 3 bras pliables assemblés entre eux sur des gaines de guidage des vis Skrew (Fig. 4.55).

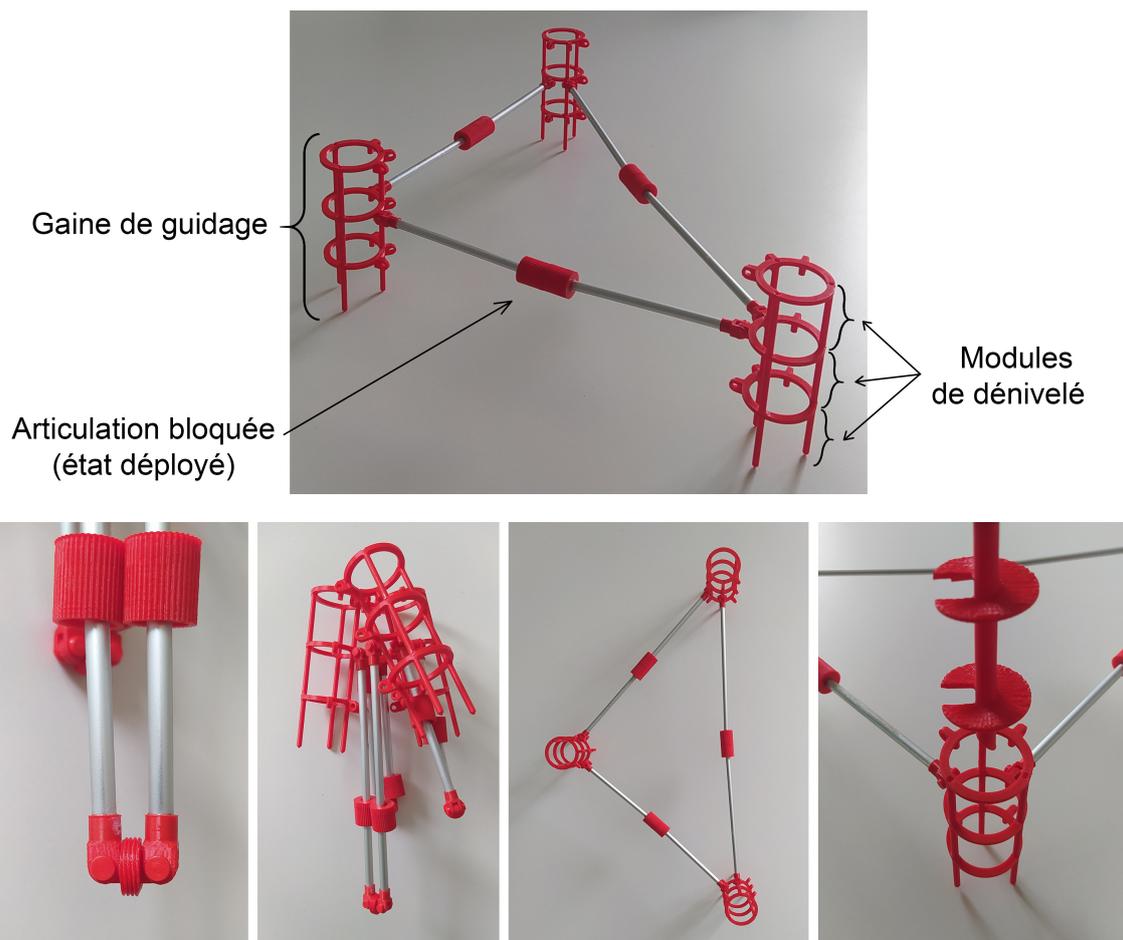


FIGURE 4.55 – Maquette du système d'implantation.

Les gaines de guidage sont composées de parties modulaires assemblées selon le dénivelé entre les positions des appuis, afin d'assurer l'horizontalité des bras du triangle.

4.3.4 Opérations sur site

Après la réalisation et l'assemblage du prototype « Tensarch » 3×3 en laboratoire, nous avons sollicité les collectivités locales sur le littoral languedocien afin de mener des essais d'implantation dans des conditions réelles. Nous avons eu ainsi l'opportunité de mener des essais à Port Camargue et à Villeneuve-lès-Maguelone [43]. L'ensemble des éléments de la structure, du platelage ainsi que l'outillage nécessaire au montage peuvent être transportés dans le coffre d'un monospace compact.

o Port Camargue (Gard)

Les premiers essais d'implantation ont été réalisés à Port Camargue (Fig. 4.56), un port de plaisance sur la commune du Grau-du-Roi, après avoir obtenu un créneau de quelques semaines avant l'arrivée des plaisanciers. L'objectif dans un premier temps était principalement de tester le 1^{er} modèle de système d'implantation par triangulation.



FIGURE 4.56 – Vue aérienne du site d'implantation - Port Camargue (Le Grau-du-Roi).

Une fois arrivés sur le site, une première investigation de la profondeur du lit marin nous a poussé à implanter le premier appui à environ 25 m du bord. Étant protégé des vagues par des digues et à l'abri du trafic des plaisanciers, le travail d'implantation était relativement aisé.

La clé étant démontable, elle permet de s'adapter à la profondeur d'implantation en la glissant dans le tube de réglage. L'allongement du bras de levier est possible afin d'augmenter le couple nécessaire à la rotation de la vis (Fig. 4.57).



FIGURE 4.57 – Adaptation du bras de levier de la clé d’implantation.

Si l’opération d’implantation peut prendre jusqu’à 45 min pour 4 appuis, le déploiement et l’introduction de l’autocontrainte ne prend que quelques minutes. Comme le prototype pèse 25 kg environ, il peut être déployé sur la berge puis transporté et posé sur les appuis par 2 personnes. Les plaques sont ensuite fixées aux nœuds par l’intermédiaire des interfaces préalablement posées (Fig. 4.58).



FIGURE 4.58 – Déploiement et installation du prototype.

Dans le cas où une vis est mal implantée, que ce soit à cause de la présence de cailloux sur son passage qui la font dévier de son axe de départ, ou simplement une mauvaise stabilisation de la clé d’implantation durant l’opération (Fig. 4.59), la structure peut se trouver sans appui et en porte-à-faux en l’absence de dispositif de réglage (Fig. 4.60a).



FIGURE 4.59 – Implantation désaxée.

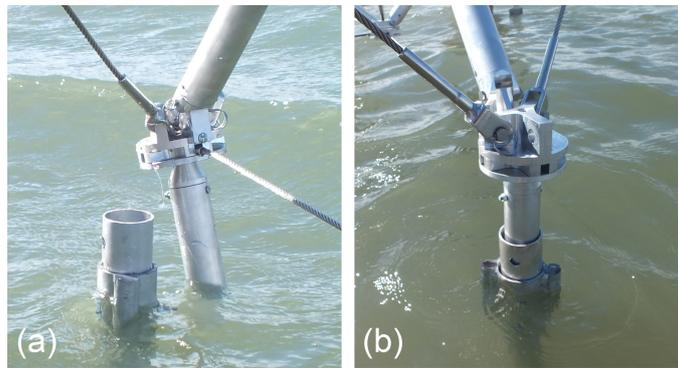


FIGURE 4.60 – (a) Appui mal positionné - (b) Appui bien positionné.

Bien que les conditions du site étaient idéales, ces premiers essais ont permis de souligner que pour une implantation précise, il est important d'avoir un dispositif d'implantation fiable ainsi qu'une interface d'ajustement. Le cas échéant, la réimplantation des appuis mal positionnés devient nécessaire.

A l'issue de la dernière opération d'implantation et après l'avoir entouré de bouées de balisage (Fig. 4.61), nous avons laissé le prototype semi-immersé sur site pendant 2 semaines afin d'observer le potentiel corrosif de l'eau de mer sur les matériaux utilisés.

Au bout de cette période, les câbles en acier inoxydable sont restés intacts tandis que les composants en aluminium ont subi un changement de texture. Il s'agit du dépôt d'un film d'oxyde naturel (de l'ordre 5 et 10 nanomètres) constitué d'alumine (de formule Al_2O_3) qui rend ce métal passif dans des environnements agressifs. Cependant, la résistance à la corrosion de l'aluminium dépend fortement de la stabilité physico-chimique du film d'oxyde, sensible aux caractéristiques du milieu et à la composition de l'alliage d'aluminium [62, 63, 64].



FIGURE 4.61 – Balisage par bouée du prototype.

- Villeneuve-lès-Maguelone (Hérault)

À la différence des essais précédents, cet essai s'est déroulé sur une seule journée sur une plage publique, la plage du Pilou (Fig. 4.62). L'objectif principal était de tester le 2^{ème} système d'implantation ainsi que les interfaces d'ajustement des appuis.

FIGURE 4.62 – Vue aérienne du site d'implantation -
Plage du Pilou (Villeneuve-lès-Maguelone).

Contrairement aux essais du Grau-du-Roi, le site n'était pas épargné par les vagues ce qui a perturbé les opérations. En effet, l'implantation manuelle des ancres Skrew s'est avérée assez laborieuse ce qui peut allonger la durée d'exécution (Fig. 4.63).

Bien que la précision initiale du système d'implantation puisse être correcte, la précision finale de l'appui implanté peut être insatisfaisante. Ainsi, le recours à des interfaces appui-structure reste un bon compromis afin de rattraper d'éventuelles imprécisions (Fig. 4.64).



FIGURE 4.63 – Implantation des 4 appuis à l'aide du 2^{ème} modèle de système d'implantation - Durée : 45 min.



FIGURE 4.64 – Ajustement de la position des appuis.

Une fois que les appuis sont mis en place, nous avons procédé au déploiement d'un module 3×3 suivi de l'assemblage des interfaces d'ajustement et des béquilles avant qu'il ne soit posé sur les appuis (Fig. 4.65).



FIGURE 4.65 – Déploiement du prototype sur place - Durée : 2 min.

Le réglage de la hauteur des appuis permet d'assurer l'horizontalité de la nappe supérieure. Cela est effectué une fois que les plaques sont fixées, et ce en utilisant des niveaux à bulle sur les bords de la plateforme (Fig. 4.66).



FIGURE 4.66 – Installation du prototype avec la fixation des plaques - Durée : 15 min.

Ces essais ont permis de conclure qu'un système d'implantation robuste complété par d'un guidage de l'ancrage, conduira sans doute à l'amélioration de la précision. De plus, la motorisation du système afin de réduire l'erreur humaine peut être envisagée dans de futurs développements.

4.3.5 Durabilité

Ces essais *in-situ* nous ont permis de toucher du doigt les problèmes liés à la durabilité de la plateforme et des matériaux mis en œuvre. Deux soucis principaux peuvent surgir, le premier lié à la corrosion des matériaux et le second à l'affouillement en pied d'ancrage.

○ Corrosion

Le milieu marin est un environnement chimiquement agressif envers les matériaux de construction (i.e. aluminium et acier) provoquant ainsi des réactions d'oxydation qui pourraient mettre en péril les propriétés mécaniques des éléments et par conséquent le comportement global de la structure.

Le prototype « Tensarch » est composé principalement d'éléments en alliage d'aluminium, de câbles en inox et de plaques en bois ou éventuellement en composite. Les pièces en aluminium sont vulnérables à la corrosion dans les milieux ayant un pH qui s'écarte du voisinage immédiat de la neutralité ($4 < pH < 9$). Dans les milieux neutres, la vitesse de corrosion des alliages d'aluminium passifs n'est jamais totalement nulle, mais elle est fortement réduite. Ainsi, bien que l'eau de mer soit d'une acidité relativement faible avec un pH variant entre 7.5 et 8.6, la protection de l'ensemble des composantes reste essentielle. Pour freiner le phénomène de corrosion, deux solutions s'avèrent possibles dans notre contexte : traitement de surface ou protection cathodique.

○ Affouillement

L'affouillement est le phénomène d'arrachement suivi du transport de sédiments, dans un milieu fluvial ou maritime, sous l'action érosive des sollicitations hydrauliques. A long terme, le transport sédimentaire modifie considérablement la morphologie du cours d'eau et de manière plus accentuée en présence d'obstacle. C'est le cas de certaines structures de génie civil comme les piles de ponts, les fondations d'éoliennes et d'autres ouvrages maritimes.

Or, la stabilité de tels ouvrages repose principalement sur leurs fondations qui sont encastrées au lit du cours d'eau jusqu'à une certaine profondeur, alors que la présence de fondations au milieu d'un flux d'eau provoque des tourbillons en aval favorisant ainsi le phénomène de l'affouillement (Fig. 4.67).

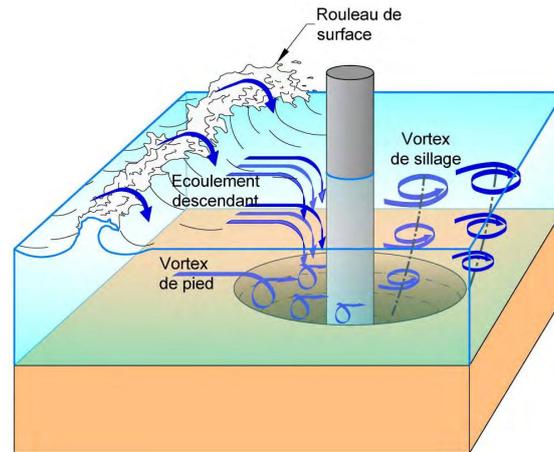


FIGURE 4.67 – Schéma d'affouillement formé autour d'une pile.

Au bord de la mer, le phénomène peut être assez important, du fait des à-coups répétés créés par les vagues. Pour remédier à cela, il existe des solutions à base de géotextiles destinés à recouvrir la zone autour de l'ancrage.

Conclusions et Perspectives

Au cours de cette thèse, j'ai présenté plusieurs solutions techniques dont l'objectif est de contribuer au développement de l'accessibilité à la mer. Ces solutions se doivent d'être légères et d'un usage simple en permettant un montage et démontage aisé pour la saison estivale en zone côtière.

Pour répondre à ces contraintes, les concepts proposés se basent sur des systèmes structuraux légers à contraintes initiales, dits de tenségrité, qui sont une évolution des structures triangulées et tendues traditionnelles. Leur fonctionnement implique la présence d'un état d'autocontrainte mais permet de les construire à base de barres et de câbles, offrant légèreté et pliability. Les systèmes de tenségrité sont toutefois exigeants au niveau de la conception et de l'analyse de leur comportement, selon des méthodes spécifiques présentées en première partie.

Le développement au coeur de cette thèse porte sur une dérivation du concept « Tensarch ». Cette topologie, inspirée du tissage, permet en effet la génération de structures élémentaires planes, ou modules, de toutes dimensions. De plus, cette solution est modulaire et permet la constitution de plateformes de formes arbitraires par assemblage bord à bord de modules, posés sur des appuis ponctuels installés au préalable. Dans le souci de faciliter les usages et pour la viabilité de cette solution, il est donc nécessaire de minimiser le nombre d'appuis. À partir d'un modèle numérique élaboré spécifiquement, j'ai donc pu justifier le dimensionnement des éléments sous un ensemble de chargements envisageables, mais aussi explorer les configurations optimales de conditions d'appui, en fonction de la surface totale de la plateforme et de la forme des modules élémentaires. Une solution complémentaire, destinée à des cheminements linéiques potentiellement courbes, le « Biquadruplex », est également présentée.

Avancer vers la concrétisation de ces solutions nécessite la construction de prototypes et, en conséquence, une démarche de conception mécanique prenant en compte toutes les exigences. La légèreté implique tout d'abord un choix et un dimensionnement cohérents des éléments, en particulier les éléments tendus pour lesquels trois types de câbles sont définis. Ensuite, il s'agit de donner forme aux nœuds, dont la fonction est d'attacher un nombre important d'éléments dans des configurations variées, tout en garantissant la convergence des forces en un même point, la solidité, et enfin de permettre la mobilité relatives des barres assurant la pliability. Il est ainsi proposé de manière optimale trois types de nœuds, distingués par leur position dans la topologie « Tensarch ». Enfin, il fut nécessaire de proposer une conception pour toutes les interfaces : avec les éléments de platelage, de liaison au

sol et les équipements.

Grâce aux moyens techniques du LMGC et au support de la SATT Axlr dans le cadre d'une maturation initiale, plusieurs prototypes à échelle 1 ont pu être réalisés et étudiés expérimentalement, à la fois en laboratoire et au cours d'installation sur sites côtiers, ce qui est présenté en partie 4. La topologie « Tensarch » permet la construction d'une plateforme modulaire, plane, solide et en peu de temps, par déploiement de modules dont les configurations pliées sont légères et compactes. Le retour d'expérience est riche et montre toutefois qu'il est nécessaire, ce qui n'était pas l'objet principal de ce travail, d'étudier et développer des solutions concrètes pour les appuis. Il a été testé jusqu'à présent une solution basée sur des vis à sable, pour lesquelles il ressort que la mise en œuvre est complexe et le réglage en position difficile. Plusieurs pistes seront à explorer par la suite pour faciliter ce processus : optimisation et allègement de ces vis, conception d'outillage permettant un réglage et guidage simplifiés, motorisation. Au delà d'un système vissé, il est envisageable de coupler cette proposition de ponton démontable à une installation sous-marine permanente, tels que des récifs artificiels, utilisés en co-activité récréative et source de biodiversité.

Au-delà de la structure elle-même, l'accessibilité en toute autonomie que ce travail contribue à permettre, ne sera possible que par l'installation d'équipements adaptés aux besoins de transfert à l'eau du public cible. Il restera enfin à proposer un modèle d'usage à destination des lieux ciblés et leur exploitant, comme les communes littorales ou les entreprises touristiques. Ce n'est qu'en ayant réussi l'assemblage de solutions pour la structure support, les équipements autonomes et les usages que l'accessibilité à tous et en toute autonomie à la mer pourra devenir un jour prochain réalité.

Bibliographie

- [1] N. Chautard. *Habitats insalubres et situations de handicap*. Editions de l'Espérou, 2002-2003.
- [2] Loi n° 86-2 du 3 janvier 1986 relative à l'aménagement, la protection et la mise en valeur du littoral (1).
- [3] Sea Tech and Fun Europe. Skrew™.
- [4] POZEÏA : Dans l'eau comme tout le monde, 2014.
- [5] R. Connelly. *Tensegrity Structures : Why are They Stable ?*, pages 47–54. 01 2002.
- [6] D. G. Emmerich. Structures linéaires Autotendantes, 1964. FR1377291A.
- [7] D. G. Emmerich. Construction de réseaux autotendants, September 1964. FR1377290.
- [8] K. D. Snelson. Continuous tension, discontinuous compression structures, 1965. US3169611A.
- [9] F. R. Buckminster. Tensile-integrity structures, 1962. US3063521A.
- [10] R. Motro. *Tensegrity : Structural Systems for the Future*. Elsevier Science, 2003.
- [11] R. E. Skelton, R. Adhikari, J.-P. Pinaud, W. Chan, and J. Helton. An introduction to the mechanics of tensegrity structures. In *Proceedings of the 40th IEEE conference on decision and control (Cat. No. 01CH37228)*, volume 5, pages 4254–4259. IEEE, 2001.
- [12] R. Skelton and M. Oliveira. *Tensegrity Systems*. 01 2009.
- [13] O. Aloui, J. Flores, D. Orden, and L. Rhode-Barbarigos. Cellular morphogenesis of three-dimensional tensegrity structures. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 346 :85–108, 2019.
- [14] G. Turk and M. Levoy. The stanford bunny, 2005.
- [15] N. Vassart. *Recherche de forme et stabilité des systèmes réticulés spatiaux autocontraints – application aux systèmes de tenségrité*. PhD thesis, Université Montpellier II, 1997.
- [16] T. Flemons. The bones of tensegrity. See <http://intensiondesigns.ca/bones-of-tensegrity/>, 2012.
- [17] P. Cañadas, B. Maurin, and R. Motro. Mécanique des systèmes précontraints appliquée à la structure du cytosquelette. *Mécanique & industries*, 10(3-4) :285–290, 2009.

- [18] B. S. Gan. *Tensegrity in Biological Application : Cellular Tensegrity*, pages 193–208. Springer International Publishing, Cham, 2020.
- [19] V. Gomez-Jauregui. *Tensegrity Structures and their Application to Architecture*. 06 2010.
- [20] A. Graells Rovira and J. M. Mirats Tur. Control and simulation of a tensegrity-based mobile robot. *Robotics and Autonomous Systems*, 57(5) :526–535, 2009.
- [21] A. P. Sabelhaus, J. Bruce, K. Caluwaerts, P. Manovi, R. F. Firoozi, S. Dobi, A. M. Agogino, and V. SunSpiral. System Design and Locomotion of SUPERball, an Autonomous Tensegrity Robot. In *2015 IEEE International Conference on Robotics and Automation*, Seattle, Washington, May 2015.
- [22] S. Pellegrino. *Deployable Structures*. Springer, 2001.
- [23] N. Kishimoto, M. C. Natori, K. Higuchi, and K. Ukegawa. New deployable membrane structure models inspired by morphological changes in nature. In *47th AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference 14th AIAA/ASME/AHS Adaptive Structures Conference 7th*, page 1898, 2006.
- [24] L. Datashvili, H. Baier, E. Wehrle, T. Kuhn, and J. Hoffmann. Large shell-membrane space reflectors. In *51st AIAA/ASME/ASCE/AHS/ASC Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference 18th AIAA/ASME/AHS Adaptive Structures Conference 12th*, page 2504, 2010.
- [25] H.-J. Schek. The force density method for form finding and computation of general networks. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 3(1) :115–134, 1974.
- [26] K. Linkwitz. Formfinding by the “direct approach” and pertinent strategies for the conceptual design of prestressed and hanging structures. *International Journal of Space Structures*, 14(2) :73–87, 1999.
- [27] A. G. Tibert and S. Pellegrino. Review of Form-Finding Methods for Tensegrity Structures. *International Journal of Space Structures*, 18(4) :209–223, 2003.
- [28] N. Vassart and R. Motro. Multiparametered Formfinding Method : Application to Tensegrity Systems. *International Journal of Space Structures*, 14(2) :147–154, 1999.
- [29] Gilbert Strang. *Introduction to linear algebra*. Wellesley-Cambridge Press Wellesley, MA, 1993.
- [30] M. Khatibinia, S. Hosseinaei, and S. R. Sarafrazi. Efficiency of dynamic relaxation methods in form-finding of tensile membrane structures. *SN Applied Sciences*, 1(11) :1–13, 2019.
- [31] A. S. Day. An introduction to dynamic relaxation. *The Engineer*, 219 :218–221, 1965.
- [32] M. R. Barnes. *Form finding and analysis of tension space structures by dynamic relaxation*. PhD thesis, City University London, October 1977.
- [33] F. Jamin, S. Amouri, J. Averseng, and J. Quirant. La mer accessible à tous : Les systèmes de tenségrité déployables au service de l’autonomie. 06 2016.

- [34] V. Gomez-Jauregui, M. Quilligan, C. Machado, and C. Otero. Design, Fabrication and Construction of a Deployable Double-Layer Tensegrity Grid. *Structural Engineering International*, 28 :13–20, 01 2018.
- [35] L. R. Sanchez-Sandoval. *Contribution à l'étude du dimensionnement optimal des systèmes de tenségrité*. PhD thesis, Université de Montpellier II, 2005.
- [36] N. Veuve, A. C. Sychterz, and I. F. C. Smith. Adaptive control of a deployable tensegrity structure. *Engineering Structures*, 152 :14–23, 2017.
- [37] J. Averseng, F. Jamin, and J. Quirant. Les systèmes de tenségrité déployables : application à l'accessibilité de la baignade en mer. In *33èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Bayonne, France, 2015.
- [38] R. Vinicius. *Architecture et système constructif : cas des systèmes de tenségrité*. PhD thesis, 2001. 2001MON20132.
- [39] R. Motro. *Tensarch : A tensegrity double layer grid prototype*, pages 57–66. 2002.
- [40] L. D. Landau, E. M. Lifshits, E. M. Lifshitz, A. M. Kosevich, L. P. Pitaevskii, J. B. Sykes, and W. H. Reid. *Theory of Elasticity*. 1986.
- [41] F. Jamin, J. Quirant, J. Averseng, and S. Devic. Assembly of foldable tensegrity modules, 2017. WO2017194775A1.
- [42] I. Hrazmi, J. Averseng, J. Quirant, and F. Jamin. Des plateformes de tenségrité à double nappe, une solution d'accessibilité à la mer. In *37èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil de l'AUGC*, Nice, France, June 2019.
- [43] I. Hrazmi, J. Averseng, J. Quirant, and F. Jamin. Deployable double layer tensegrity grid platforms for sea accessibility. *Engineering Structures*, 231 :111706, 2021.
- [44] J. Morel. *Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3*. Eyrolles, 2005.
- [45] Y. Benoit, B. Legrand, and V. Tastet. *Calcul des structures en bois*. Editions Eyrolles, 2009.
- [46] S. Amouri, J. Averseng, J. Quirant, and J.-F. Dubé. Structural design and control of modular tensegrity structures. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 19(6) :687–702, 2015.
- [47] N. Angellier. *Etat d'autocontrainte des grilles de tenségrité. Vers l'indentification sous sollicitation naturelle*. PhD thesis, Université de Montpellier II, 2008.
- [48] N. Angellier, J.-F. Dubé, J. Quirant, and B. Crosnier. Etude de la déformée d'une grille de tenségrité pour l'identification de son niveau d'autocontrainte. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(10) :1183–1202, 2009.
- [49] ANSYS Inc. Mechanical APDL R2, 2019.
- [50] J Averseng. *Mise en oeuvre et contrôle des systèmes de tenségrité*. PhD thesis, 2004. Thèse de doctorat dirigée par Crosnier, Bernard Mécanique. Génie mécanique. Génie civil Montpellier 2 2004.

- [51] J. R. Morison, J. W. Johnson, S. A. Schaaf, et al. The force exerted by surface waves on piles. *Journal of Petroleum Technology*, 2(05) :149–154, 1950.
- [52] G. B. Airy. *Tides and waves*. B. Fellowes, 1845.
- [53] I. Hrazmi, J. Averseng, J. Quirant, and F. Jamin. Optimisation et mise en œuvre d’une plateforme de tenségrité pour l’accessibilité à la mer. *Academic Journal of Civil Engineering*, 38(1) :217–220, Sep. 2020.
- [54] R. Motro. *Formes et forces dans les systèmes constructifs, cas des systèmes réticulés spatiaux autocontraints*. PhD thesis, Université de Montpellier II, 1983.
- [55] PTC. Creo Parametric 3.0 M190.
- [56] F. Cevaer, J. Quirant, N. Angellier, and J.-F. Dubé. Mesure de la tension de câbles à rigidité de flexion non nulle à l’aide d’un tensiomètre. In *XXVIII èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil "Ouvrages en service et développement durable"*, page p. 225, La Bourboule, France, June 2010. 10 pages.
- [57] F. M. Abdrabbo and A. Z. El Wakil. Laterally loaded helical piles in sand. *Alexandria Engineering Journal*, 55(4) :3239–3245, 2016.
- [58] Y. Chen, A. Deng, A. Wang, and H. Sun. Performance of screw-shaft pile in sand : Model test and DEM simulation. *Computers and Geotechnics*, 104 :118–130, 2018.
- [59] Z. Meng, J.-J. Chen, and J.-H. Wang. Numerical analysis of bearing capacity of drilled displacement piles with a screw-shaped shaft in sand. *Marine Georesources & Geotechnology*, 35(5) :661–669, 2017.
- [60] A. Mohajerani, D. Bosnjak, and D. Bromwich. Analysis and design methods of screw piles : A review. *Soils and Foundations*, 56(1) :115–128, 2016.
- [61] B. Delaunay. Sur la sphère vide. *Izv. Akad. Nauk SSSR, Otdelenie Matematicheskii i Estestvennyka Nauk*, 7 :793–800, 1934.
- [62] C. Vargel. L’aluminium et la mer. *Matériaux & Techniques*, 74(5-6) :233–245, 1986.
- [63] C. Vargel. *Corrosion de l’aluminium*. Dunod, 1999.
- [64] J. Lyman and R. B. Abel. Chemicals aspects of physical oceanography. *Journal Chemical Education*, 35 :113–115, 1958.

Annexes

A Dessins de définition

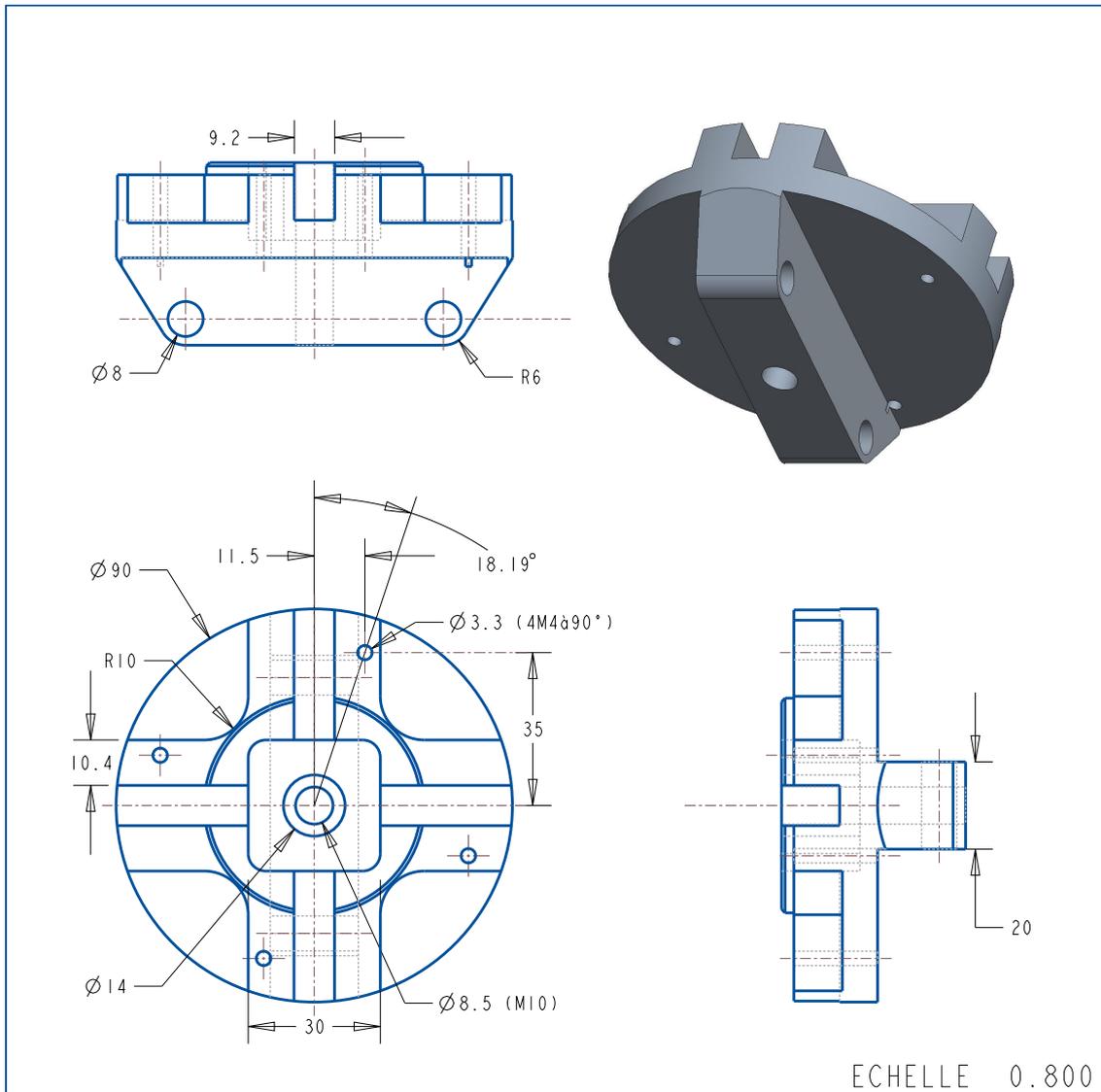


FIGURE A.1 – Noeud interne.

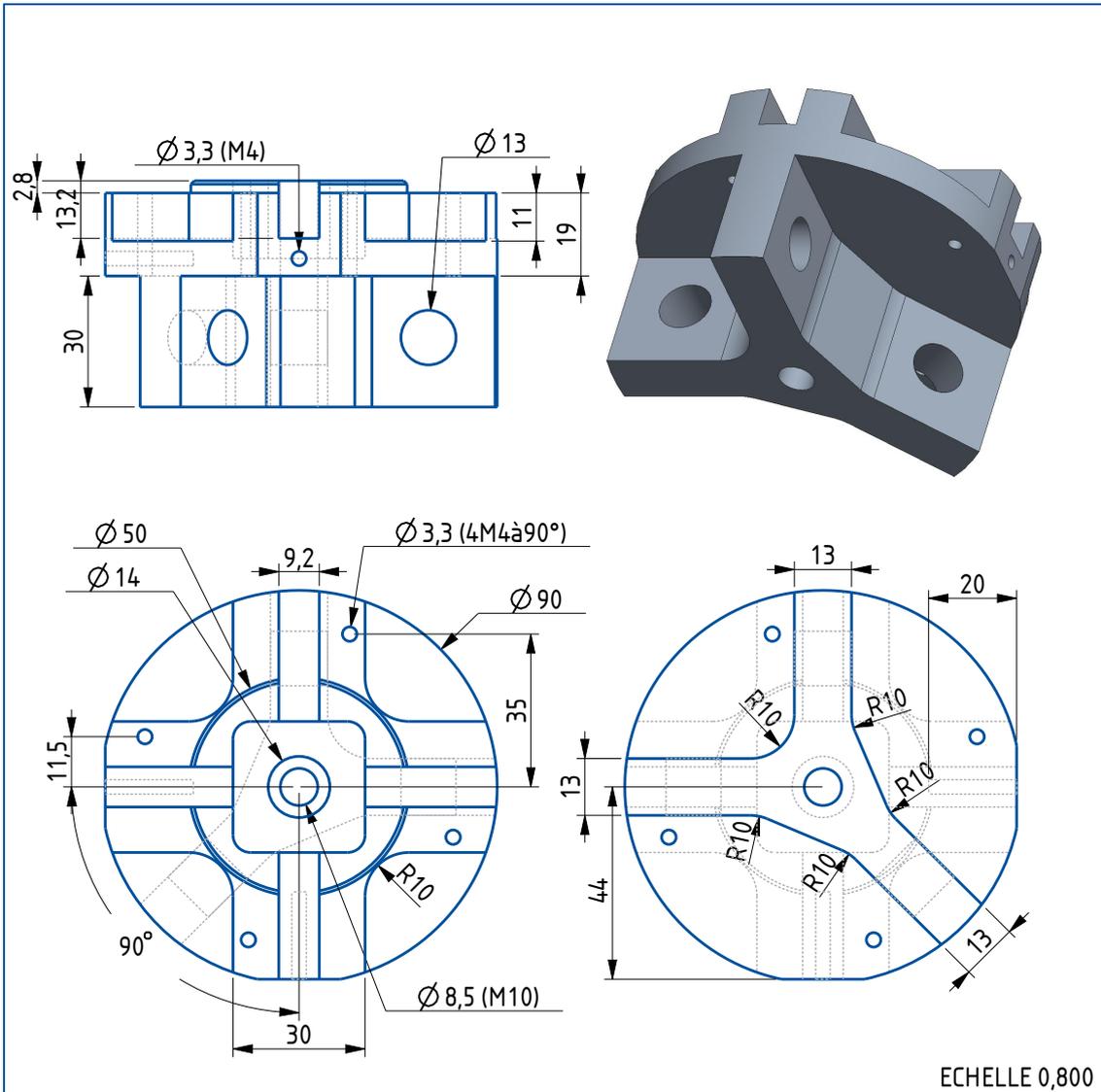


FIGURE A.2 – Nœud de coin.

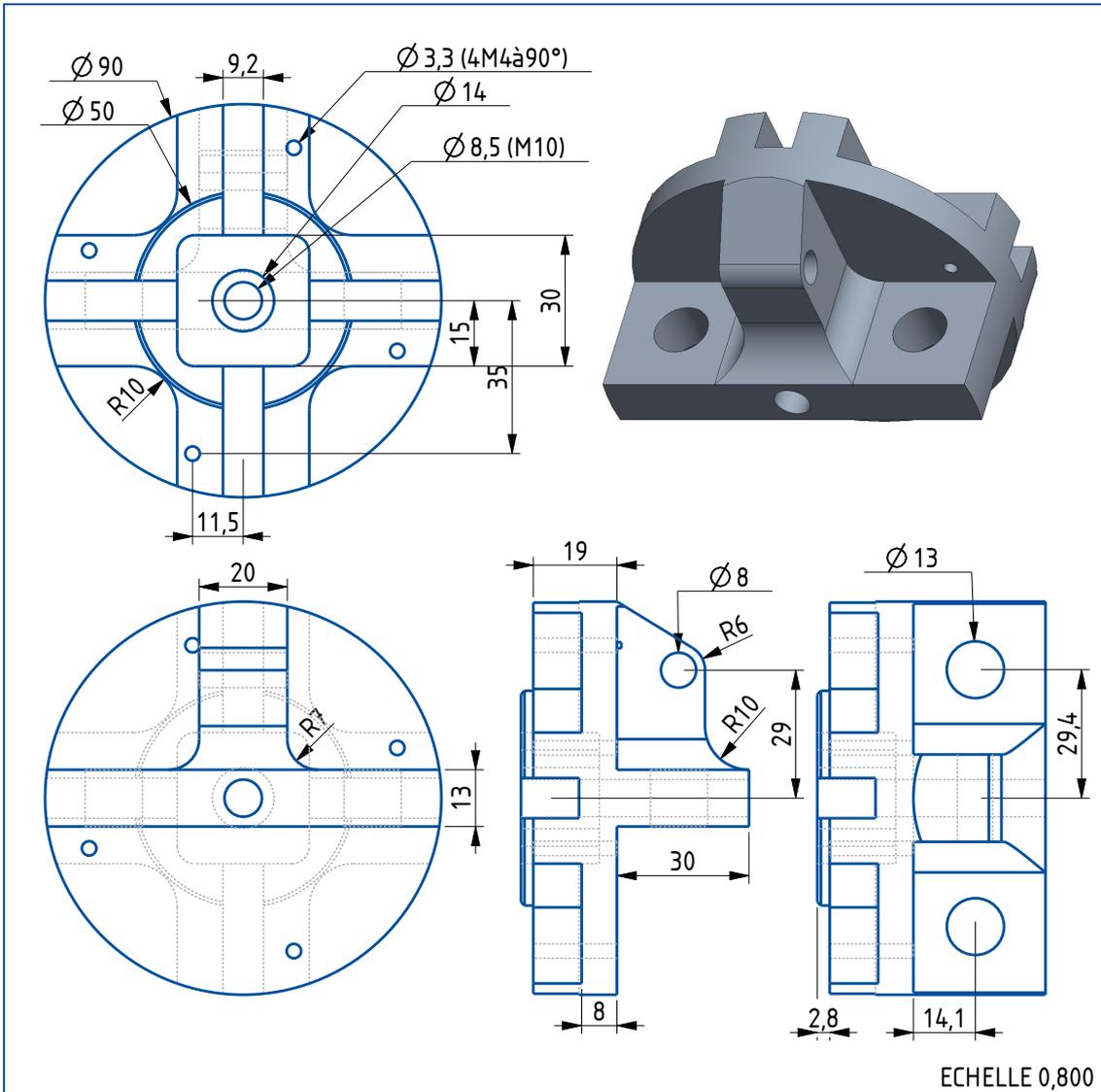


FIGURE A.3 – Nœud de bord.

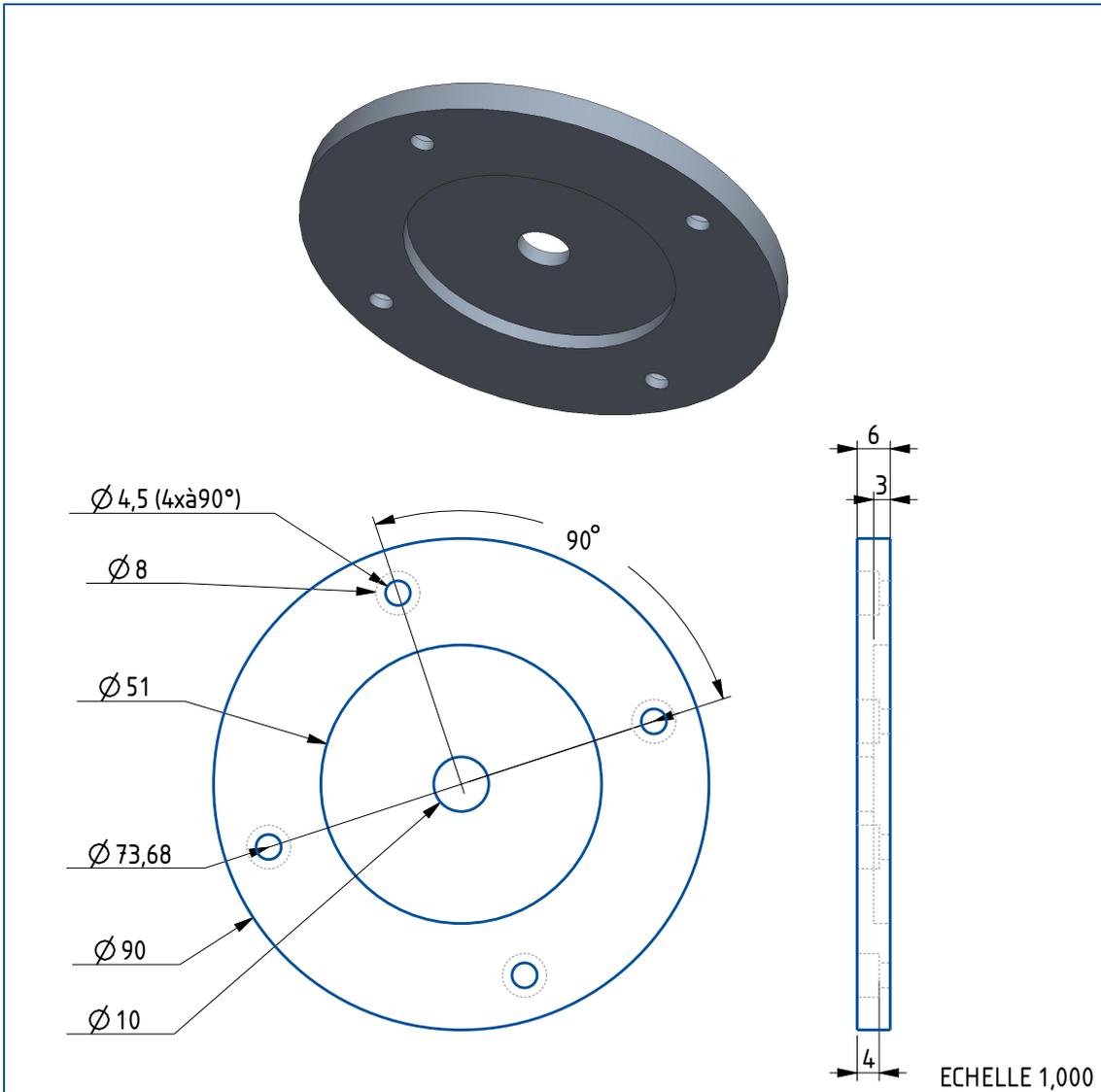


FIGURE A.4 – Capot des nœuds.

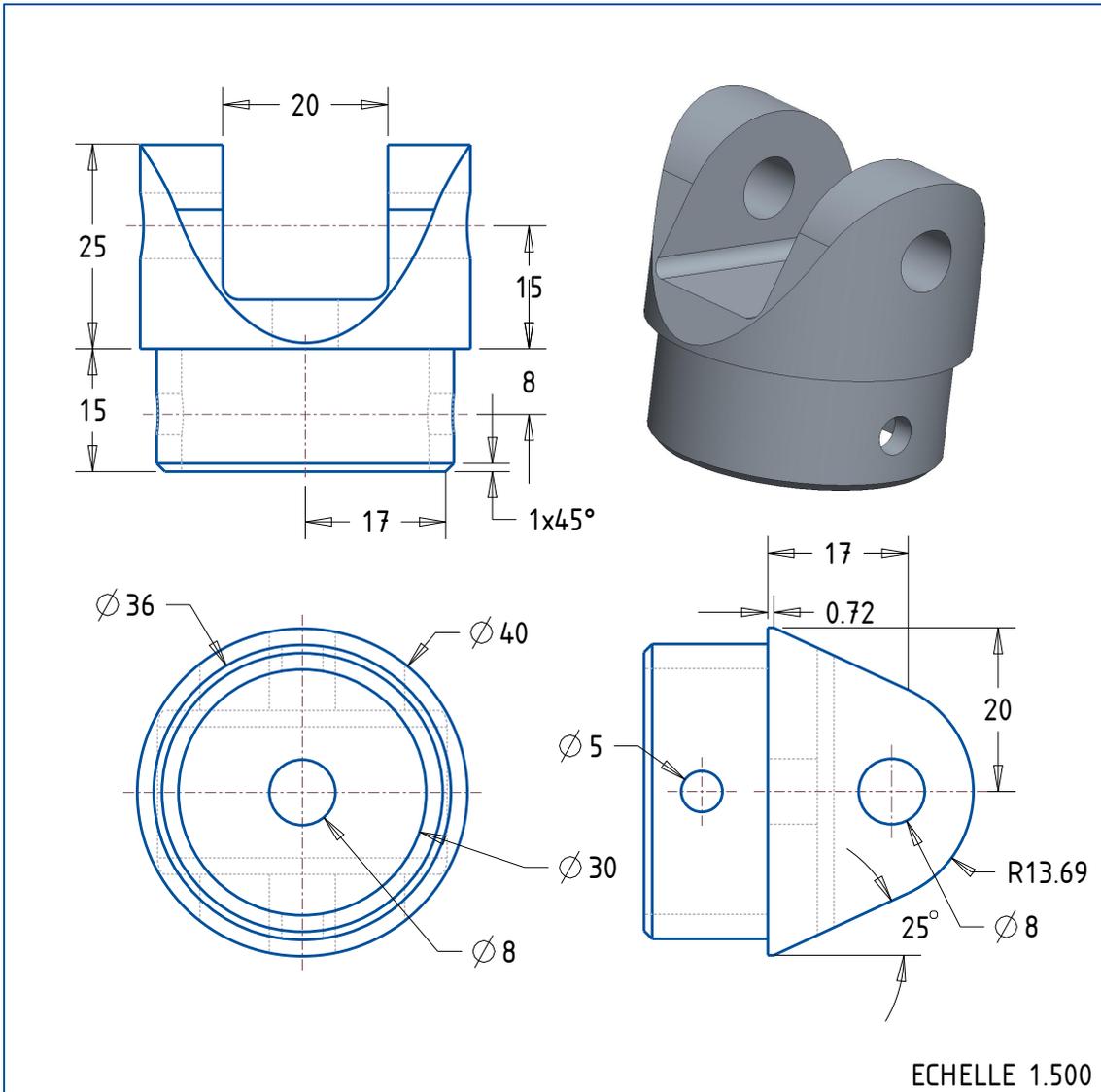


FIGURE A.5 – Chape pour barre.

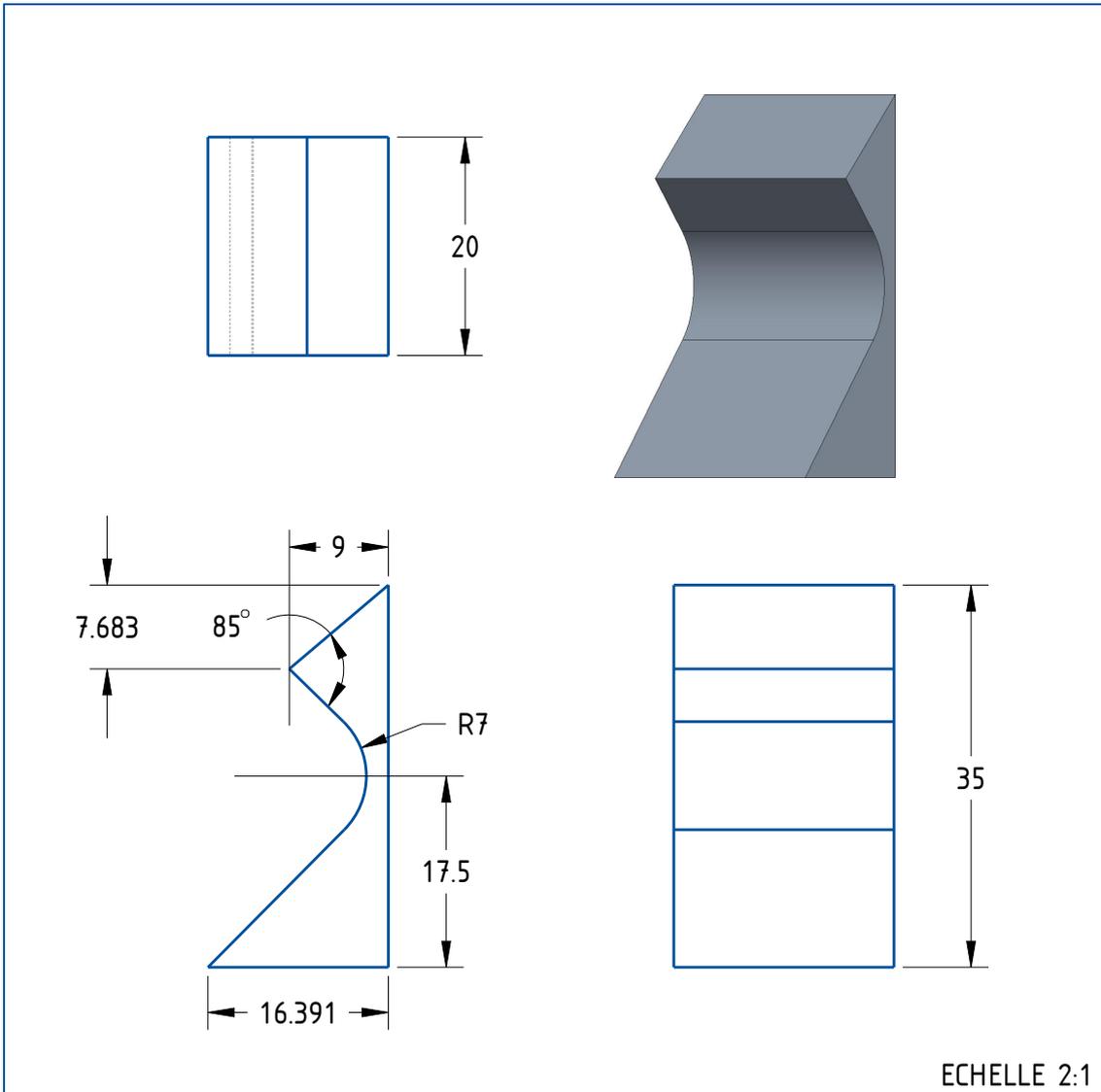


FIGURE A.6 – Interface de blocage pour chape de barre.

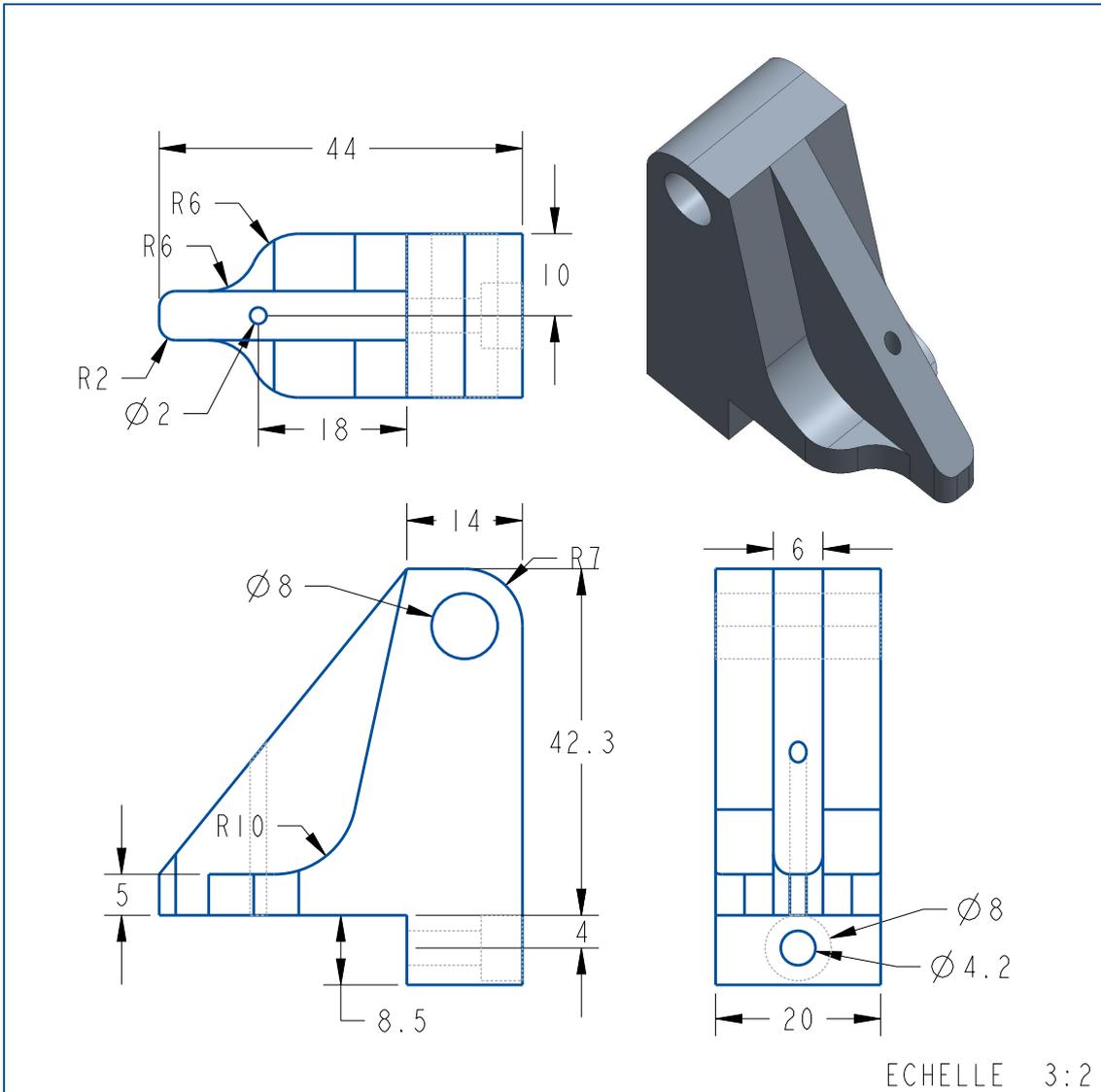


FIGURE A.7 – Interface oblique pour les barres courtes.

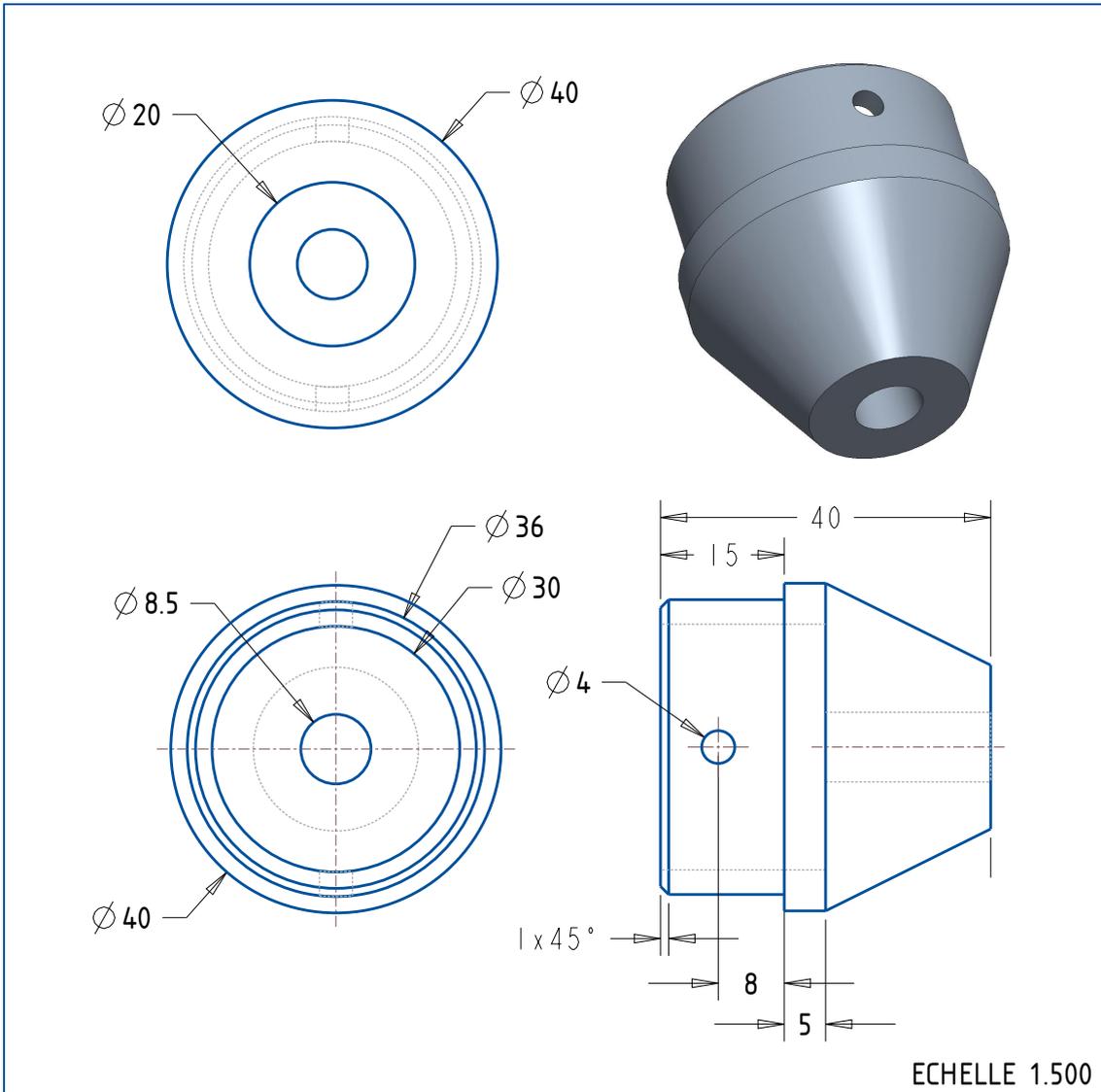


FIGURE A.8 – Interface pour bécilles verticales.

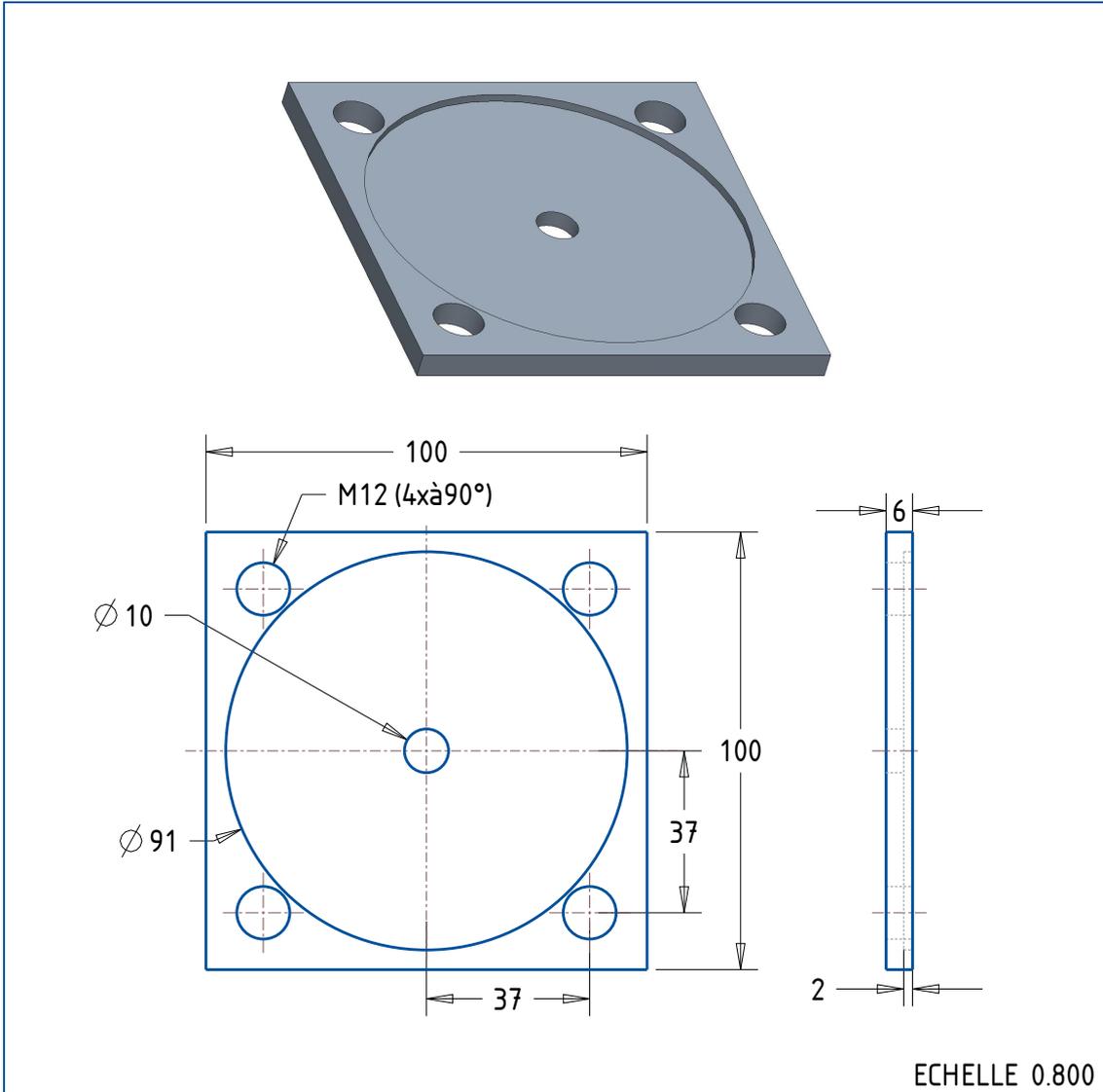


FIGURE A.9 – Interface nœud-plaque.

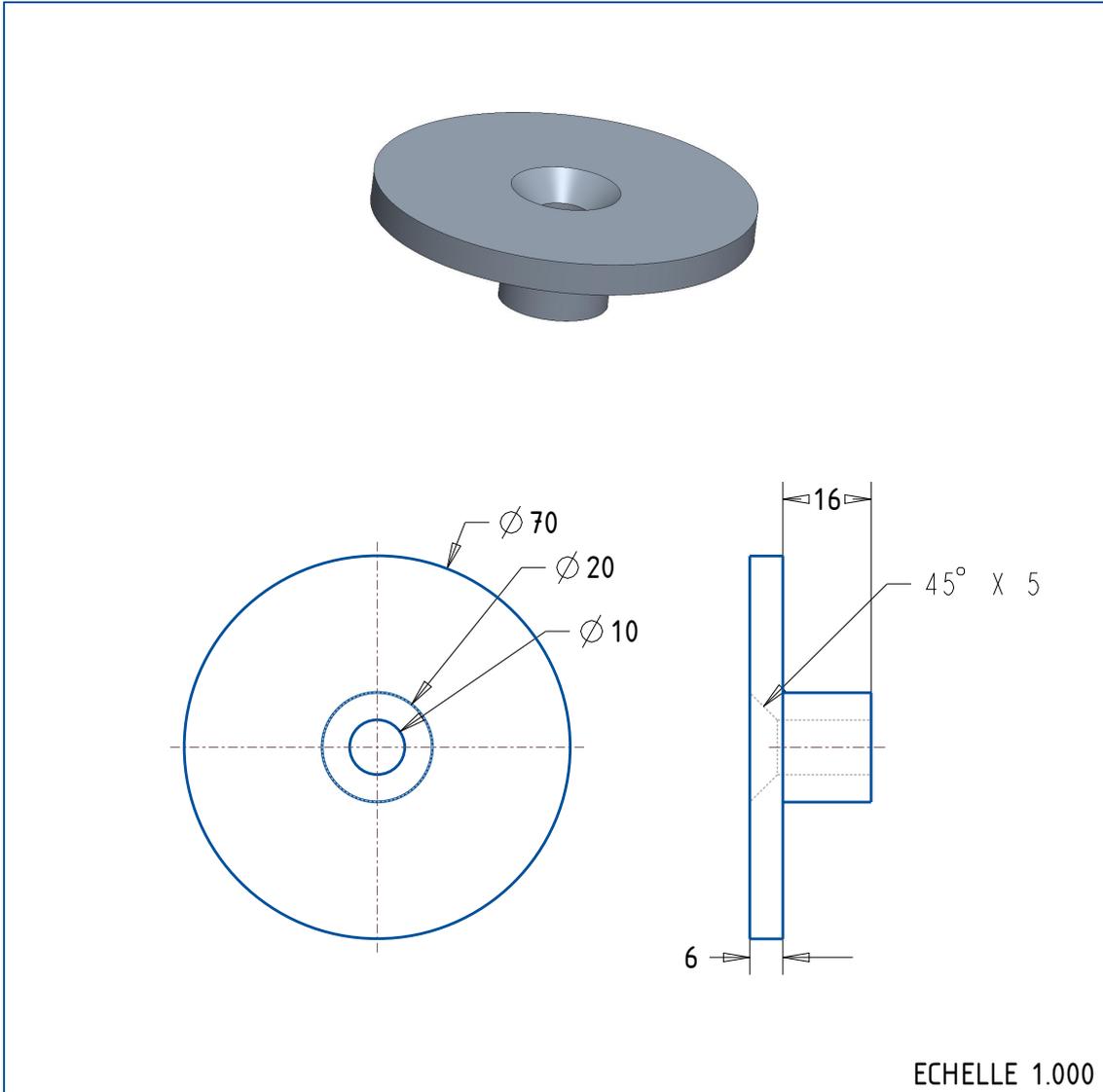


FIGURE A.10 – Rondelle pour coin de plaque.

B Positionnement des appuis

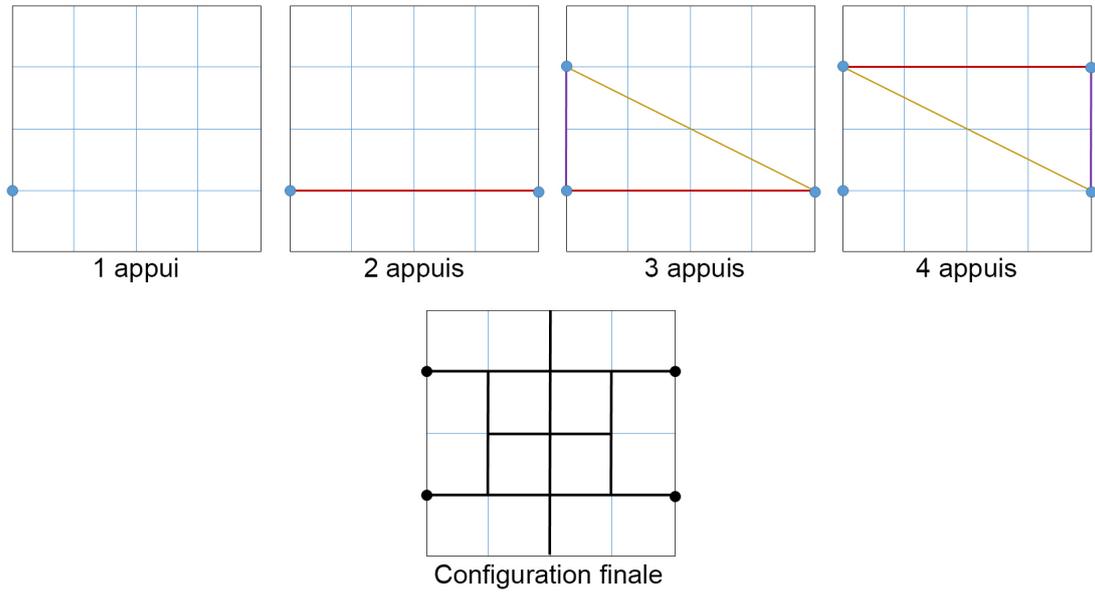


FIGURE B.1 – Positionnement de 4 appuis pour un module 4×4 .

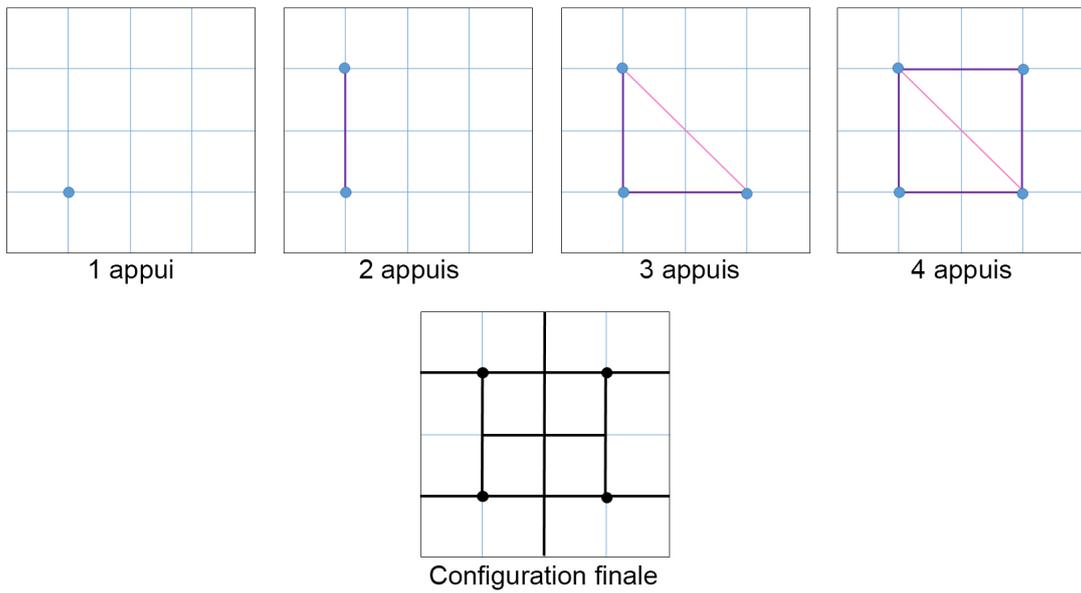


FIGURE B.2 – Positionnement de 4 appuis pour un module 4×4 .

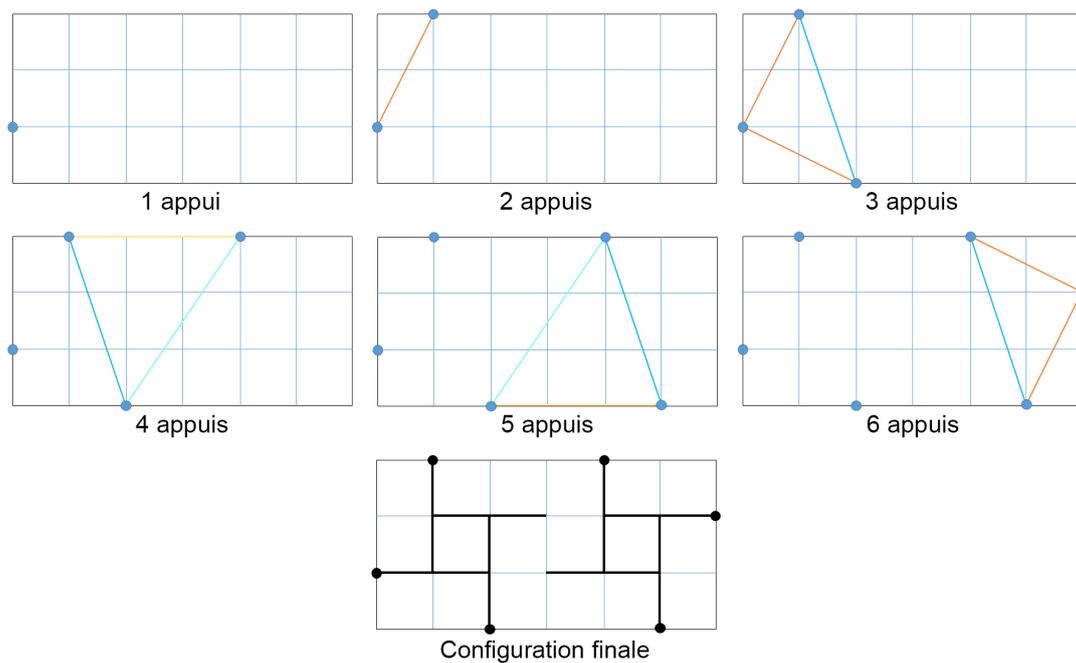


FIGURE B.3 – Positionnement de 6 appuis pour un assemblage de 2 modules 3×3 .

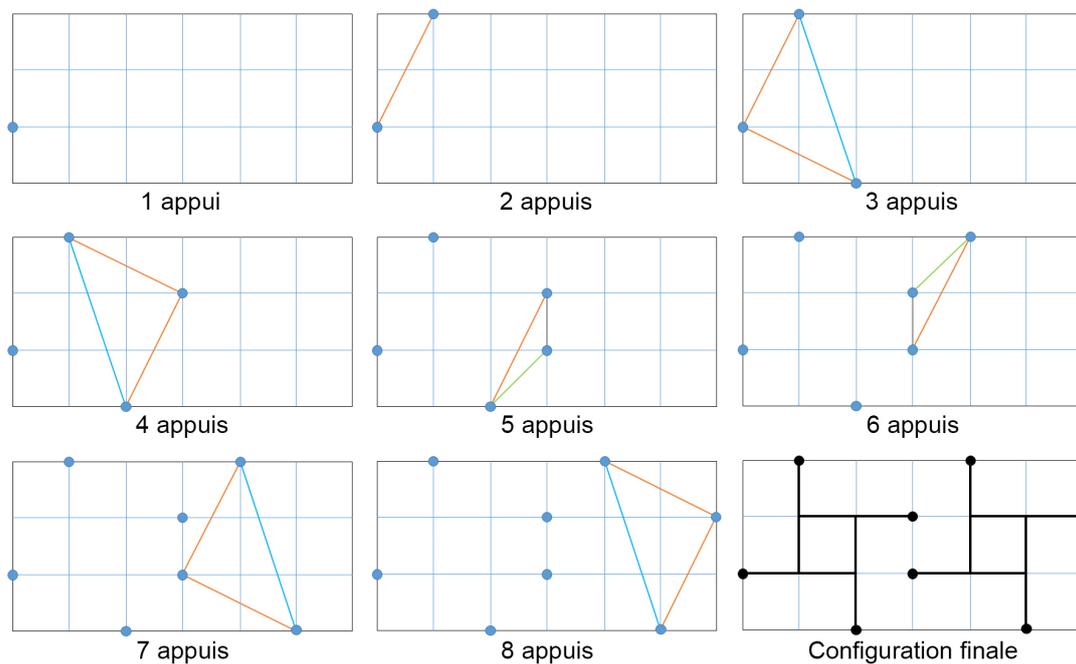


FIGURE B.4 – Positionnement de 8 appuis pour un assemblage de 2 modules 3×3 .

Table des figures

1	Exemple de dispositifs d'accès à la plage.	2
2	Ponton Pierre Caron sur la plage de la Vignette à Hyères – Un fauteuil à la mer ©.	2
3	Différentes configurations de quai flottant modulaire Candock®.	3
4	Pontons avec atténuateurs d'ondes Hazelett Marine®.	3
5	Siège roulant sur rails Seatrac®.	3
6	Projet POZEĀ.	4
7	Pier au bord du lac - Skaulo (Suède).	4
1.1	Pont du Gard - Vers-Pont-du-Gard (France).	10
1.2	Iron bridge - Ironbridge (Royaume-Uni).	11
1.3	Viaduc de Millau - Millau (France).	11
1.4	Pont de Val Cenis - Val-Cenis (France).	12
1.5	Pont Kurilpa - Brisbane (Australie).	12
1.6	Pont du Tivoli - Sète (France).	13
1.7	Déformabilité des systèmes à plusieurs barres.	13
1.8	Variantes des structures triangulées : (a-d) Fermes de pont - (e-f) Fermes de toit.	14
1.9	Poutre-câble « Jawerth ».	15
1.10	Toitures à base de structures tendues	15
1.11	Stade Olympique - Munich (Allemagne).	16
1.12	Premiers modèles de tensegrité.	17
1.13	Classe k des modules de tensegrité.	17
1.14	Modèles physiques de tensegrité réalisés par K. Snelson.	18
1.15	(a) Illustration du lapin de Stanford - (b) Maillage polygonal - (c) Structure de tensegrité.	18
1.16	Types de mécanismes.	19

1.17	Modèles de tenségrité réalisés par Tom Flemons.	20
1.18	Composition du cytosquelette : (en vert) microtubules - (en rouge) microfilaments - (en bleu) noyaux.	21
1.19	Exemples d'application de la tenségrité dans le génie civil.	21
1.20	Prototype de Super Ball Bot de la NASA.	22
1.21	Déploiement des pétales d'un dahlia pendant la floraison.	22
1.22	Passerelle de la Hörn « Hörnbrücke ».	23
1.23	Déploiement d'un prototype du réflecteur « Double pantographe ».	23
1.24	Projection des nœuds de l'élément ij dans le repère $OXYZ$	24
1.25	Exemple d'application de la méthode de relaxation dynamique.	29
1.26	Nœuds de coin d'une structure tendue - BDiR Inc.	30
1.27	Exemples de nœuds de structures réticulées.	30
1.28	Différents types de fondations d'éoliennes en mer : (a) Monopieu - (b) Gravitaire - (c) Jacket - (d) Tripode - (e) Bouée-Spar - (f) Semi-submersible.	31
2.1	Écarteur de type « V ».	34
2.2	Familles d'éléments composant une structure « Tensarch ».	35
2.3	Géométrie et structure relationnelle d'un module 3×3	36
2.4	Représentation de l'état d'autocontrainte en niveaux d'intensité d'un module 3×3	38
2.5	Les 3 mécanismes infinitésimaux d'un module 3×3	38
2.6	Premier prototype « Tensarch » de 80 m^2	39
2.7	Cinématique du pliage d'un module « Tensarch » de 3×3	40
2.8	Volume de la structure en fonction du facteur de pliage pour différentes géométries $n \times m$	40
2.9	Système de béquilles pour une plateforme « Tensarch » de 3×3	41
2.10	Systèmes de béquilles pour différentes géométries « Tensarch » (vue de dessus de la nappe inférieure).	41
2.11	Calepinage pour la formation d'une plateforme de géométrie variable à base de modules 3×3	43
2.12	Assemblage de deux modules de 3×3 : (1) installation du 1 ^{er} module – (2) installation du 2 ^{ème} module – (3) fixation des éléments de liaison (barre/câble) – (4) fixation des béquilles.	43
2.13	Différentes configurations de modules « Tensarch ».	44

2.14	Schéma de la convention de symboles au niveau des interfaces d'assemblage d'un module $n \times m$	45
2.15	Assemblage de modules 3×3	45
2.16	Plateforme générée à partir des modules à géométrie différente (vue de dessus de la nappe inférieure).	46
2.17	Faisabilité d'assemblage d'une configuration de plateforme générée à partir des modules à géométrie différente (vue de dessus de la nappe inférieure).	46
2.18	Faisabilité d'assemblage des configurations de plateforme (vue de dessus de la nappe inférieure).	47
2.19	Assemblage de 3 modules 3×3 de différentes hauteurs.	48
2.20	Illustration d'assemblage de 2 modules 3×3 de hauteurs différentes.	48
2.21	Familles d'éléments composant une plateforme « Tensarch » de 3×3	49
2.22	Comportement d'une barre soumise à un effort de compression : $F_1 < \text{limite de flambement} < F_2$	51
2.23	Variation de l'effort normal des éléments d'un module 3×3 en fonction du raccourcissement des tendeurs.	55
2.24	Variation de l'effort normal des éléments d'un module 3×3 en fonction du raccourcissement des tendeurs.	55
2.25	Zone centrale de diffusion de l'autocontrainte d'un module 3×3	56
2.26	Variation de l'effort normal des éléments d'une plateforme 3×3 en fonction du raccourcissement des tendeurs.	56
2.27	Comparaison des variations de l'effort normal des familles d'éléments entre un module 3×3 (○) et la plateforme complète (●) en fonction du raccourcissement des tendeurs.	57
2.28	Énergie de déformation des différents éléments d'une structure « Tensarch » de 3×3	57
2.29	Tendeurs d'un module 3×3	58
2.30	Variation de l'effort normal des éléments d'un module 3×3 et écart relatif (identique pour les deux ϵ_r car linéarité des résultats) selon 3 cas de raccourcissement hétérogène de tendeurs.	59
2.31	Schémas des appuis d'une plateforme de 3×3 (vue de dessus de la nappe inférieure).	60
2.32	Efforts normaux maximaux des différentes familles d'éléments d'une plateforme de 3×3 pour différentes configurations d'appuis.	61
2.33	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 pour différentes configurations d'appuis.	61

2.34	Conditions d'appui de la plateforme de 3×3 soumise à un chargement uniforme.	62
2.35	Variation de l'effort normal en fonction du chargement pour différentes valeurs de l'autocontrainte.	62
2.36	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 pour différents états d'autocontrainte. . .	63
2.37	Plateforme de 3×3 soumise à une charge mobile.	64
2.38	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 soumise à une charge mobile.	64
2.39	Variation de l'effort normal dans les éléments lors du passage d'une charge mobile.	64
2.40	Plateforme de 3×3 soumise aux charges de l'ascenseur.	65
2.41	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 pour un chargement excentré dû à un ascenseur.	65
2.42	Variation de l'effort normal dans les éléments due à la charge de l'ascenseur en service.	66
2.43	(a) Surface exposée d'un module 3×3 semi-submergé en fonction de l'angle d'incidence α pour différentes hauteurs h_s . (b) Illustration d'un module 3×3 semi-immérgé vu de deux angles différents ($\alpha = 0$ et $\alpha = 45$).	67
2.44	Plateforme de 3×3 soumise au mouvement de la houle.	68
2.45	Variation de l'effort normal dans les éléments due au mouvement de la houle.	68
2.46	Variation de l'effort normal en fonction de l'angle d'incidence α de la houle.	69
2.47	Variation de l'effort normal dans les éléments en fonction de la hauteur h de la plateforme soumise à un chargement uniforme de 3 kN/m^2 . 70	
2.48	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 soumise à un chargement uniforme de 3 kN/m^2	70
2.49	Schéma de tolérance de position de l'appui N°1 d'une plateforme de 3×3 dans les 3 directions du repère $OXYZ$	71
2.50	Variation de l'effort normal des éléments d'une plateforme 3×3 en fonction de la tolérance de la position de l'appui N°1 dans les 3 directions du repère $OXYZ$	72
2.51	Direction des réactions d'appui dans le plan XY	73

2.52	Variations des réactions d'appui d'une plateforme de 3×3 soumise à un chargement uniforme variant de 0 à 3 kN/m ² (courbe de couleur variable) en fonction du raccourcissement des tendeurs ϵ	73
2.53	Rotation autour de l'axe OZ de la cellule centrale d'un module 3×3 en fonction de l'autocontrainte.	74
2.54	Schémas des appuis d'une plateforme de 2 modules 3×3 (vue de dessus de la nappe inférieure).	75
2.55	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 2 modules 3×3 pour différentes configurations d'appuis.	75
2.56	Efforts normaux maximaux des différentes familles d'éléments d'une plateforme de 2 modules 3×3 pour différentes configurations d'appuis.	76
2.57	Schémas des appuis d'une plateforme de 4 modules 3×3 (vue de dessus de la nappe inférieure).	76
2.58	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 4 modules 3×3	77
2.59	Efforts normaux maximaux des différentes familles d'éléments d'une plateforme de 4 modules 3×3	77
2.60	Étapes de génération des conditions d'appuis pour un exemple de plateforme de 9 modules 3×3	78
2.61	Cas particulier d'une plateforme à 8 modules 3×3 dont 4 forment une sous-plateforme de dimensions 6×6	79
2.62	Efforts normaux maximaux des différentes familles d'éléments d'une plateforme de 9 modules 3×3 : cas N9.1 (36 appuis) et cas N9.2 (28 appuis).	79
2.63	Cartographie des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 9 modules 3×3 : cas N9.1 (36 appuis) et cas N9.2 (28 appuis).	80
2.64	Interface graphique pour générer les appuis d'une plateforme quelconque.	81
2.65	Comparaison des indices de performance I_p de plateformes de différentes dimensions en fonction du nombre d'appuis pour $(\alpha, \beta, \gamma, \delta) = (1, 2, 1, 1)$	82
2.66	Comparaison des indices de performance I_p^* de plateformes de différentes dimensions en fonction du nombre d'appuis.	83
2.67	Assemblage de plateformes de 9×3	83
2.68	Comparaison des indices de performance I_p de plateformes de 9×3 en fonction du nombre d'appuis.	83

2.69	Comparaison des indices de performance I_p^* de plateformes de 9×3 en fonction du nombre d'appuis.	84
2.70	Assemblage des béquilles en fonction de la position des appuis.	84
2.71	Efforts normaux maximaux des différentes familles d'éléments d'une plateforme de 2 modules 3×3 soumise à un chargement uniforme de 3 kN/m^2 en fonction de la position des béquilles : module 1 (bâton gauche) - module 2 (bâton droite).	85
2.72	Cartographies des déplacements verticaux de la nappe supérieure d'une plateforme de 3×3 en fonction des béquilles.	85
2.73	Schéma de plaque semi-perforée.	86
2.74	Exemple de réseau sous-tendu pour un module 3×3	87
2.75	Schéma des deux configurations de plaque sous-tendue.	87
2.76	Flèche au milieu des deux configurations de plaque sous-tendue.	88
2.77	Flèche maximale de la plaque sous-tendue dans les deux configurations.	89
2.78	Déplacement maximal de la nappe supérieure d'un module 3×3 dans le cas de C1 : ($l = 0.50 \text{ m}$) et C2 : ($l = 0.66 \text{ m}$).	89
2.79	Différents modules de tenségrité à base polygonale.	90
2.80	Formation d'un module « Biquadruplex » à partir des deux modules élémentaires symétriques : (1) Élargissement de la nappe supérieure - (2) Fusion des deux configurations.	91
2.81	Familles d'éléments composant un module « Biquadruplex ».	92
2.82	Béquilles pour « Biquadruplex ».	92
2.83	Différentes géométries possibles des plaques d'une plateforme « Biquadruplex » (a) droite - (b) courbée.	93
2.84	Cinématique du pliage d'un seul module quadruplex.	93
2.85	Projection des étapes de pliage sur le plan XY	94
2.86	Projection des étapes de pliage sur le plan XZ	94
2.87	Projection des étapes de pliage sur le plan YZ	94
2.88	Illustration de la courbure d'un module « Biquadruplex ».	95
2.89	Schéma de la composition d'une plateforme « Biquadruplex » : (a) Droite de 18 m^2 - (b) Courbée de 17.5 m^2	95
2.90	Numérotation des nœuds d'un module quadruplex adapté.	96
2.91	Variation de la longueur des barres.	96
2.92	Variation de la longueur des câbles de la nappe inférieure.	96
2.93	Variation de la longueur des câbles de la nappe supérieure.	97
2.94	Variation de la longueur des câbles inter-nappe.	97

2.95	Variation de l'effort normal dans un module « Biquadruplex » en fonction du raccourcissement des câbles inter-nappe.	98
2.96	4 schémas d'appui d'un module « Biquadruplex ».	98
2.97	Efforts normaux d'une plateforme à un module « Biquadruplex » en fonction de différentes conditions d'appui.	99
2.98	Cartographie des déplacements verticaux d'une plateforme à un module « Biquadruplex » en fonction du raccourcissement des câbles inter-nappe.	99
2.99	3 schémas de conditions d'appui d'une plateforme de 2 modules « Biquadruplex ».	100
2.100	Efforts normaux d'une plateforme à 2 modules « Biquadruplex » en fonction de différentes conditions d'appui.	100
2.101	Cartographie des déplacements verticaux d'une plateforme de deux modules « Biquadruplex » en fonction des conditions d'appuis. . . .	100
2.102	Efforts normaux d'une plateforme à 4 modules « Biquadruplex » en fonction du rayon de courbure.	101
2.103	Cartographie des déplacements verticaux d'une plateforme à 4 modules « Biquadruplex » en fonction du rayon de courbure.	101
2.104	Maquette imprimée en 3D d'un module « Biquadruplex ».	102
3.1	Différentes familles de nœuds d'un module 4×4 : Nœud interne (cercle) - Nœud de bord (triangle) - Nœud de coin (carré).	104
3.2	Étapes de réalisation d'une maquette : (a) Impression des pièces - (b) Découpe et collage des chapes - (c) Assemblage.	105
3.3	Maquette imprimée en 3D d'un module « Tensarch » 3×3.	106
3.4	Nœuds de la maquette du module « Tensarch ».	106
3.5	Composantes de blocage de mécanisme au niveau des nœuds internes.	107
3.6	Maquette imprimée en 3D d'une plaque sous-tendue.	107
3.7	Modèle CAO de l'assemblage du nœud central.	108
3.8	Composition typique d'un câble à torons.	108
3.9	(a) Câble avec sertissage d'un embout à chape à chaque extrémité - (b) Câble avec sertissage d'une tête cylindrique bombée à chaque extrémité - (c) Câble composé de deux câbles avec sertissage d'une tige filetée à chaque extrémité et reliés par un corps de ridoir. . . .	109
3.10	(a) Assemblage de chape pour barre (diagonale) - (b) Assemblage d'interface pour béquille verticale.	110
3.11	Parties composant les 3 familles de nœuds.	110
3.12	Étapes d'assemblage des câbles de nappe.	111

3.13	Zone de contact d'une tête cylindrique bombée avec le corps de nœud.	111
3.14	Champs de contraintes de von Mises dans un nœud interne soumis à un chargement représentatif.	112
3.15	Nœud interne : (a) Vue en plan - (b) Vue en perspective.	112
3.16	Nœud de bord : (a) Vue en plan - (b) Vue en plan avec béquilles - (c) Vue en perspective avec béquilles.	112
3.17	Nœud de coin : (a) Vue en plan de l'orientation N°1 - (b) Vue en plan de l'orientation N°2 - (c) Vue en plan de l'orientation N°2 avec béquilles - (d) Vue en perspective de l'ensemble des éléments inter-nappe.	113
3.18	Assemblage de l'interface oblique au nœud de coin.	113
3.19	Contraintes de von Mises au sein de l'interface oblique.	113
3.20	Mécanismes de pliage des éléments inter-nappe.	114
3.21	(a) et (b) Vues en perspective de l'assemblage - (c) Assemblage de 4 coins - (d) Assemblage de 2 coins - (e) Assemblage d'un seul coin.	115
3.22	Principe d'ajustement de la position des appuis.	115
3.23	Schéma d'interface structure-appui (1 ^{er} modèle).	116
3.24	Schéma d'interface structure-appui (2 ^{ème} modèle).	116
3.25	Centre d'usinage ROBODRILL α -D21LiA5.	117
3.26	Corps des 3 familles de nœuds d'une structure « Tensarch ».	118
3.27	Pièces complémentaires pour assemblage.	118
3.28	Interface d'ajustement structure-appui	119
3.29	Comparaison de la masse et du facteur $s_{n,m}$ entre les différentes géométries « Tensarch ».	120
4.1	Types de goupillage des barres.	122
4.2	Types de sertissage : (a) pour les tendeurs - (b) pour les câbles de nappe - (c) pour les câbles de bord et de coin.	122
4.3	Étapes d'assemblage des câbles de nappe.	123
4.4	Nœuds internes : nappe inférieure (à gauche) et nappe supérieure (à droite).	123
4.5	Nœuds de coin : nappe inférieure (à gauche) et nappe supérieure (à droite).	123
4.6	Assemblage d'une paire de béquilles.	124
4.7	Différentes configurations d'assemblage structure-plaque.	124
4.8	Installation des équipements sur la plateforme.	125

4.9	Principe d'introduction et de suppression de l'autocontrainte.	125
4.10	Mécanisme de pliage au niveau d'un nœud interne.	126
4.11	Module 3×3 à l'état plié.	126
4.12	Assemblage de 2 modules 3×3.	127
4.13	Illustration des étapes de fusion de deux modules 3×3 pour obtenir un module 5×3.	127
4.14	Fusion de deux modules 3×3.	128
4.15	Illustration des étapes de reconfiguration d'un module 5×3 pour obtenir un module 4×4.	128
4.16	Reconfiguration d'un module 5×3.	129
4.17	Numérotation adoptée pour le repérage des nœuds et des plaques.	130
4.18	Cas de charge 0 : Chargement nodal appliqué à un nœud de coin de la nappe supérieure du module 3×3.	130
4.19	3 cas de charge appliqués à la plateforme 3×3.	130
4.20	Réalisation des blocs en béton.	131
4.21	Assemblages de blocs en béton pour chargement.	131
4.22	Systèmes de levage.	132
4.23	Théodolite TDA 5005.	132
4.24	Types de cibles.	133
4.25	Supports de réflecteur coin-cube.	133
4.26	Dispositif de mesure de la distance entre le centre des cibles.	134
4.27	Dispositif de mesure de l'incidence du signal sur la position des cibles.	134
4.28	Configurations d'assemblage possibles entre nœud et support de réflecteur.	135
4.29	Mesure de la position des appuis pour réglage.	135
4.30	Schéma du principe de fonctionnement du tensiomètre.	136
4.31	Tensiomètre analogue.	136
4.32	Système d'étalonnage du tensiomètre en conditions Encastré-Encastré.	137
4.33	Étalonnage du tensiomètre en conditions Encastré-Libre.	137
4.34	Étalonnage du tensiomètre.	138
4.35	Méthodes de mesure de la longueur des tendeurs.	139
4.36	Effort normal dans les câbles du module en fonction des raccourcissements des tendeurs.	139
4.37	Les 4 cas de charge étudiés.	140

4.38	Cas de charge 0.	140
4.39	Mesure de déplacement vertical des nœuds N1 et N5 pour le cas de charge 0.	141
4.40	Déplacements nodaux de la nappe supérieure du module. Cas de charge 0 (N1) : (a), (b) et (c) valeurs expérimentales, (d) simulations numériques.	142
4.41	Déplacements verticaux de 8 nœuds de la nappe supérieure de la structure (● Module + Plateforme) avec changement d'échelle pour faciliter la lecture.	143
4.42	Vue transversale du cas de charge 3.	143
4.43	Déplacements nodaux de la nappe supérieure de la plateforme. Cas de charge 1 (N1) : (a), (b) et (c) valeurs expérimentales, (d) valeurs numériques.	144
4.44	Déplacements nodaux de la nappe supérieure de la plateforme Cas de charge 2 (P2) et 3 (P3) : (a) et (b) valeurs expérimentales, (c) et (d) simulations numériques.	145
4.45	Effort normal dans les câbles de la plateforme soumise aux cas de charge 2 et 3.	146
4.46	Effort normal dans les câbles de la plateforme soumise aux cas de charge 2 et 3 obtenu numériquement.	146
4.47	Vis Skrew à 2 hélices et tubes de réglage.	147
4.48	Tube de réglage vertical avec filetage.	148
4.49	Assemblage d'appui en forme de récif artificiel stabilisant.	149
4.50	Positionnement de 4 appuis pour un module 3×3.	149
4.51	Positionnement de 6 appuis pour un module 4×4.	150
4.52	Positionnement de 7 appuis pour un assemblage de 2 modules 3×3.	150
4.53	Triangle d'implantation.	151
4.54	Assemblage d'un coin du 2 ^{ème} modèle du triangle d'implantation.	152
4.55	Maquette du système d'implantation.	152
4.56	Vue aérienne du site d'implantation - Port Camargue (Le Grau-du-Roi).	153
4.57	Adaptation du bras de levier de la clé d'implantation.	154
4.58	Déploiement et installation du prototype.	154
4.59	Implantation désaxée.	155
4.60	(a) Appui mal positionné - (b) Appui bien positionné.	155
4.61	Balisage par bouée du prototype.	156

4.62	Vue aérienne du site d'implantation - Plage du Pilou (Villeneuve-lès-Maguelone).	156
4.63	Implantation des 4 appuis à l'aide du 2 ^{ème} modèle de système d'implantation - Durée : 45 min.	157
4.64	Ajustement de la position des appuis.	157
4.65	Déploiement du prototype sur place - Durée : 2 min.	157
4.66	Installation du prototype avec la fixation des plaques - Durée : 15 min.	157
4.67	Schéma d'affouillement formé autour d'une pile.	159
A.1	Nœud interne.	169
A.2	Nœud de coin.	170
A.3	Nœud de bord.	171
A.4	Capot des nœuds.	172
A.5	Chape pour barre.	173
A.6	Interface de blocage pour chape de barre.	174
A.7	Interface oblique pour les barres courtes.	175
A.8	Interface pour béquilles verticales.	176
A.9	Interface nœud-plaque.	177
A.10	Rondelle pour coin de plaque.	178
B.1	Positionnement de 4 appuis pour un module 4×4.	179
B.2	Positionnement de 4 appuis pour un module 4×4.	179
B.3	Positionnement de 6 appuis pour un assemblage de 2 modules 3×3.	180
B.4	Positionnement de 8 appuis pour un assemblage de 2 modules 3×3.	180

Liste des tableaux

2.1	Caractéristiques mécaniques du modèle EF.	50
2.2	Exemple de caractéristiques géométriques du modèle EF.	50
2.3	Effort limite de flambement pour différentes longueurs de barre. . .	52
2.4	Raccourcissement relatif des tendeurs par rapport à un raccourcissement de référence ($\epsilon_r = 0.1\%$ ou $\epsilon_r = 0.2\%$).	58
3.1	Nombre d'éléments attachés pour chaque type de nœuds.	110
3.2	La masse et le nombre des différentes composantes d'une plateforme « Tensarch » $n \times m$	119
3.3	Masse des modules $n \times m$	120
4.1	Nombre de composants de différentes géométries de module.	128
4.2	Coordonnées cartésiennes des deux types de réflecteurs.	134
4.3	Effet de l'orientation des réflecteurs coin-cube sur la mesure.	135

