

Analyse limite d'arcs en maçonnerie par la ligne des poussées :
étude expérimentale et validation numérique des hypothèses de résistance infinie et de non-glissement

Mémoire présenté par
Corentin JOACHIM et Florent SCHLIT

en vue de l'obtention du grade de master en
Ingénieur civil des constructions

Promoteur
Denis ZASTAVNI

Lecteurs
Aurélie DESCHUYTENEER, Pierre LATTEUR, Jean-François RONDEAUX

Année académique 2017-2018

Table des matières

Remerciements	1
Résumé	3
Préface	5
1 Concepts théoriques	7
1.1 Résistance des matériaux	8
1.1.1 Théorie élastique	8
1.1.2 Théorie plastique	9
1.2 Théorèmes fondamentaux de l'analyse limite	9
1.3 Arcs en maçonnerie	10
1.4 Théorie de la ligne des poussées	12
2 Essais expérimentaux	15
2.1 Structures étudiées	16
2.1.1 Arc en blocs Ytong	16
2.1.2 Arc en pavés Blanc de Bierges	17
2.2 Essais préliminaires	18
2.2.1 Essais de compression	18
2.2.2 Essais de frottement	25
2.2.3 Essais de cisaillement	27
2.3 Essais à la ruine sur les arcs	28
2.3.1 Dispositif expérimental	28
2.3.2 Modes de chargement	30
2.3.3 Essais expérimentaux	31
2.4 Synthèse des résultats	40
3 Modèle numérique basé sur la statique graphique	43
3.1 Rappels de statique graphique	44
3.2 Description du modèle	55
3.3 Résultats	61
4 Discussion des hypothèses classiques de la théorie des arcs	65
4.1 Résistance infinie en compression	66
4.2 Non-glissement	66
Conclusion	71

Bibliographie	73
Annexes	75
A Vérification du flambement	76
B Plans des structures étudiées	78

Table des figures

Remerciements	1
Résumé	3
Préface	5
Concepts théoriques	7
1.1 Diagrammes contrainte-déformation idéalisés - élastoplastique (gauche) et plastique (droite)	8
1.2 Vocabulaire relatif à l'arc en maçonnerie	10
1.3 Paramètres associés à l'arc en maçonnerie	11
1.4 Ligne des poussées	12
1.5 Ruine par perte d'équilibre suite à la formation de 4 rotules plastiques	14
Essais expérimentaux	15
2.1 Dimensions de l'arc en blocs Ytong [cm]	16
2.2 Dimensions de l'arc en pavés Blanc de Bierges [cm]	17
2.3 Bloc Ytong	19
2.4 Pavé Blanc de Bierges	19
2.5 Essai de compression sur le bloc Ytong : mise en charge et rupture	20
2.6 Courbe effort-déplacement des éprouvettes en Ytong 1-7	20
2.7 Relation contraintes-déformations des éprouvettes en Ytong 1-7	21
2.8 Essai de compression sur le bloc Blanc de Bierges : mise en charge et rupture	22
2.9 Dispositif expérimental	23
2.10 Essai de compression normalisé sur des éprouvettes de mortier à la chaux	24
2.11 Influence du temps de séchage sur l'effort maximal de compression	24
2.12 Dispositif expérimental pour la détermination du coefficient de frottement statique entre les voussoirs	26
2.13 Frottement statique et dynamique - blocs Ytong à joints secs et charge verticale de 8[kg]	26
2.14 Détermination du coefficient de frottement statique	27
2.15 Détermination de la contrainte de cisaillement mortier-Ytong	28
2.16 Dispositif expérimental de l'arc en pavés Blanc de Bierges à joints secs	28
2.17 Dispositif expérimental de l'arc en blocs Ytong à joints secs	29
2.18 Mise en place de l'essai	29
2.19 Situations avant la mise en charge	30

2.20	Surface d'application de l'effort vertical en clé de voûte	30
2.21	Rupture locale en clé de voûte - mode 1	31
2.22	Rupture locale en clé de voûte - mode 3	31
2.23	Rupture locale en clé de voûte - mode 4	31
2.24	Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - joints secs (essai 2)	33
2.25	Résultats expérimentaux de l'arc en blocs Ytong - joints secs	33
2.26	Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - téflon (essai 1)	34
2.27	Résultats expérimentaux de l'arc en blocs Ytong - interface en téflon	34
2.28	Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - mortier à la chaux 4 jours (essai 1)	35
2.29	Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - mortier à la chaux 1 jour (essai 3)	35
2.30	Résultats expérimentaux de l'arc en blocs Ytong - interface au mortier à la chaux 1j et 4j	36
2.31	Ruine par perte d'équilibre de l'arc en pavés Blanc de Bierges - joints secs (essai 1)	37
2.32	Résultats expérimentaux de l'arc en pavés Blanc de Bierges - interface à joints secs	37
2.33	Ruine par perte d'équilibre de l'arc en pavés Blanc de Bierges - téflon (essai 2) .	38
2.34	Résultats expérimentaux de l'arc en pavés Blanc de Bierges - interface en téflon .	38
2.35	Ruine par perte d'équilibre de l'arc en pavés Blanc de Bierges - mortier à la chaux 1 jour (essai 1)	39
2.36	Résultats expérimentaux de l'arc en pavés Blanc de Bierges - interface au mortier	39
2.37	Synthèse des résultats - arcs en blocs Ytong	40
2.38	Synthèse des résultats - arcs en pavés Blanc de Bierges	41
 Modèle numérique basé sur la statique graphique		43
3.1	Illustration de la méthode graphique : plan de situation (gauche) et plan des forces (droite)	44
3.2	Construction de la droite des pôles D : plan de situation (gauche) et plan des forces (droite)	45
3.3	Application : plan de situation (gauche) et plan des forces (droite)	46
3.4	Construction graphique : étape 1	47
3.5	Construction graphique : étape 2	48
3.6	Construction graphique : étape 3	49
3.7	Construction graphique : étape 4	50
3.8	Construction graphique : étape 5	51
3.9	Construction graphique : étape 6	52
3.10	Construction graphique : étape 7	53
3.11	Vérification de la contrainte en traction	55
3.12	Code Grasshopper - géométrie et résultats	56
3.13	Code Grasshopper - clusters	56
3.14	Lignes des poussées admissibles (en bleu) pour une discrétisation $n = 2$	57
3.15	Plan de situation (dessus) et plan des forces (dessous) dans l'interface Rhinocéros	58

3.16 Domaines infini et réduit	59
3.17 Champ de contrainte discontinu	60
3.18 Influence de la discrétisation sur l'aire du domaine infini pour l'arc en blocs Ytong (Charge=1kN)	61
3.19 Influence de la discrétisation sur l'aire du domaine infini pour l'arc en pavés Blanc de Bierges (Charge=0.1kN)	61
3.20 Évolution des domaines infini et réduit sous charge verticale croissante	63
3.21 Influence de la résistance du matériau - géométrie Blanc de Bierges	64
Discussion des hypothèses classiques de la théorie des arcs	65
4.1 Moyenne des résultats - arcs en blocs Ytong	67
4.2 Phénomène de glissement en clé de voûte à l'interface des voussoirs	68
4.3 Vérification du phénomène de glissement- arc Ytong interfaces téflon	69
4.4 Glissement en clé de voûte - mortier à la chaux (1j)	70
Conclusion	71
Bibliographie	73
Annexes	75
A.1 Vérification au flambement de l'arc en blocs Ytong - ISSD	77
A.2 Vérification au flambement de l'arc en pavés Blanc de Bierges - ISSD	77

Liste des tableaux

Remerciements	1
Résumé	3
Préface	5
Concepts théoriques	7
Essais expérimentaux	15
2.1 Tableau récapitulatif des caractéristiques obtenues des blocs Ytong	22
2.2 Tableau récapitulatif des caractéristiques obtenues des pavés Blanc de Bierges . .	23
2.3 Influence du temps de prise du mortier sur la résistance à la compression f_{cm} . .	25
2.4 Influence du temps de prise du mortier à la chaux sur la résistance au cisaillement	28
2.5 Récapitulatif des résultats expérimentaux obtenus pour l'arc en blocs Ytong . . .	40
2.6 Récapitulatif des résultats expérimentaux obtenus pour l'arc en pavés Blanc de Bierges	41
Modèle numérique basé sur la statique graphique	43
Discussion des hypothèses classiques de la théorie des arcs	65
4.1 Synthèse des résultats de l'arc en blocs Ytong	67
Conclusion	71

Remerciements

Nous aimerions adresser nos remerciements aux personnes ayant collaboré à la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, nous aimerions remercier le Professeur Denis Zastavni, promoteur de ce mémoire, pour ses conseils avisés tout au long de l'année.

Mais également Jean-François Rondeaux et Aurélie Deschuyteneer, assistant-chercheur et doctorante respectivement, pour leurs implications, judicieux conseils et outils mis à notre disposition, indispensables à l'aboutissement de ce travail.

Enfin, nous désirons remercier tous les membres du LEMSC (Laboratoire Essais mécaniques, Structures et génie civil) pour leur aide précieuse durant nos essais expérimentaux. Plus particulièrement Stéphane et Frédéric Gorski pour leur disponibilité et conseils, Quentin Mestrez pour le temps consacré à nos essais de compression, Damien Christiaens et Christophe Bayart pour leur aide au plancher d'essais et bien entendu Guy Henriët, directeur du laboratoire, pour les ressources mises à notre disposition.

Résumé

Résumé

L'approche graphique de la ligne des poussées appliquée dans le cadre de la théorie plastique est une méthode couramment utilisée afin d'évaluer la sécurité structurale d'arcs en maçonnerie. En accord avec le théorème statique, la stabilité d'un arc est assurée s'il est possible de trouver une ligne des poussées entièrement inscrite dans l'enveloppe de la maçonnerie et respectant les conditions d'équilibre. La ligne des poussées est donc un puissant outil permettant d'attester de la stabilité d'un arc. Néanmoins, son application à des structures maçonnées nécessite d'émettre trois hypothèses fondamentales : résistance infinie en compression, nulle en traction et non-glissement.

L'arc en maçonnerie est un système constructif omniprésent dans notre patrimoine. Or, au sein de ces structures maçonnées anciennes, il est commun d'observer une dégradation des joints sous l'action du temps. Dès lors, l'évaluation de la sécurité structurale de ces arcs par l'approche de la ligne des poussées est-elle pertinente au vu des hypothèses requises ?

Ce document présente une étude expérimentale visant à vérifier la pertinence des hypothèses de résistance infinie et de non-glissement eu égard à la détermination de la charge de ruine par perte d'équilibre d'un arc en maçonnerie. Les tests sont effectués sur des arcs en maçonnerie dont les voussoirs et les joints présentent des caractéristiques diverses. Les résultats de ces expériences sont confrontés à ceux fournis par un modèle numérique paramétrique basé sur une construction graphique de la ligne des poussées, et tendent à confirmer le bien-fondé des hypothèses étudiées.

Préface

Depuis des siècles, arcs et maçonnerie vont de pair. Il en existe une grande variété : en plein cintre, en ogive, polylobé et florentin entre autres. Ceux-ci intéressent les scientifiques par leurs propriétés, caractéristiques et conditions de stabilité. Ce système constructif, sous forme d'arc ou de voûte, est utilisé pour franchir des portées plus ou moins importantes. Composés de matériaux élémentaires, ils peuvent supporter des charges conséquentes moyennant une géométrie adéquate à la transmission des efforts. Instables lors de la phase de construction, ceux-ci nécessitent l'utilisation d'une structure provisoire avant de remplir leur fonction définitive. Cependant, leur caractère anisotrope et non-homogène les rend complexes à étudier. Ces ouvrages sont omniprésents dans les bâtiments à caractère religieux tels que les églises, monastères et autres, en raison de leur apport esthétique. Certains ponts sont également de forme arquée, mais dans un souci pratique cette fois, offrant ainsi la possibilité d'établir une voie de circulation par-dessous, qu'elle soit terrestre, fluviale ou autre.

Pour attester de la sécurité structurale d'un arc vis-à-vis d'une ruine par perte d'équilibre, la théorie de la ligne des poussées est couramment utilisée. Appliquée dans le cadre de la théorie plastique, elle nécessite d'émettre au préalable trois hypothèses fondamentales :

- résistance nulle en traction des joints ;
- résistance à la compression infinie ;
- aucune rupture par glissement ne peut s'effectuer.

Ce document présente l'étude expérimentale et la validation numérique des hypothèses de résistance infinie et de non-glissement implicites à la théorie de la ligne des poussées. Dans cette optique, deux arcs surbaissés de géométrie et résistance différentes sont analysés, l'un constitué de blocs en béton haute performance, l'autre composé de blocs en béton cellulaire. Différentes interfaces entre ces blocs sont simulées durant les essais (joint sec, téflon et mortier à la chaux) afin de mettre en évidence l'influence du frottement entre les voussoirs sur la charge à la ruine. Enfin, un modèle numérique basé sur la théorie de la ligne des poussées est utilisé pour valider la charge obtenue lors d'une perte d'équilibre et les phénomènes observés expérimentalement.

Cet écrit se divise en quatre parties. Pour commencer, les concepts théoriques nécessaires à la compréhension de la problématique sont abordés. Ensuite, les essais expérimentaux et les résultats obtenus sont exposés. Puis, un chapitre est consacré à l'application de la méthode graphique de la ligne des poussées par modèle numérique. Finalement, sur base des résultats théoriques et expérimentaux, des conclusions sont tirées quant aux hypothèses relatives aux paramètres étudiés.

Concepts théoriques

Sommaire

1.1	Résistance des matériaux	8
1.1.1	Théorie élastique	8
1.1.2	Théorie plastique	9
1.2	Théorèmes fondamentaux de l'analyse limite	9
1.3	Arcs en maçonnerie	10
1.4	Théorie de la ligne des poussées	12

Résumé

Dans ce chapitre, les concepts fondamentaux de la résistance des matériaux et de l'analyse limite sont tout d'abord définis. Ensuite, le principe d'arc en maçonnerie est abordé. Finalement, la théorie de la ligne des poussées est développée et appliquée aux arcs en maçonnerie.

1.1 Résistance des matériaux

Introduit en 1638 par Galilée, le calcul de résistance des matériaux est devenu capital dans la conception de structures. Afin de déterminer la résistance d'une structure, il est nécessaire de comprendre le comportement des matériaux qui la constituent. Certains se comportent de manière ductile, d'autres de manière plutôt fragile, avec des déformations à la rupture plus ou moins importantes. Les ingénieurs se sont penchés sur la question afin de modéliser au mieux le comportement structural de ceux-ci. L'objectif est d'élaborer des modèles simplifiés, sur base d'essais en laboratoire, à partir desquels il est possible de définir des lois mathématiques. Ces dernières permettent ensuite de calculer les états de contraintes et de déformations, aussi bien en service qu'à la rupture, fournissant ainsi les données nécessaires à la conception d'une structure sécuritaire. Les deux grandes théories de la résistance des matériaux sont les théories élastique et plastique (figure 1.1).

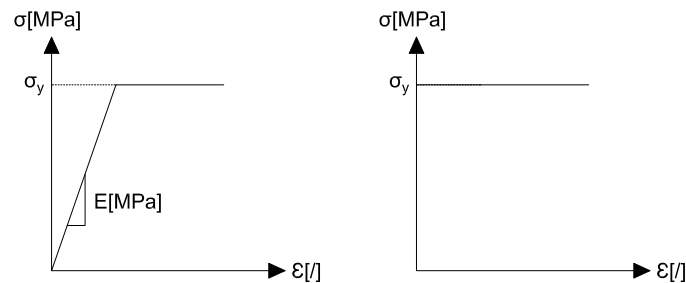


FIGURE 1.1 – Diagrammes contrainte-déformation idéalisés - élastoplastique (gauche) et plastique (droite)

1.1.1 Théorie élastique

La théorie élastique est omniprésente dans le dimensionnement des structures. Celle-ci suppose l'existence d'une proportionnalité entre les contraintes et déformations du matériau. Cette relation est d'application pour une certaine plage limitée de contraintes dont la borne supérieure correspond à la limite d'élasticité, synonyme de plastification du matériau ou de rupture. Cette relation de linéarité permet dès lors l'utilisation de nombreux principes, à l'image de celui de superposition, très intéressant dans le cas de sollicitations multiples. C'est donc une loi « très puissante » qui permet une mise en forme matricielle du problème, offrant ainsi la possibilité de résolutions numériques pour des cas plus complexes. Il a été prouvé, sur base d'expériences et de mesures, l'exactitude des résultats obtenus pour des structures isostatiques. Cette théorie permet donc de calculer des états de contraintes, déformations et flèches au sein de tels ouvrages. Cependant, pour des cas plus complexes tels que des structures hyperstatiques, cette théorie a ses limites en raison des potentiels états d'autocontrainte présents au sein de ces dernières. Dans l'optique de mieux comprendre les répartitions possibles des efforts, les ingénieurs se sont tournés vers une autre théorie, celle de la plasticité.

1.1.2 Théorie plastique

Une autre alternative pour le calcul de stabilité d'une structure est l'utilisation de la théorie plastique. En la combinant à une analyse aux états limites, il est possible de déterminer un facteur relatif aux charges appliquées à la structure indépendamment de son historique de chargement. A l'origine, cette théorie a été conçue pour les matériaux présentant un comportement ductile tels que l'acier. Au-delà de la phase élastique, le matériau entre dans une phase plastique, importante ou non, fonction de son comportement ductile ou fragile. Lors d'un calcul à la rupture, le matériau est plastifié, il n'y a donc plus de relation de proportionnalité directe entre les contraintes et les déformations, on appelle cette zone le palier plastique. Pour un incrément de charge supplémentaire, l'état de contrainte reste inchangé tandis que la déformation augmente. On parle d'écoulement plastique lorsqu'aucun élément structurel n'est capable de reprendre ce surplus de charge menant ainsi à la ruine.

1.2 Théorèmes fondamentaux de l'analyse limite

En combinant l'analyse aux états limites et la théorie plastique, on définit λ_c le facteur de charge [27] comme étant le coefficient de proportionnalité à appliquer aux charges sur la structure pour mener celle-ci à la ruine :

$$\lambda_c \cdot F = F_c$$

avec :

- λ_c [/], le facteur de charge ;
- F [kN], le chargement actuel de la structure ;
- F_c [kN], la charge critique menant à la rupture de la structure.

Trois théorèmes fondamentaux [27] de l'analyse limite existent et permettent de déterminer des valeurs possibles pour ce coefficient de proportionnalité λ_c .

Théorème cinématique :

Il permet de trouver une borne supérieure pour λ_c . Il n'est donc pas situé du côté de la sécurité. Il définit que chacun des facteurs de charge λ_k , calculé à partir d'un mécanisme cinématiquement admissible, soit plus grand ou égal au facteur de charge à la rupture λ_c . En effet, en n'analysant pas l'ensemble des situations possibles, on surestime la capacité portante de la structure.

Théorème statique :

Il permet de trouver une borne inférieure pour λ_c . Il définit que chacun des facteurs de charge λ_s , calculé à partir d'une distribution compatible des efforts et qui respecte les conditions limites, soit plus petit ou égal au facteur de charge à la rupture λ_c .

Théorème d'unicité :

Il affirme l'unicité de ce facteur de charge à la rupture tel que :

$$\lambda_c = \min \lambda_{(k,i)} = \max \lambda_{(s,j)}$$

Ces écritures peuvent être résumées en une série d'inéquations :

$$\lambda_{(s,j)} \leq \lambda_c \leq \lambda_{(k,i)} \quad \forall i, j$$

1.3 Arcs en maçonnerie

Avant de s'intéresser au principe structural d'un arc en maçonnerie, il est intéressant de prendre connaissance du vocabulaire spécifique à celui-ci (figure 1.2) :

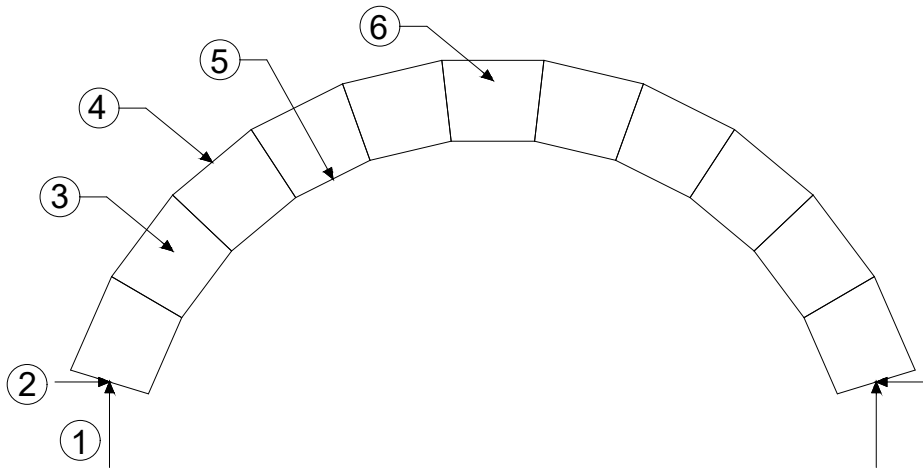


FIGURE 1.2 – Vocabulaire relatif à l'arc en maçonnerie

avec :

1. réaction d'appui verticale ;
2. réaction d'appui horizontale ;
3. voussoir/claveau : élément individuel constitutif de l'arc en maçonnerie ;
4. extrados : face supérieure d'un arc ;
5. intrados : face inférieure d'un arc ;
6. clé de voûte : voussoir supérieur assurant la stabilité de l'arc.

Suivant une approche macroscopique, l'arc en maçonnerie peut être assimilé à une structure plus ou moins homogène. Mais d'un point de vue microscopique, celle-ci se décompose en différents voussoirs, assemblés ou non par du mortier. La stabilité globale est donc assurée par

la compression des différents éléments sous l'effet de la gravité. La structure transfère ainsi les efforts de compression depuis la clé de voûte vers ses appuis. Ces réactions aux appuis peuvent générer des poussées horizontales importantes dont il faut tenir compte lors de la conception.

Définir une géométrie d'arc adéquate à la transmission des efforts nécessite de tenir compte des caractéristiques du matériau et du chargement. La méthode d'analogie avec les câbles peut être utilisée pour déterminer la géométrie optimale. Un câble est un élément structural travaillant exclusivement en traction. Il adopte donc naturellement une géométrie dans laquelle ne subsiste que des efforts de traction, pour un chargement donné. En assimilant l'arc à un câble inversé, il est possible de déterminer une géométrie travaillant uniquement en compression. On parle alors d'arc funiculaire associé à un chargement.

Dans ce document, il est question d'un chargement vertical unique en clé de voûte. En l'absence de forces extérieures horizontales, les deux réactions d'appui horizontales sont égales et de signes opposés. La composante horizontale de l'effort normal est donc constante en chaque section et égale à valeur de la réaction d'appui horizontale R_h . Quant aux composantes verticales des réactions d'appui R_v , elles contrebalancent le poids propre et la charge verticale appliquée. Cette situation est représentée à la figure 1.3 dans le cas d'un chargement réparti sur la clé de voûte.

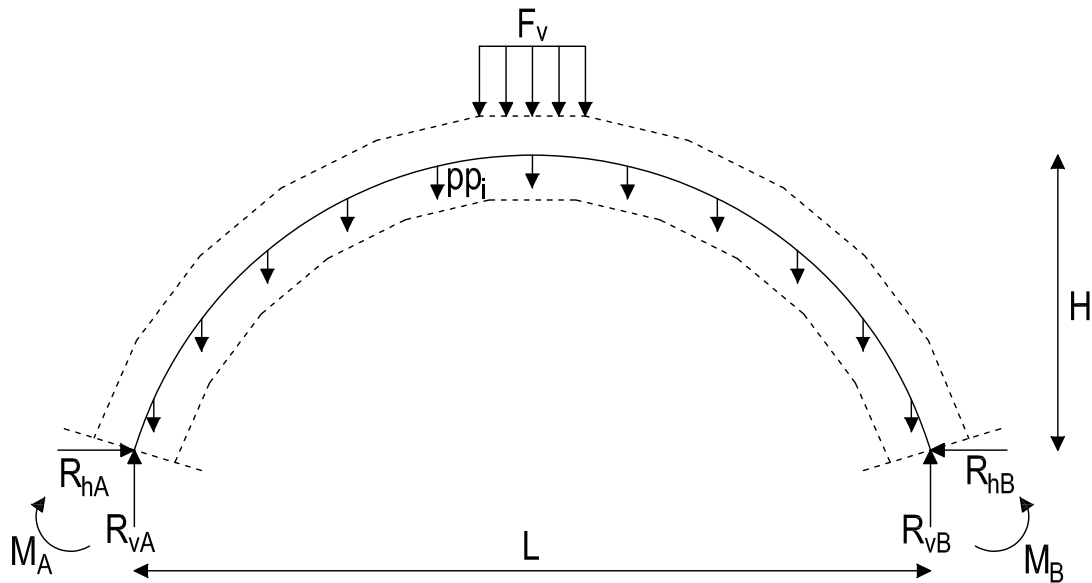


FIGURE 1.3 – Paramètres associés à l'arc en maçonnerie

avec :

- $L[\text{m}]$: la portée de l'arc ;
- $H[\text{m}]$: la hauteur sous la clé de voûte ;
- $R_{vA}, R_{vB}[\text{kN}]$: les réactions verticales aux appuis respectivement en A et B ;

- R_{hA}, R_{hB} [kN] : les réactions horizontales aux appuis respectivement en A et B ;
- M_A, M_B [kNm] : les moments d'encastrement aux appuis respectivement en A et B ;
- F_v [kN] : l'effort appliqué à la clé de voûte ;
- pp [kN] : le poids propre des différents voussoirs ;
- n [/] : le nombre de voussoirs.

L'arc représenté à la figure 1.3 présente un degré d'hyperstaticité de trois étant donné l'encastrement aux appuis. Les trois équations classiques de la statique ne suffisent donc pas à résoudre son équilibre.

L'élanement d'un arc est défini comme le rapport entre la portée L [m] et sa hauteur à la clé H [m].

$$\text{élanement} = \frac{L}{H}$$

1.4 Théorie de la ligne des poussées

La ruine d'ouvrages historiques maçonnés est rarement le résultat d'une faiblesse matérielle mais plutôt d'une perte d'équilibre. Un outil efficace pour étudier ce phénomène est l'approche de la ligne des poussées dans le cadre de la théorie plastique. Cette dernière aborde le problème de stabilité d'un arc d'épaisseur finie en vérifiant la marge de sécurité disponible vis-à-vis de la ruine par perte d'équilibre. Dans la littérature française, ce concept de ligne des poussées est attribué à Méry [1840] alors que dans la littérature anglaise, le nom de Moseley [1835] est évoqué. Cependant, leur objectif était similaire : combiner cette ligne de poussée avec la formation de mécanisme de ruine. Physiquement, la ligne des poussées (figure 1.4) représente le cheminement suivi par les résultantes des efforts normaux de compression au sein de l'arc.

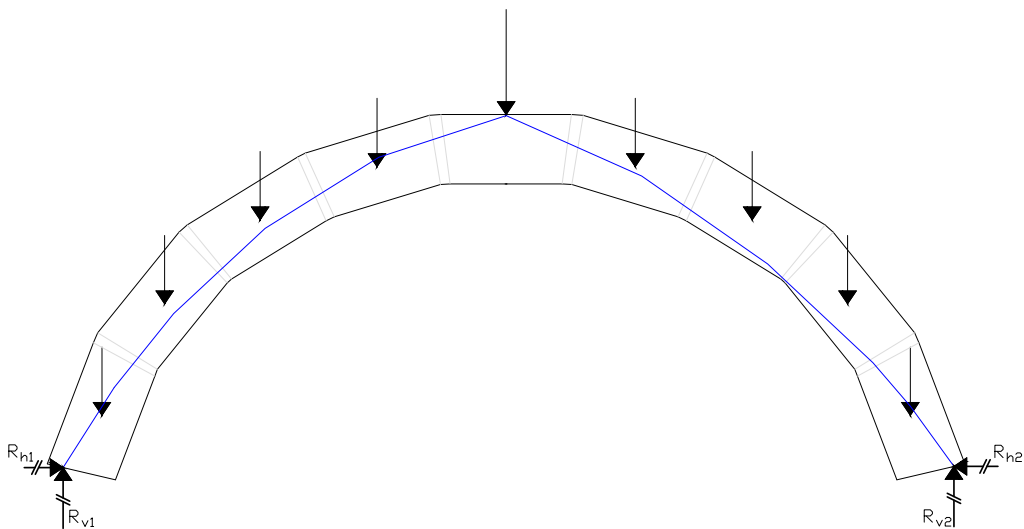


FIGURE 1.4 – Ligne des poussées

En accord avec le théorème statique, s'il est possible de dessiner une ligne des poussées incluse entièrement dans l'enveloppe d'une structure en maçonnerie et que la résultante des forces à chaque joint n'induit pas une rupture par glissement, alors la stabilité de cet arc est assurée [14]. La théorie de la ligne des poussées est donc un outil puissant pour attester de la stabilité d'un ouvrage maçonné, à condition de respecter les trois hypothèses fondamentales suivantes :

- résistance nulle en traction des joints ;
- résistance à la compression infinie ;
- aucune rupture par glissement ne peut avoir lieu.

La première hypothèse de résistance infinie est relative à la résistance caractéristique d'un arc. Pour évaluer cette résistance, une première approche est d'estimer la hauteur potentielle atteignable en superposant des éléments en maçonnerie jusqu'à ce que survienne une rupture à la base, due au poids propre de l'édifice [13]. En considérant un poids volumique classique de $20[kN/m^3]$ et une contrainte à la rupture de $40[N/mm^2]$, la hauteur limite théorique avant écrasement vaut :

$$h = \frac{40[N/mm^2]}{20000[N/m^3]} = 2000[m]$$

Cette hauteur significative témoigne de la résistance élevée à la compression de la maçonnerie. Les efforts présents dans ce type de structure proviennent principalement du poids propre des matériaux constitutifs. Différents auteurs [13] ont tenté d'évaluer la contrainte régnant au sein de la maçonnerie sur divers ouvrages. Résultat, aucune contrainte supérieure à $1,3[N/mm^2]$, en supposant une répartition de contrainte homogène sur les sections, n'a été obtenue alors que la limite acceptable est de $40[N/mm^2]$. Le coefficient de sécurité par rapport à la rupture par excès de contrainte est donc supérieur à 30. Une rupture par compression du matériau peut donc logiquement être exclue.

En se référant au principe de fonctionnement global d'un arc, une résistance nulle en traction peut être supposée. En effet, un arc est une structure qui fonctionne en compression. Dans sa globalité, il est capable de reprendre certains efforts de traction grâce à la cohésion apportée par les joints. Cependant, leur résistance à la traction est tellement faible qu'on la suppose nulle. L'hypothèse se veut donc sécuritaire. Bien entendu, un bloc de maçonnerie pris individuellement est capable de reprendre certains efforts de traction.

Enfin, l'hypothèse de non-glissement correspond à une condition de validité de la théorie de la ligne des poussées. En pratique, elle peut être vérifiée en admettant un frottement de Coulomb à l'interface pierre-mortier.

Dans la mesure où ces trois hypothèses sont vérifiées, il est possible de déterminer la charge menant un arc maçonné à la ruine via la théorie de la ligne des poussées. Dans sa globalité, la maçonnerie peut-être assimilée à un matériau ductile dont la ruine survient lorsque la charge appliquée induit une perte d'équilibre. Plus la charge augmente, plus la ligne des poussées tend

à se rapprocher de l'enveloppe de l'arc. Tout contact entre cette ligne des poussées et la frontière de l'arc occasionne l'apparition de rotules plastiques. Basé sur l'hypothèse de résistance infinie, le concept de rotule plastique impose localement le lieu de passage des efforts. Si ces rotules se multiplient, quatre au minimum pour une structure bi-encastree trois fois hyperstatique, il est démontré par de nombreuses expériences qu'un mécanisme se forme, synonyme d'effondrement de l'arc (figure 1.5).

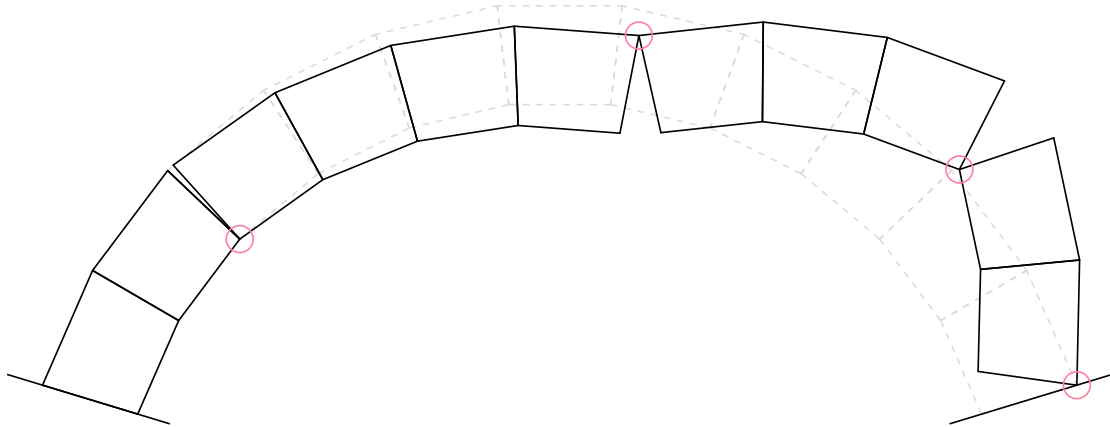


FIGURE 1.5 – Ruine par perte d'équilibre suite à la formation de 4 rotules plastiques

Ces notions de perte d'équilibre et de ligne des poussées sont illustrées au chapitre suivant au travers d'essais expérimentaux sur des arcs en maçonnerie.

Essais expérimentaux

Sommaire

2.1 Structures étudiées	16
2.1.1 Arc en blocs Ytong	16
2.1.2 Arc en pavés Blanc de Bierges	17
2.2 Essais préliminaires	18
2.2.1 Essais de compression	18
2.2.2 Essais de frottement	25
2.2.3 Essais de cisaillement	27
2.3 Essais à la ruine sur les arcs	28
2.3.1 Dispositif expérimental	28
2.3.2 Modes de chargement	30
2.3.3 Essais expérimentaux	31
2.4 Synthèse des résultats	40

Résumé

Ce chapitre détaille les deux géométries d'arcs étudiées ainsi que les tests de compression, frottement et cisaillement effectués pour déterminer les propriétés mécaniques des matériaux utilisés. Ensuite, l'influence de la rugosité des interfaces et de la nature du matériau sont mises en évidence par le biais d'essais de mise en charge de deux arcs jusqu'à la ruine par perte d'équilibre.

Une approche expérimentale est envisagée afin d'étudier l'influence des hypothèses de résistance infinie et non-glissement nécessaires à l'application de la théorie de la ligne des poussées. La première phase de tests consiste à quantifier les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs des arcs via des essais de compression, frottement et cisaillement. Dans la seconde phase, l'hypothèse de résistance infinie est étudiée au moyen de deux géométries d'arcs aux propriétés mécaniques différentes testées à la ruine. L'hypothèse de non-glissement est ensuite analysée en simulant plusieurs joints (joint sec, téflon, mortier à la chaux¹) aux interfaces entre les voussoirs.

2.1 Structures étudiées

Des essais sont menés sur deux arcs de géométrie et matériau différents. L'un est composé de blocs Ytong, l'autre de pavés Blanc de Bièrges.

2.1.1 Arc en blocs Ytong

Le bloc Ytong [38] est un bloc de construction en béton cellulaire ayant la particularité d'être léger et facile à mettre en place et à découper. Ce bloc existe dans différentes classes de résistance. Pour ces essais, des claveaux trapézoïdaux (dimensions à la figure 2.1) sont découpés dans des blocs Ytong C3/450 de dimensions $60 \times 25 \times 15$ [cm]. Chacun des arcs est composé de 11 voussoirs. Pour cette géométrie, il s'agit du nombre minimal de voussoirs assurant une ruine par perte d'équilibre et non par excès de compression². La géométrie de l'arc est reprise à la figure 2.1.

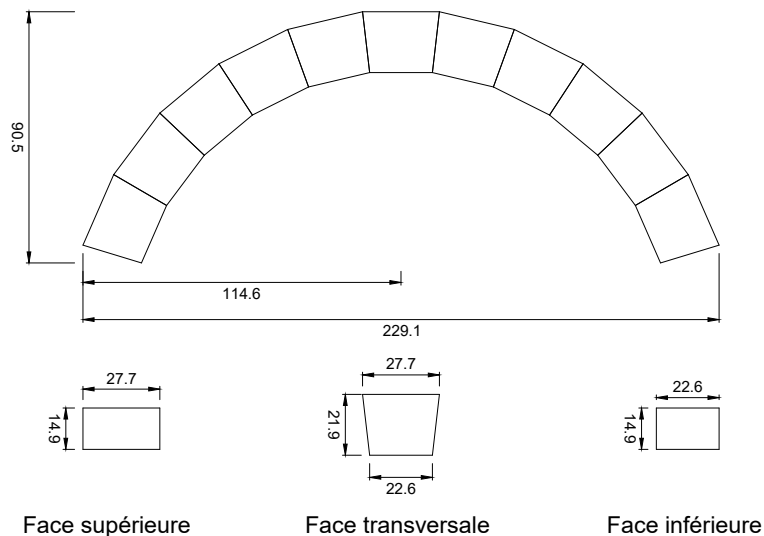


FIGURE 2.1 – Dimensions de l'arc en blocs Ytong [cm]

1. Mortier couramment employé dans les structures maçonnées historiques composé de trois parts de sable pour une part de liant ($\frac{2}{3}$ chaux aérienne & $\frac{1}{3}$ ciment)

2. En effet, dans une configuration à 9 voussoirs, il est possible de tracer deux droites reliant le sommet de l'arc avec ses appuis, aucun mécanisme ne peut dès lors apparaître

- diamètre à l'extrados : $2.291[m]$;
- hauteur à l'extrados : $0.905[m]$;
- élancement : $\frac{L}{H} = 2.53[/math] ;$
- nombre de voussoirs : 11 voussoirs trapézoïdaux par arc ;
- face supérieure des voussoirs : $27.7 \times 14.9[cm]$;
- face inférieure des voussoirs : $22.6 \times 14.9[cm]$;
- épaisseur : $21,9[cm]$.

2.1.2 Arc en pavés Blanc de Bierges

Le pavé Blanc de Bierges [34] est constitué d'un béton haute résistance identifiable à sa couleur blanche liée à l'utilisation de ciment, sable et graviers broyés blancs. Coulés dans des moules trapézoïdaux, il est possible de les utiliser comme voussoirs d'arcs. La géométrie de ces pavés étant imposée, il est nécessaire de vérifier leur stabilité sous poids propre. Après calcul, la ligne des poussées est entièrement inscrite dans l'épaisseur de la maçonnerie pour des configurations de 9 ou 11 voussoirs. Cependant, ces pavés présentent en réalité des irrégularités géométriques, conséquence d'un tassement post-démoulage. La géométrie de 9 voussoirs est donc préférée d'un point de vue stabilité. Cette dernière est reprise à la figure 2.2.

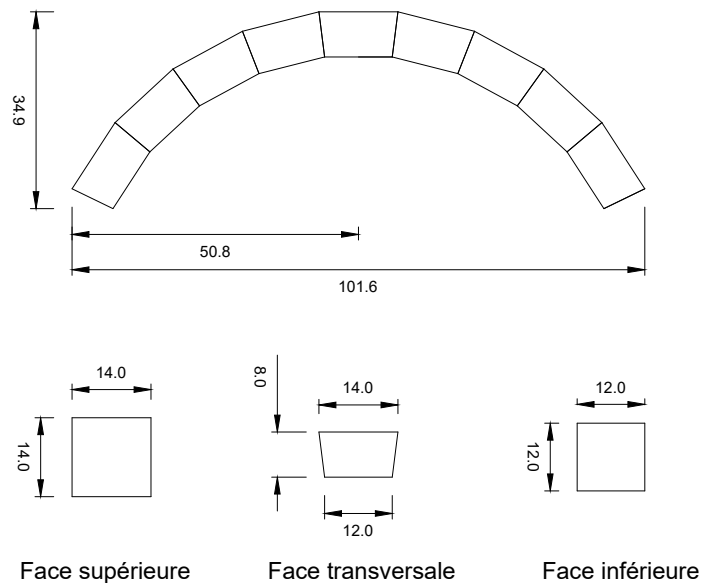


FIGURE 2.2 – Dimensions de l'arc en pavés Blanc de Bierges [cm]

- diamètre à l'extrados : $1,016[m]$;
- hauteur à l'extrados : $0.349[m]$;
- élancement : $\frac{L}{H} = 2.91[/math] ;$
- nombre de voussoirs : 9 pavés trapézoïdaux par arc ;

- face supérieure des voussoirs : $14 \times 14[cm]$;
- face inférieure des voussoirs : $12 \times 12[cm]$;
- épaisseur : $8[cm]$.

2.2 Essais préliminaires

2.2.1 Essais de compression

Résistance à la compression moyenne f_{cm}

L'objectif est de déterminer la résistance à la compression moyenne f_{cm} de chacun des deux matériaux analysés. L'essai de compression normalisé [35] consiste à appliquer une charge verticale à l'aide d'un vérin sur une éprouvette cubique $15 \times 15 \times 15[cm]$. L'effort appliqué croît dans le temps, induisant ainsi un raccourcissement de l'éprouvette, et ce jusqu'à rupture de l'échantillon. Lors de cet essai, l'effort appliqué ainsi que le déplacement du vérin sont enregistrés en continu. Il est ainsi possible de construire la courbe effort/déformation du matériau. Connaissant la surface d'application de l'effort de compression, la courbe liant contraintes $\sigma[MPa]$ et déformations $\epsilon[]$ peut être déduite. Cette courbe, plus utilisée en pratique, est caractérisée par une première phase linéaire dite élastique d'équation :

$$\sigma = E \times \epsilon$$

avec :

- $\sigma[MPa]$, la contrainte de compression ;
- $E[MPa]$, le module de Young du matériau ;
- $\epsilon[mm/mm]$, la déformation relative de l'échantillon par rapport à sa dimension d'origine.

Durant la phase élastique, le matériau se déforme et retrouve sa géométrie initiale une fois la charge supprimée. Au-delà, la phase dite plastique est atteinte, caractérisée par des déformations permanentes résiduelles. La résistance moyenne à la compression correspond au sommet de cette courbe. Il s'ensuit un palier plastique plus ou moins important, dépendant de la nature fragile ou ductile du matériau.

Typiquement, deux types d'échantillons sont utilisés, à savoir le cube et le cylindre. Par facilité de découpe, des échantillons cubiques sont étudiés ici. Connaissant l'ordre de grandeur de la résistance à la compression, la vitesse du chargement en force est fixée telle que l'essai dure approximativement $100[sec]$. Les résistances théoriques à la compression des matériaux étant fort différentes, deux dispositifs d'essais sont utilisés. En effet, les éprouvettes en Blanc de Bierges étant très résistantes, un dispositif d'essai moins précis mais permettant d'appliquer des efforts de compression élevés est utilisé. Pour les éprouvettes en Ytong, un vérin hydraulique plus précis et adapté aux plus petits efforts est employé étant donné la gamme de résistance à la compression bien inférieure du bloc Ytong par rapport à celle des Blanc de Bierges.

Les différents échantillons testés sont repris aux figures 2.3 et 2.4. L'orthogonalité et la planéité des éprouvettes sont deux critères à respecter pour éviter tout déséquilibre durant les essais.



FIGURE 2.3 – Bloc Ytong



FIGURE 2.4 – Pavé Blanc de Bierges

Grâce à ces essais, la différence de résistance entre les matériaux utilisés peut être quantifiée de manière exacte.

Résistance f_{cm} des blocs Ytong

Le béton cellulaire utilisé pour les blocs Ytong est de type C3, la charge de rupture f_{ck} peut donc être estimée à 3[MPa]. Connaissant la surface d'application de l'effort réparti, une force de rupture $F_c = 67,5[kN]$ peut être déduite par la relation suivante :

$$F_c = f_{ck} \times S = 6750[N]$$

avec :

- $F_c[N]$, l'effort de compression à appliquer au vérin ;
- $f_{ck} = 3[MPa]$, la résistance caractéristique annoncée ;
- $S = 150 \times 150[mm^2]$, la surface d'application de l'effort.

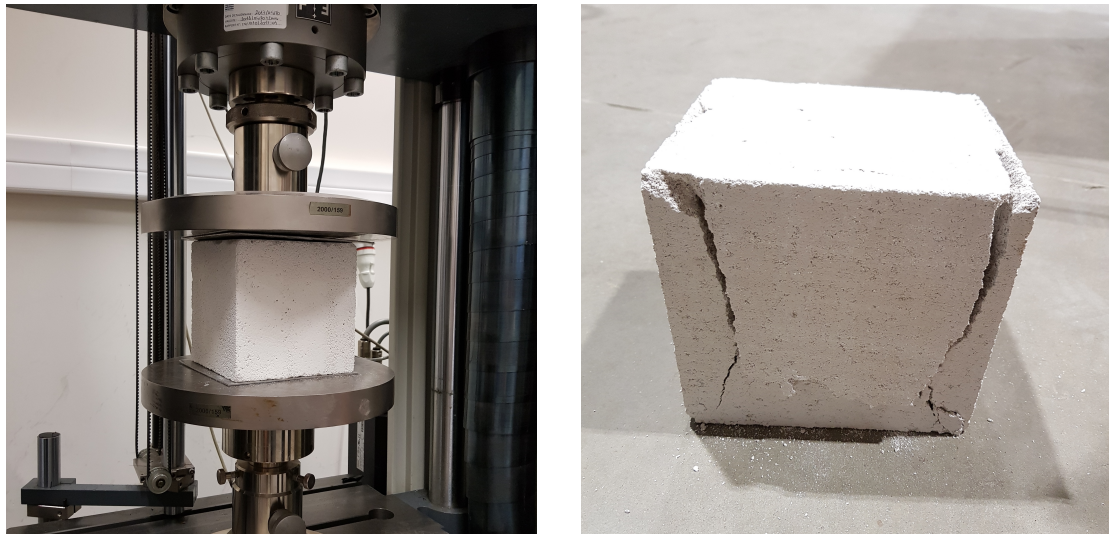


FIGURE 2.5 – Essai de compression sur le bloc Ytong : mise en charge et rupture

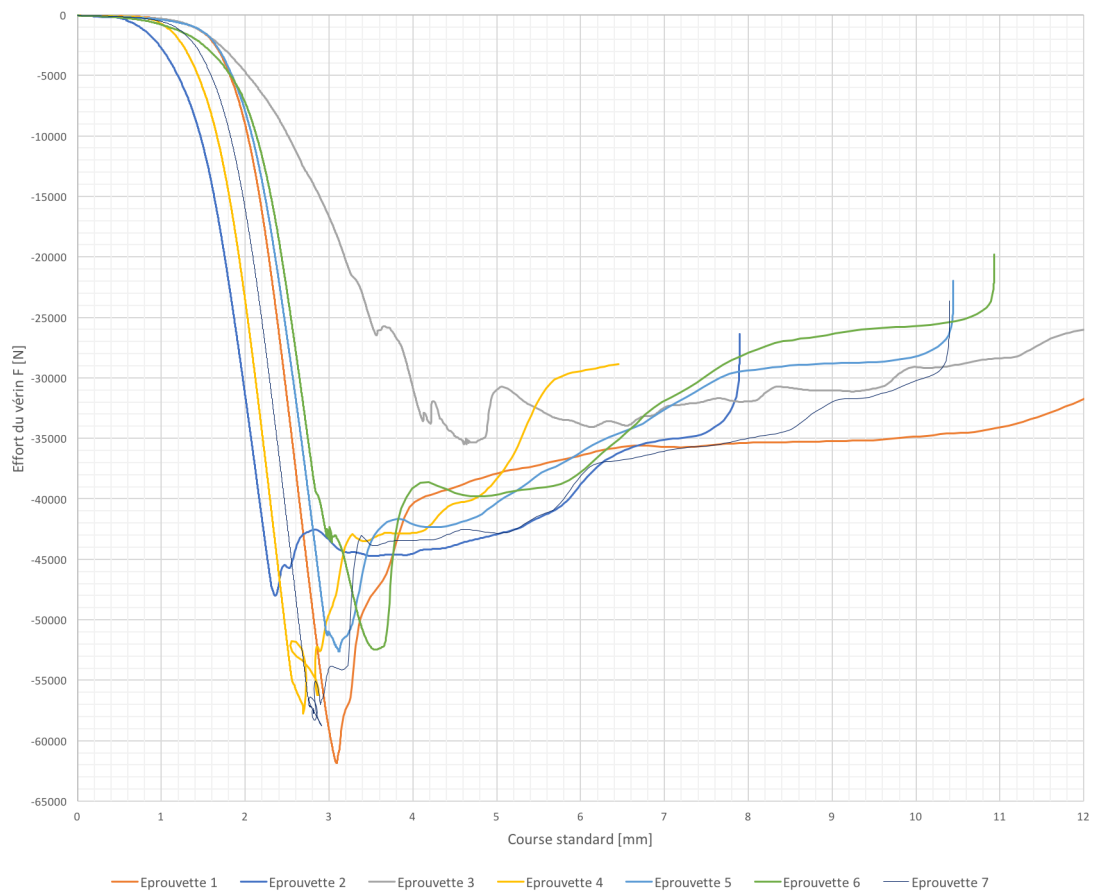


FIGURE 2.6 – Courbe effort-déplacement des éprouvettes en Ytong 1-7

Le dispositif d'essai est illustré à la figure 2.5. Celui-ci permet de mesurer de manière continue la charge appliquée ainsi que la course du vérin. Quant à la vitesse de chargement, une augmentation de charge de $600[N/s]$ est fixée afin d'obtenir une rupture du matériau après une centaine de secondes.

Dans un premier temps, les éprouvettes (1-3) sont testées, menant à des résultats fort dispersés et bien en-deçà des estimations. La cause étant probablement le manque de planéité et d'orthogonalité des cubes découpés à la scie à main. Quatre échantillons supplémentaires sont donc découpés à la scie circulaire (épreuves 4-7). Les résultats obtenus sont repris à la figure 2.6.

A partir de la figure précédente, il est possible de déduire une courbe contrainte-déformation. Le pic de cette courbe correspond à la contrainte de rupture en compression $\sigma_{cu}[MPa]$, tel qu'observé à la figure 2.7. De plus, la pente du domaine élastique définit la rigidité du matériau, exprimée par le module de Young $E[MPa]$.

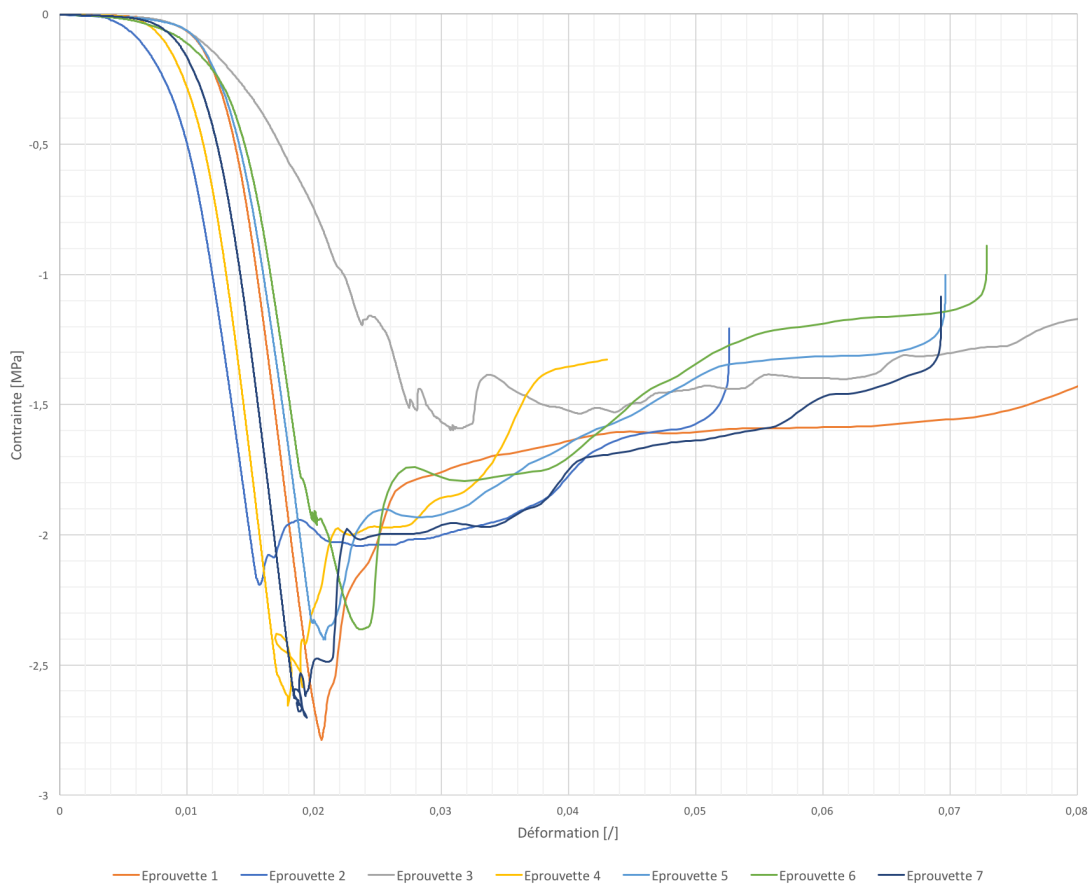


FIGURE 2.7 – Relation contraintes-déformations des éprouvettes en Ytong 1-7

La table 2.1 résume l'ensemble des résultats issus des essais de compression sur les blocs Ytong.

Essais de compression - Blocs Ytong								
		Unités	Bloc 1	Bloc 4	Bloc 5	Bloc 6	Bloc 7	Moy.
Volume	V	[cm^3]	3319	3240	3264	3308	3242	3274
Masse	m	[kg]	1,97	1,87	2,00	1,99	2,00	1,97
Poids volumique	γ	[kN/m^3]	5,83	5,66	6,03	5,89	6,04	5,89
Charge de rupture	F_u	[$tonnes$]	6,31	5,89	5,36	5,35	6,00	5,78
Charge de rupture	F_u	[kN]	61,88	57,77	52,63	52,48	58,82	56,72
Contrainte de rupture	σ_{cu}	[Mpa]	2,79	2,66	2,40	2,36	2,70	2,58
Module de Young	E	[MPa]	38,70	30,70	29,00	30,70	32,60	32,34

TABLE 2.1 – Tableau récapitulatif des caractéristiques obtenues des blocs Ytong

Résistance f_{cm} des blocs Blanc de Bierges

Pour ces essais, un dispositif d'essai adapté au béton haute résistance est utilisé comme illustré à la la figure 2.8. Les voussoirs étant comprimés transversalement au sein d'un arc, l'effort normal de compression est exercé sur les faces transversales des éprouvettes dans un souci de cohérence. Le dispositif expérimental utilisé ne permettant pas la mesure continue du déplacement du vérin, seule la charge de rupture par écrasement est enregistrée. Les valeurs obtenues pour les trois éprouvettes sont répertoriées dans la table 2.2 .

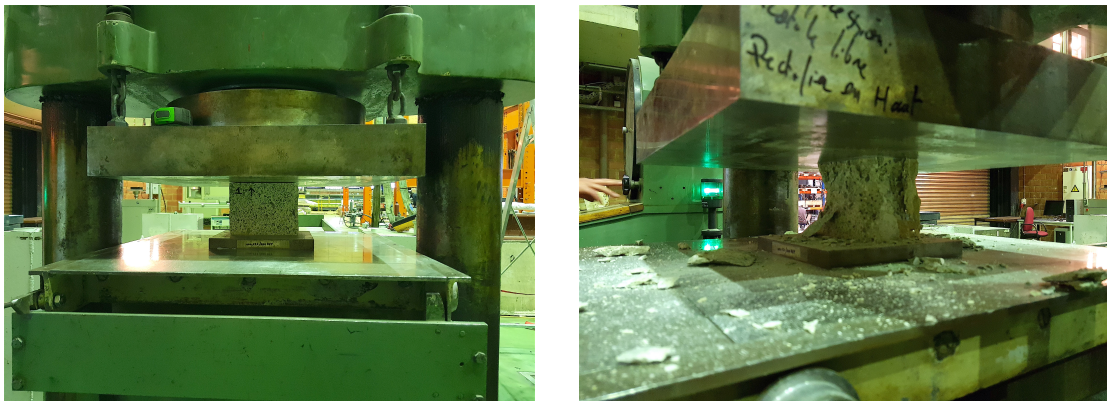


FIGURE 2.8 – Essai de compression sur le bloc Blanc de Bierges : mise en charge et rupture

Essais de compression - Blanc de Bierges						
	Symboles	Unités	Bloc 1	Bloc 2	Bloc 3	Moyenne
volume	V	$[cm^3]$	1140	1073	1104	1106
masse	m	$[kg]$	2,67	2,47	2,71	2,62
poids volumique	γ	$[kN/m^3]$	23,0	22,6	24,1	23,0
charge de rupture	F_u	$[tonnes]$	106	89	110	102
charge de rupture	F_u	$[kN]$	1039,9	873,1	1079,1	997
contrainte de rupture	σ_{cu}	$[Mpa]$	100,1	85,2	108,8	98
module de Young	E	$[Mpa]$	/	/	/	/

TABLE 2.2 – Tableau récapitulatif des caractéristiques obtenues des pavés Blanc de Bierges

Résistance f_{cm} des éprouvettes de mortier à la chaux

La norme issue du CSTC [35] prévoit d'utiliser des éprouvettes de dimensions $160[mm] \times 40[mm] \times 40[mm]$ pour les tests sur mortier. La vitesse de montée en charge fixée pour les essais est de $200[N/s]$. Le dispositif expérimental transmet la charge à l'éprouvette via deux plaques d'appui standardisées de $40[mm] \times 40[mm]$. Deux essais de compression (un à chaque extrémité de l'échantillon) peuvent donc être réalisés. La résistance à la compression moyenne f_{cm} des éprouvettes de mortier est définie comme :

$$f_{cm} = \frac{F_c}{A}$$

avec :

- $f_{cm}[N/mm^2]$, la résistance à la compression moyenne ;
- $F_c[N]$, la force provoquant la rupture de l'échantillon par compression ;
- $A[mm^2]$, la surface de l'éprouvette en contact avec les plaques d'appui ($40[mm] \times 40[mm]$ soit $1600[mm^2]$).

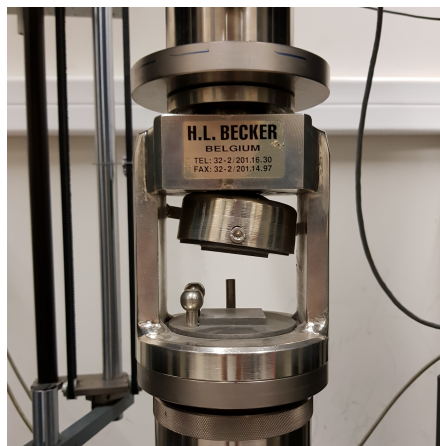


FIGURE 2.9 – Dispositif expérimental

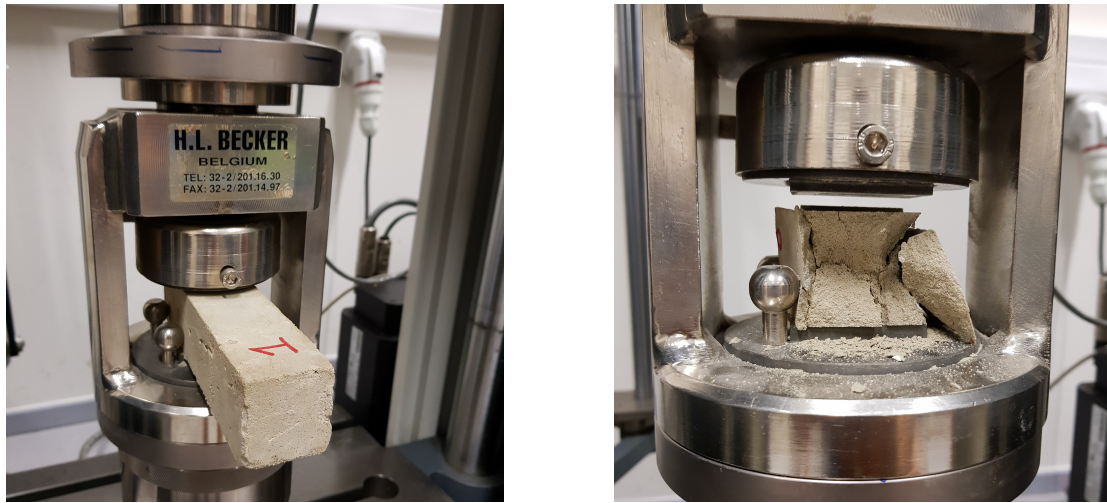


FIGURE 2.10 – Essai de compression normalisé sur des éprouvettes de mortier à la chaux

La figure 2.11 illustre les résultats obtenus quant à l'effort de compression appliqué sur des échantillons de mortier en fonction du temps de séchage. On observe une dépendance temporelle de la prise du mortier vis-à-vis de ses propriétés mécaniques. Connaissant la surface d'application des efforts, la contrainte maximale admissible peut être déduite (table 2.3).

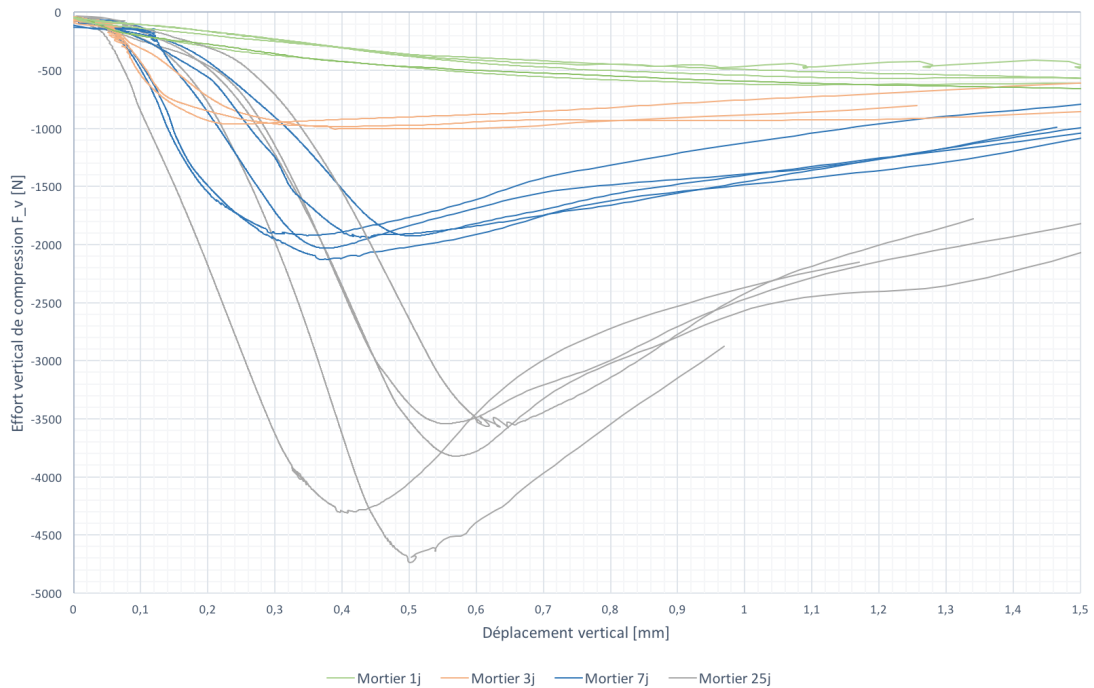


FIGURE 2.11 – Influence du temps de séchage sur l'effort maximal de compression

Détermination de la contrainte à la compression du mortier à la chaux	
Temps de séchage	Contrainte à la rupture moyenne $f_{cm}[MPa]$
Mortier à 1j	0.38
Mortier à 3j	0.63
Mortier à 7j	1.25
Mortier à 25j	2.50

TABLE 2.3 – Influence du temps de prise du mortier sur la résistance à la compression f_{cm}

2.2.2 Essais de frottement

L'objectif de ces tests est de quantifier le frottement statique des matériaux utilisés aux interfaces entre les blocs, à savoir :

- feuille de téflon 2[mm];
- joints secs.

Le coefficient de frottement statique $\mu_s[/math>] [33] est défini comme le rapport entre l'effort de frottement statique maximal et l'effort normal exercé :$

$$\mu_s = \frac{F_h}{F_v}$$

avec :

- $\mu_s[/math>], le coefficient de frottement statique;$
- $F_h[N]$, l'effort horizontal exercé;
- $F_v[N]$, l'effort normal exercé.

La procédure de test est la suivante : deux voussoirs Ytong sont superposés sur le plancher d'essais. Le bloc inférieur, devant rester fixe, est maintenu à l'aide d'une poutre métallique ancrée dans ce même plancher d'essais (figure 2.12). Le bloc supérieur, chargé verticalement par des poids normalisés de 2[kg], n'est pas ancré afin de pouvoir se déplacer horizontalement une fois la force de frottement vaincue. Le vérin, placé horizontalement, exerce une force croissante sur le bloc supérieur. Le point d'application de cette force doit être situé au plus proche de l'interface pour assurer un glissement optimal.

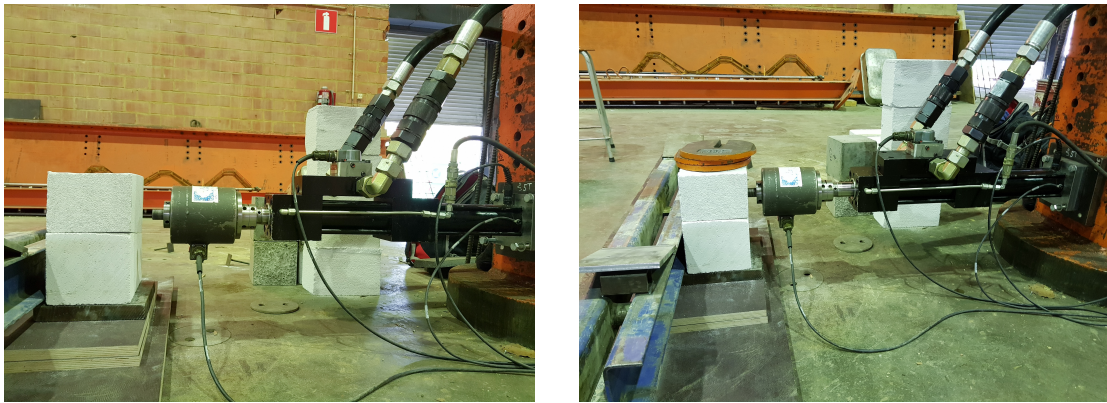


FIGURE 2.12 – Dispositif expérimental pour la détermination du coefficient de frottement statique entre les voussoirs

La charge verticale agissant sur le bloc supérieur est incrémentée d'essais en essais à raison de $2[kg]$. Ainsi, des résultats sont obtenus pour différents efforts verticaux. Il est alors possible d'établir une courbe liant l'effort horizontal au déplacement observé du vérin, pour un effort vertical connu (figure 2.13). La première phase décroissante de la courbe correspond au frottement statique. Lorsqu'une force horizontale suffisamment pour vaincre le frottement statique est atteinte, la courbe prend une allure horizontale synonyme de frottement dynamique.

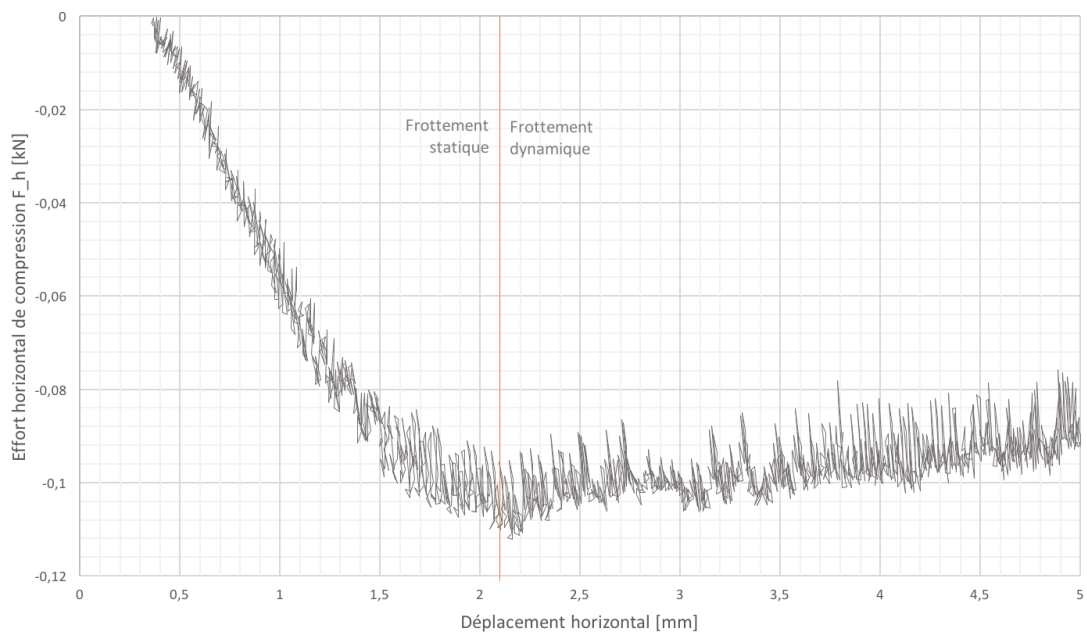


FIGURE 2.13 – Frottement statique et dynamique - blocs Ytong à joints secs et charge verticale de $8[kg]$

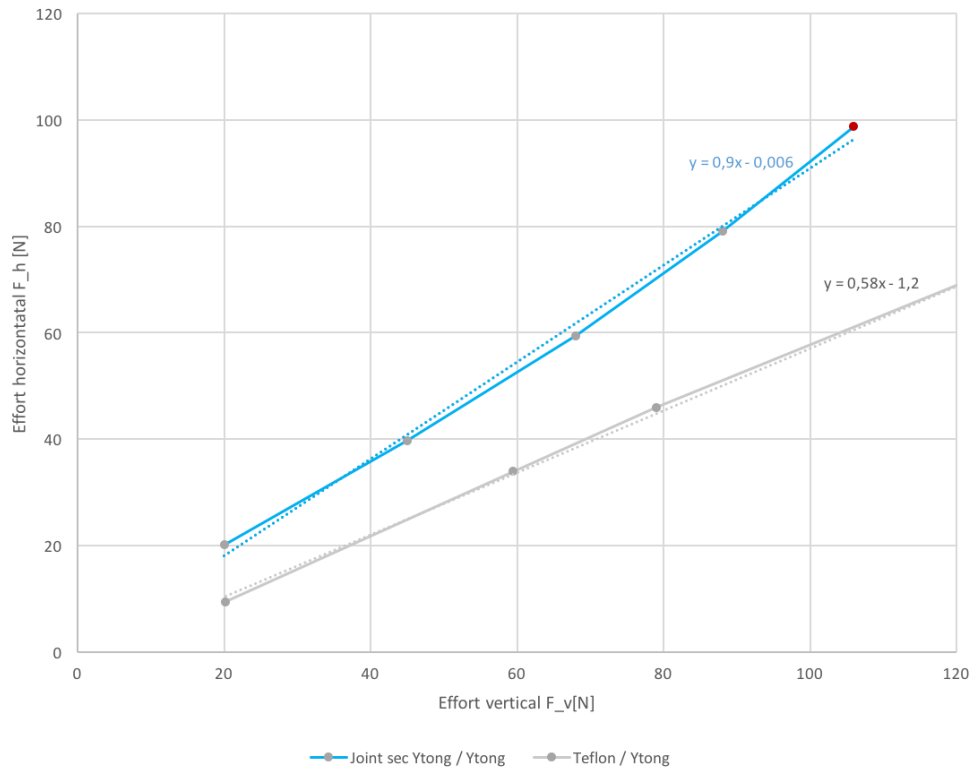


FIGURE 2.14 – Détermination du coefficient de frottement statique

La procédure est répétée pour différents efforts verticaux. Le point maximal de chacune de ces courbes est reporté sur un graphe liant les efforts horizontaux et verticaux (figure 2.14) pour former deux pseudo-droites. Les coefficients de frottement statique de l'interface à joints secs et de celle en téflon correspondent à la pente de ces deux droites.

2.2.3 Essais de cisaillement

Des essais de cisaillement sont réalisés sur des interfaces au mortier à la chaux. L'objectif est d'évaluer la résistance au cisaillement pour deux temps de séchage différents (1 et 4 jours). La procédure d'essai est semblable à celle utilisée lors des essais de frottement (figure 2.15). Les efforts de rupture enregistrés f_{max} sont repris à la table 2.4.

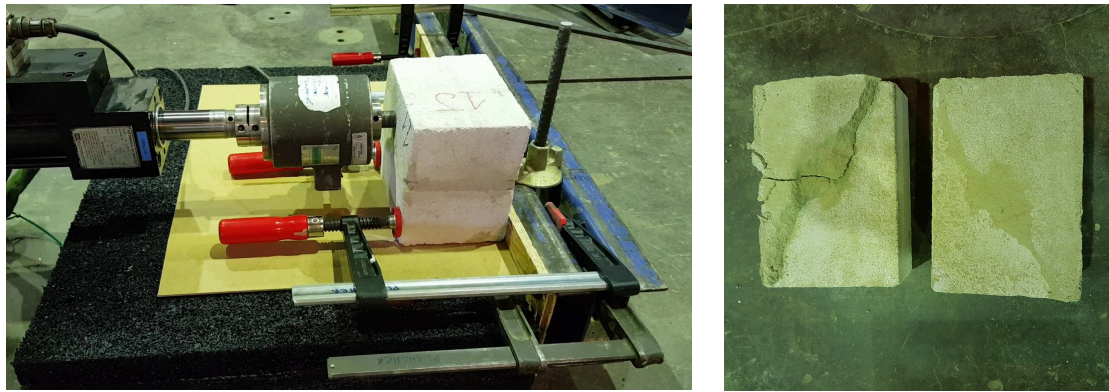


FIGURE 2.15 – Détermination de la contrainte de cisaillement mortier-Ytong

Efforts de rupture par cisaillement	
Interface	Effort de rupture f_{max} [kN]
Mortier 1j	1.96
Mortier 4j	3.75

TABLE 2.4 – Influence du temps de prise du mortier à la chaux sur la résistance au cisaillement

2.3 Essais à la ruine sur les arcs

Connaissant les propriétés mécaniques des matériaux, des essais de ruine d'arcs sont menés. L'objectif est d'évaluer l'influence de l'interface quant à une ruine par perte d'équilibre. Les charges sont transmises à l'arc en clé de voûte par un vérin hydraulique 1T.

2.3.1 Dispositif expérimental

Le dispositif complet relatif aux essais est repris aux figures 2.16 et 2.17 . Une poutre en double-U est maintenue à l'aide de deux tiges filetées ancrées au travers du plancher d'essais. Les deux plaques métalliques sont soudées aux extrémités de la poutre avec un certain jeu pour être adaptées aux différentes géométries d'arcs testées.

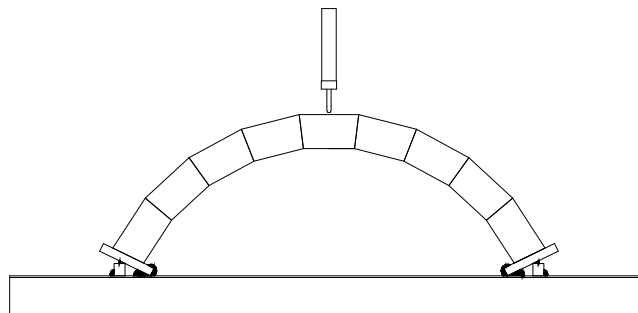


FIGURE 2.16 – Dispositif expérimental de l'arc en pavés Blanc de Bierges à joints secs

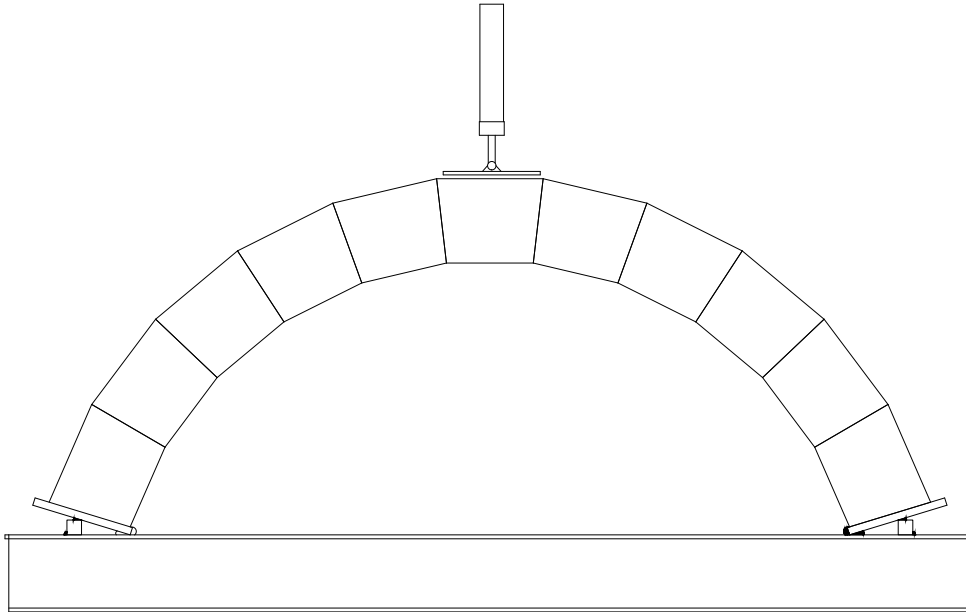


FIGURE 2.17 – Dispositif expérimental de l'arc en blocs Ytong à joints secs

Pour la phase de construction, un cintre en OSB est utilisé comme support provisoire des voussoirs (figure 2.18). Une fois l'arc assemblé, le support est retiré. La clé de voûte assure la stabilité de l'arc sous poids propre (figure 2.19).

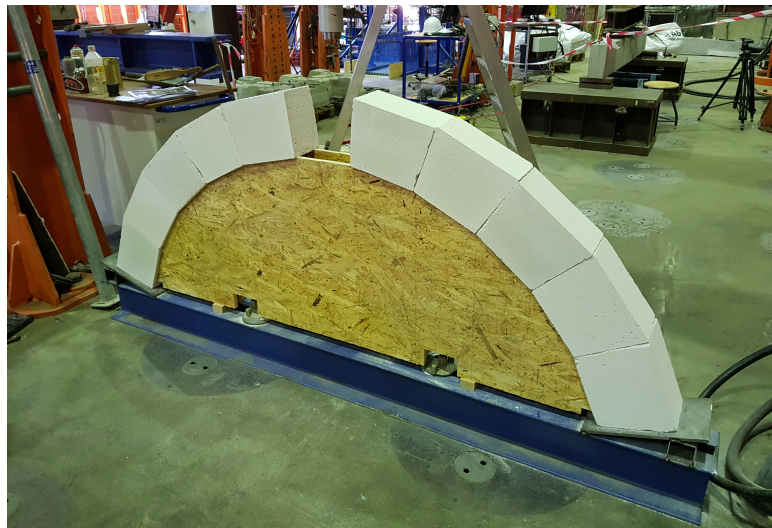


FIGURE 2.18 – Mise en place de l'essai

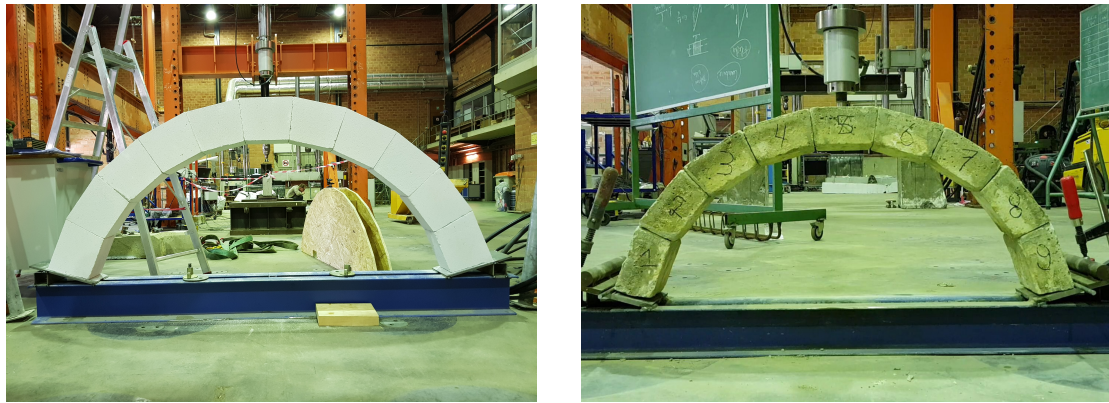


FIGURE 2.19 – Situations avant la mise en charge

2.3.2 Modes de chargement

Pour transmettre la charge du vérin sur l'arc, quatre supports en bois sont testés. Ces quatre modes de chargement sont illustrés à la figure 2.20 et permettent de simuler différents chargement répartis et ponctuels.

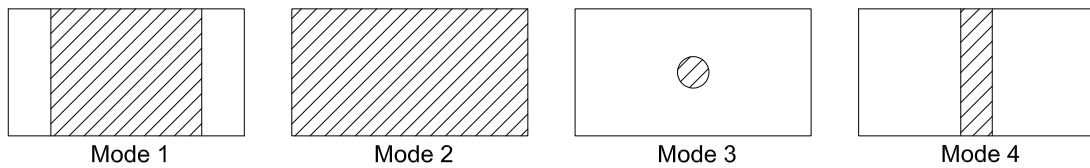


FIGURE 2.20 – Surface d'application de l'effort vertical en clé de voûte

En effet, après plusieurs essais-erreurs, les modes de chargement 1,3 et 4 sont écartés car ils provoquent des ruptures locales du bloc Ytong en clé de voûte (figures 2.21, 2.22 et 2.23). Lors de ces ruptures fragiles, le vérin s'arrête par sécurité lorsque la cellule de force enregistre une chute significative de l'effort appliqué. La charge de ruine par perte d'équilibre de l'arc ne peut donc pas être obtenue.



FIGURE 2.21 – Rupture locale en clé de voûte - mode 1

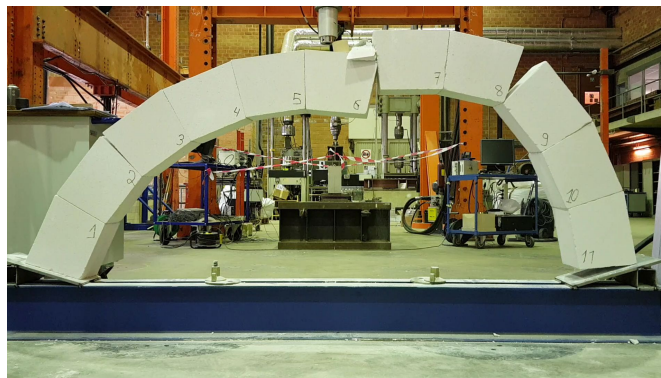


FIGURE 2.22 – Rupture locale en clé de voûte - mode 3

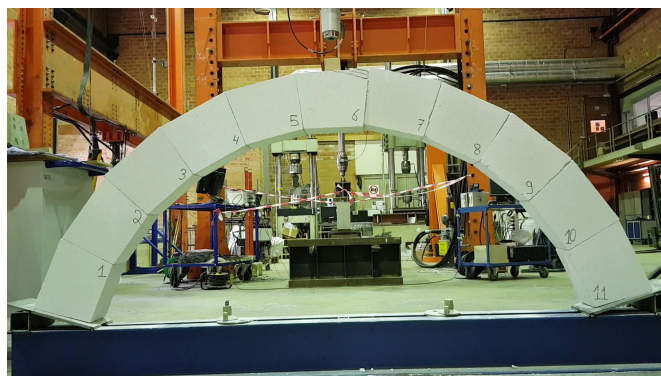


FIGURE 2.23 – Rupture locale en clé de voûte - mode 4

2.3.3 Essais expérimentaux

Pour chacun des essais, une photo représentative illustre la ruine de l'arc par perte d'équilibre. La synthèse des résultats obtenus est ensuite présentée sur un graphique liant l'effort vertical du vérin au déplacement vertical en clé de voûte.

La première phase de tests consiste à étudier un arc à joints secs. Ensuite, une feuille de téflon 2[mm] est placée à l'interface des voussoirs. Enfin, du mortier à la chaux est utilisé pour constituer les joints de l'arc. Les propriétés mécaniques du mortier étant fonction du temps, des mortiers à 1 jour et 4 jours de prise sont testés.

Arcs en blocs Ytong

Pour l'arc composé de blocs Ytong, un chargement réparti (mode 2) est appliqué en clé de voûte. La vitesse de chargement au vérin est fixée à 20[N/s]. Au total, 13 essais sont réalisés pour les trois interfaces à joints secs, en téflon et au mortier.

La ruine par perte d'équilibre de l'arc Ytong aux interfaces à joints secs (essai 2) est représentée à la figure 2.24. Quatre rotules sont apparues aux interfaces des blocs [2-3; 6-7; 9-10; 11-appui incliné].

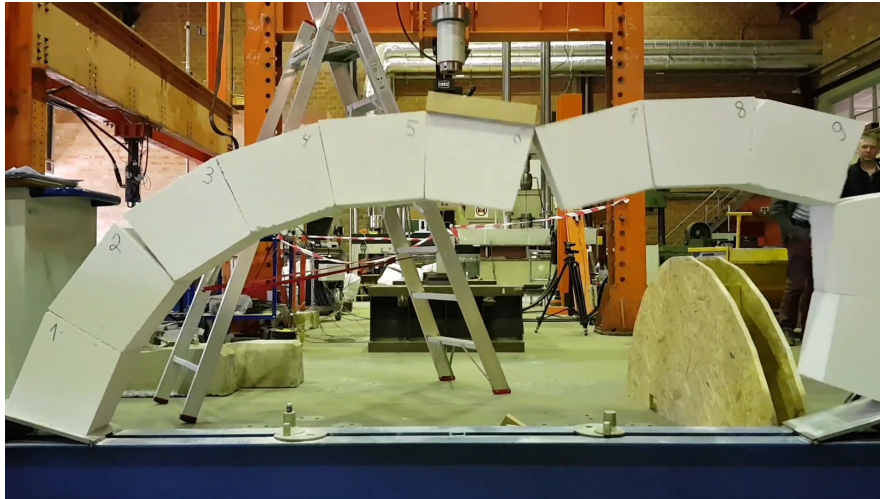


FIGURE 2.24 – Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - joints secs (essai 2)

Les résultats des trois essais à joints secs enregistrés par le vérin sont représentés à la figure 2.25. Le pic des courbes correspond à la charge induisant la perte d'équilibre de l'arc.

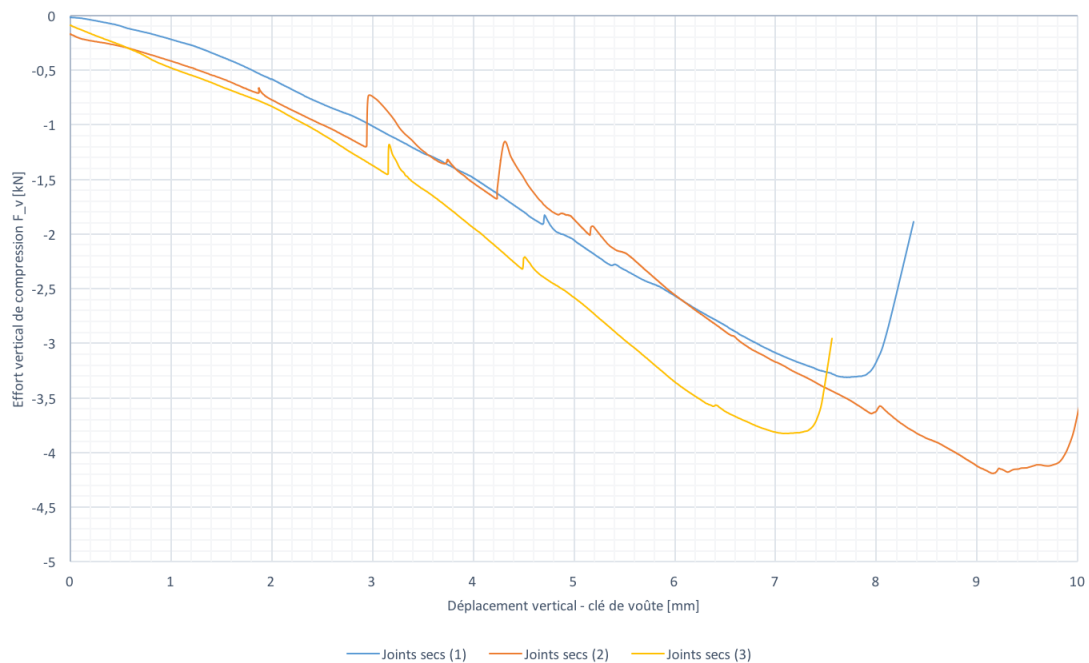


FIGURE 2.25 – Résultats expérimentaux de l'arc en blocs Ytong - joints secs

La ruine par perte d'équilibre de l'arc Ytong aux interfaces en téflon (essai 1) est représentée à la figure 2.26. Quatre rotules sont apparues aux interfaces des blocs [5-6; 6-7; 8-9; 11-appui incliné].

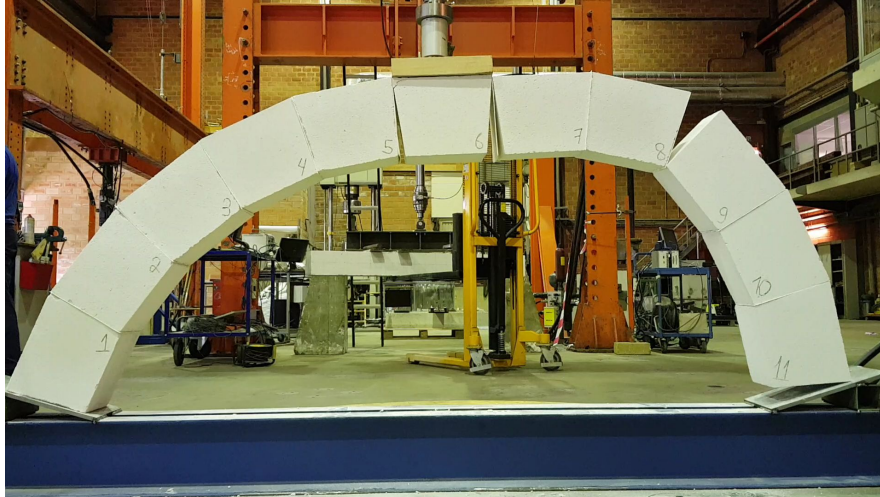


FIGURE 2.26 – Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - téflon (essai 1)

Les résultats des trois essais interfaces téflon enregistrés par le vérin sont représentés à la figure 2.27. Le pic des courbes correspond à la charge induisant la perte d'équilibre de l'arc.

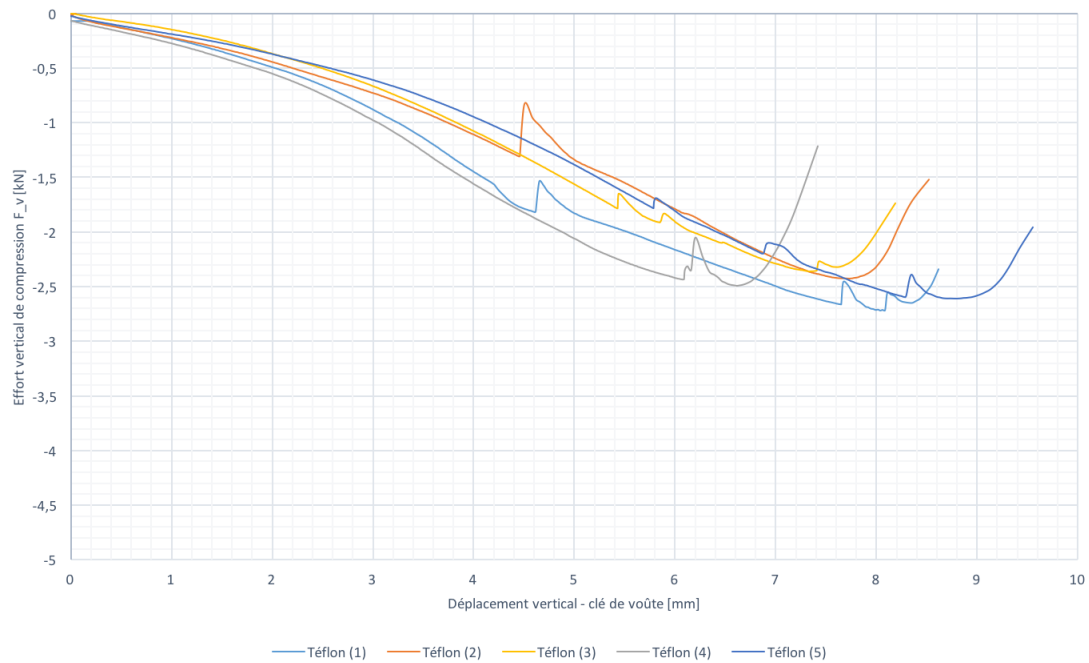


FIGURE 2.27 – Résultats expérimentaux de l'arc en blocs Ytong - interface en téflon

La ruine par perte d'équilibre des arcs Ytong aux interfaces au mortier 4 jours (essai 1) et 1 jour (essai 3) sont représentées aux figures 2.28 et 2.29 respectivement. Quatre rotules sont apparues aux interfaces des blocs [3-4; 6-7; 8-9; 11-appui incliné] pour l'essai 1 au mortier 4 jours et aux interfaces des blocs [appui incliné-1; 3-4; 5-6; 9-10] pour l'essai 3 au mortier 1 jour.

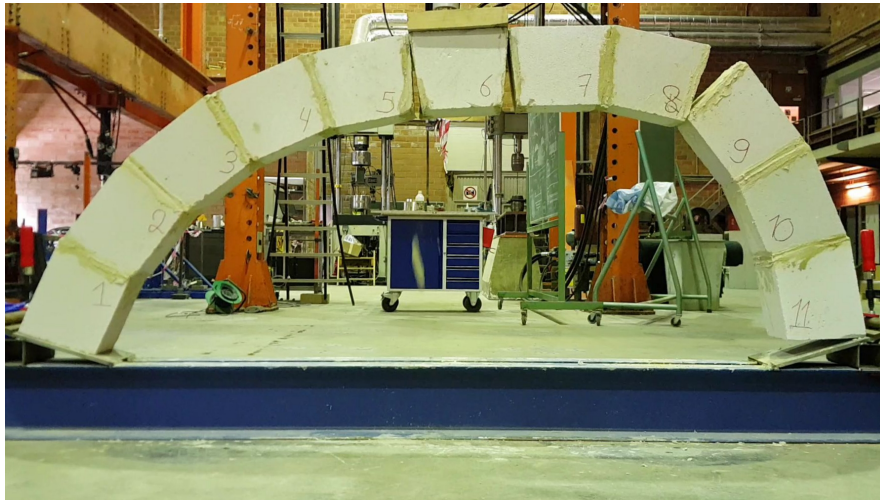


FIGURE 2.28 – Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - mortier à la chaux 4 jours (essai 1)



FIGURE 2.29 – Ruine par perte d'équilibre de l'arc en blocs Ytong - mortier à la chaux 1 jour (essai 3)

Les résultats enregistrés par le vérin des trois essais au mortier 1 jour et de l'essai au mortier 4 jours sont représentés à la figure 2.27. Le pic des courbes correspond à la charge induisant la perte d'équilibre de l'arc.

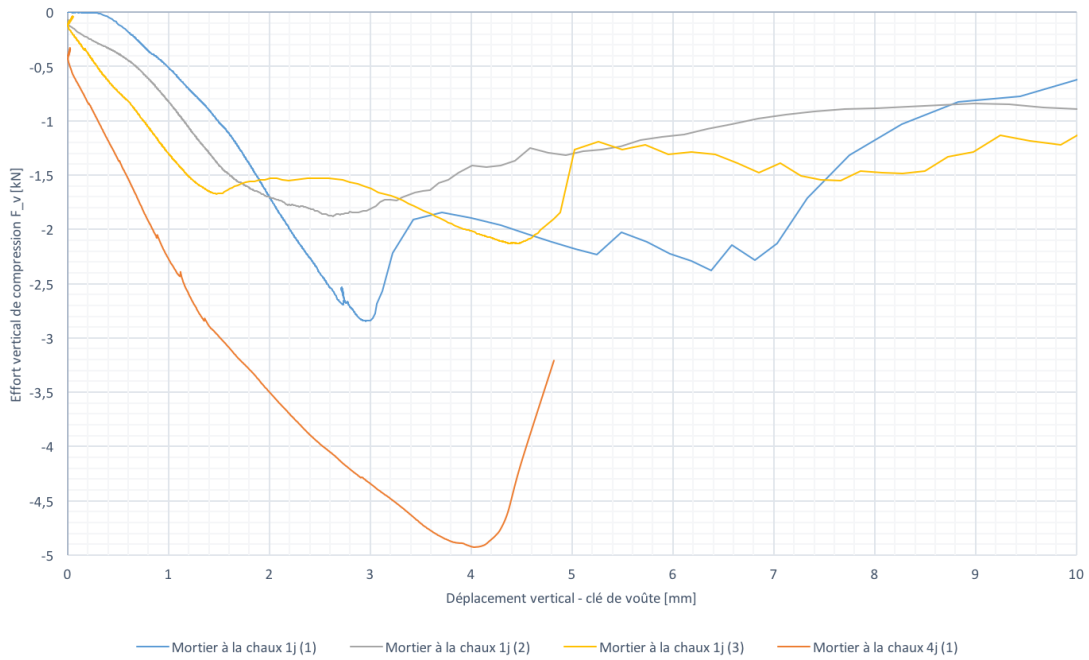


FIGURE 2.30 – Résultats expérimentaux de l'arc en blocs Ytong - interface au mortier à la chaux 1j et 4j

Arcs en pavés Blanc de Bierges

Pour l'arc composé de pavés Blanc de Bierges, un chargement ponctuel (mode 3) est appliqué en clé de voûte. La vitesse de chargement est fixée à $5[N/s]$. Au total, 7 essais sont réalisés pour les trois interfaces à joints secs, en téflon et au mortier.

Les résultats obtenus pour le test de ruine par perte d'équilibre d'un arc en Blanc de Bierges aux interfaces à joints secs ne sont pas pertinents. Les pavés utilisés présentent des imperfections et défauts structurels. Cette géométrie imparfaite a rendu complexe la mise en place de l'arc (figure 2.31). Les résultats obtenus témoignent de cette réalité (figure 2.32).

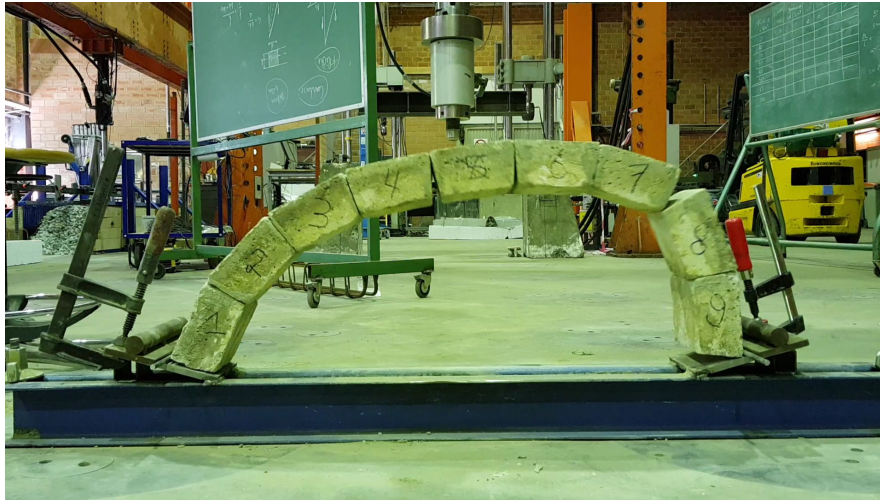


FIGURE 2.31 – Ruine par perte d'équilibre de l'arc en pavés Blanc de Bierges - joints secs (essai 1)

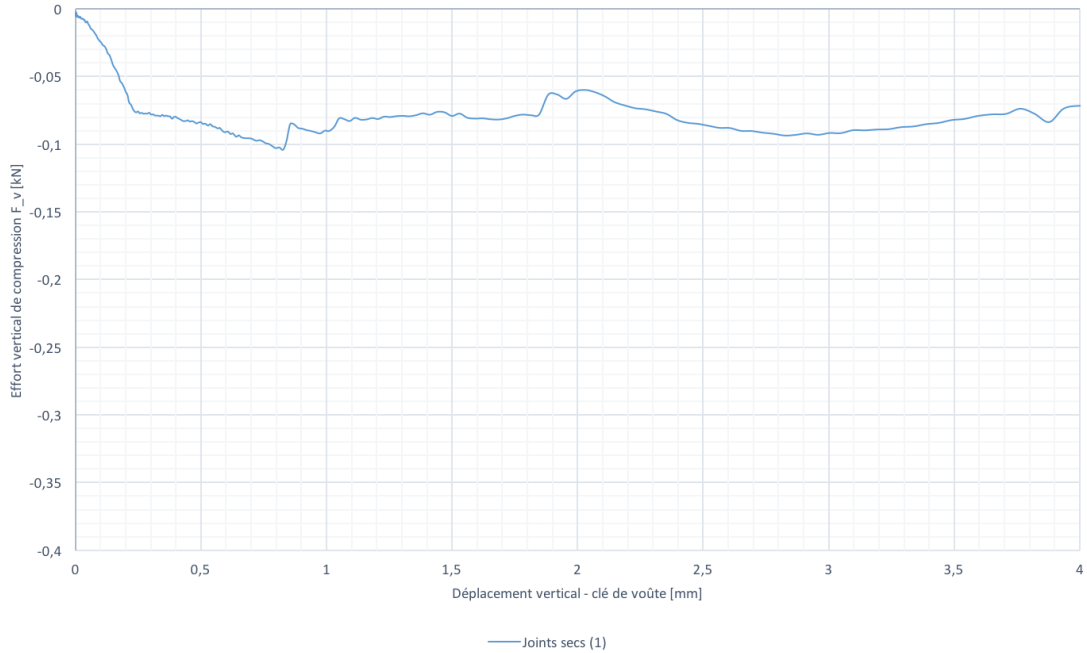


FIGURE 2.32 – Résultats expérimentaux de l'arc en pavés Blanc de Bierges - interface à joints secs

Les essais réalisés sur les arcs Blanc de Bierges aux interfaces en téflon ne sont pas plus concluants que les précédents (figure 2.33). Les feuilles de téflon d'épaisseur 2 [mm] ne suffisent pas à compenser les défauts géométriques des pavés. Les résultats pour les deux essais effectués sont représentés à la figure 2.34.



FIGURE 2.33 – Ruine par perte d'équilibre de l'arc en pavés Blanc de Bierges - téflon (essai 2)

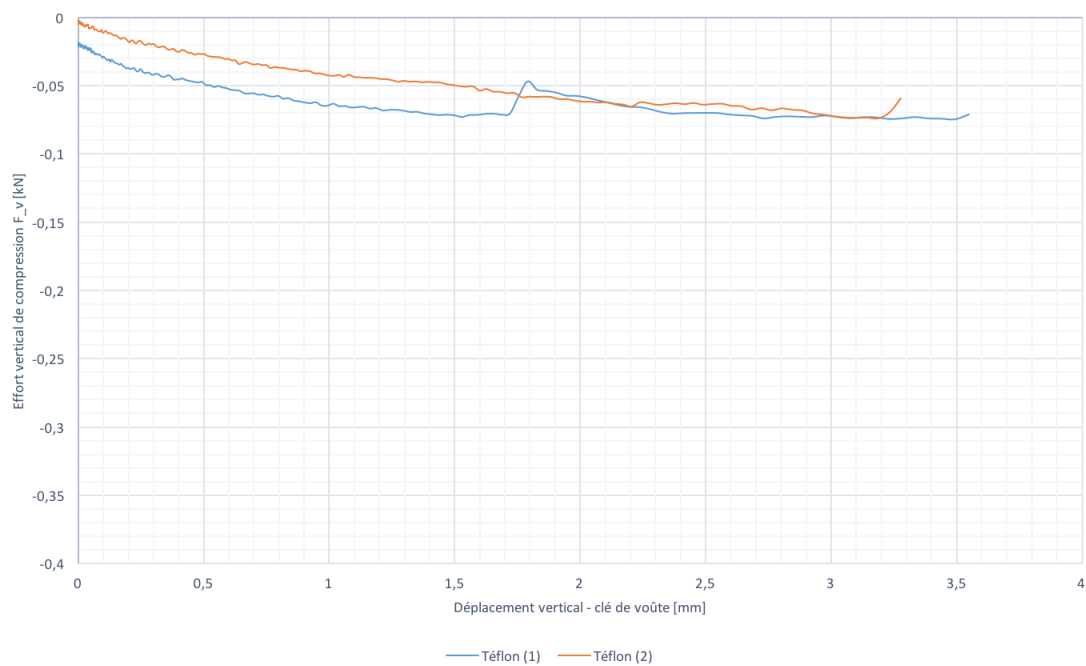


FIGURE 2.34 – Résultats expérimentaux de l'arc en pavés Blanc de Bierges - interface en téflon

Au final, les seuls essais pertinents sur les arcs en pavés Blanc de Bierges sont ceux au mortier 1 jour (figure 2.35). Les imperfections géométriques sont compensées par le mortier et le contact aux interfaces entre les blocs est optimal. Les résultats pour les trois essais effectués sont illustrés à la figure 2.36. Le pic des courbes correspond à la charge induisant la perte d'équilibre de l'arc.

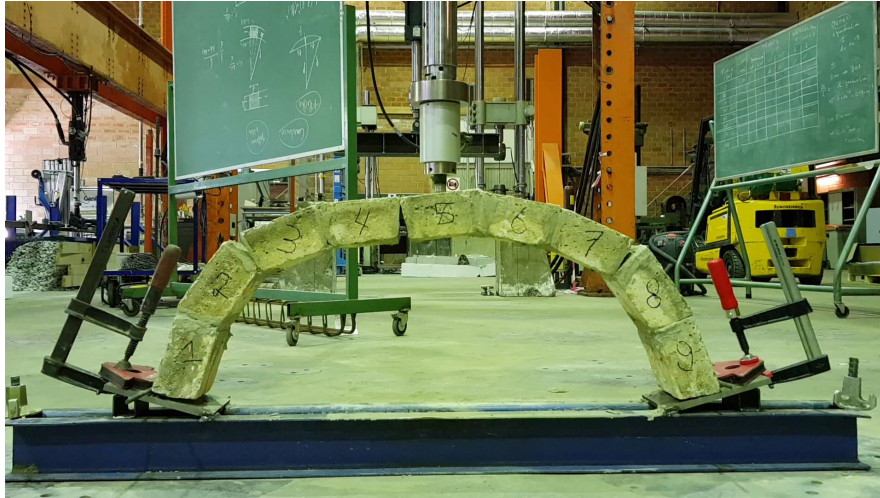


FIGURE 2.35 – Ruine par perte d'équilibre de l'arc en pavés Blanc de Bierges - mortier à la chaux 1 jour (essai 1)

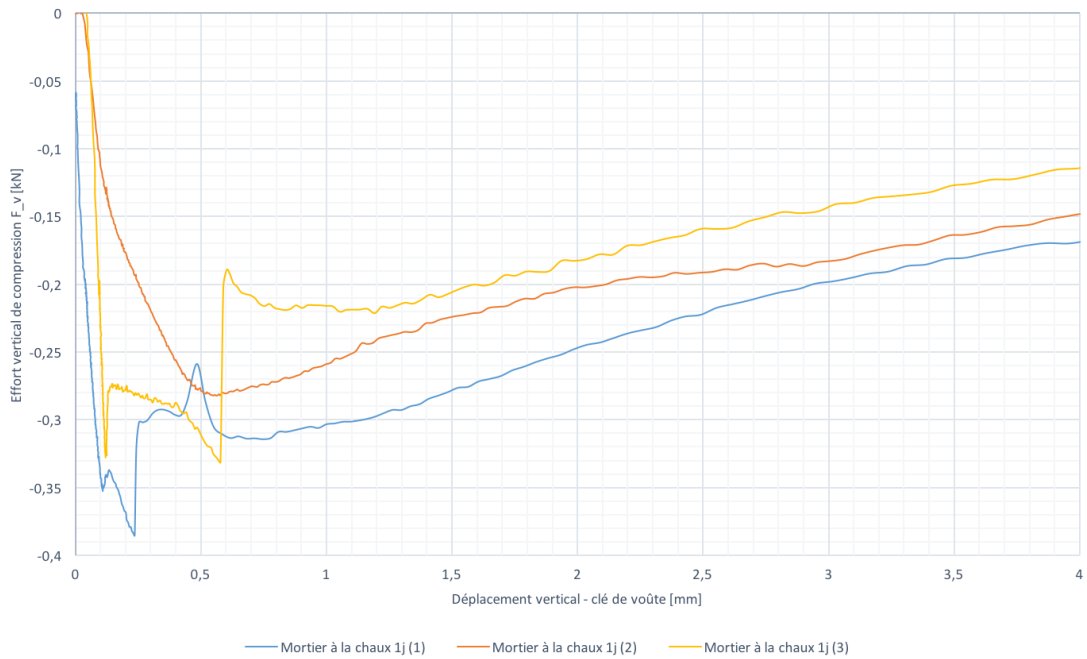


FIGURE 2.36 – Résultats expérimentaux de l'arc en pavés Blanc de Bierges - interface au mortier

2.4 Synthèse des résultats

Résultats expérimentaux sur l'arc en blocs Ytong					
Interface	Essai	Hauteur[cm]	Portée[cm]	$F_{v,ruine}[kN]$	Chargement
joints secs	essai 1	70.6	185.80	3.31	mode 2
	essai 2	71.0	184.00	4.19	mode 2
	essai 3	70.5	184.50	3.83	mode 2
	moyenne			3.78	mode 2
téflon	essai 1	69.3	185.1	2.72	mode 2
	essai 2	70.8	184.2	2.42	mode 2
	essai 3	70.4	184.0	2.36	mode 2
	essai 4	70.4	185.3	2.50	mode 2
	essai 5	70.7	184.6	2.61	mode 2
moyenne			2.52	mode 2	
mortier à la chaux (1j)	essai 1	73.5	187.8	2.02	mode 2
	essai 2	72.9	187.3	2.84	mode 2
	essai 3	73.3	187.5	1.88	mode 2
	essai 4	72.9	186.8	2.13	mode 2
moyenne			2.22	mode 2	
mortier à la chaux (4j)	essai 1	73.0	187.1	4.93	mode 2
moyenne			4.93	mode 2	

TABLE 2.5 – Récapitulatif des résultats expérimentaux obtenus pour l'arc en blocs Ytong

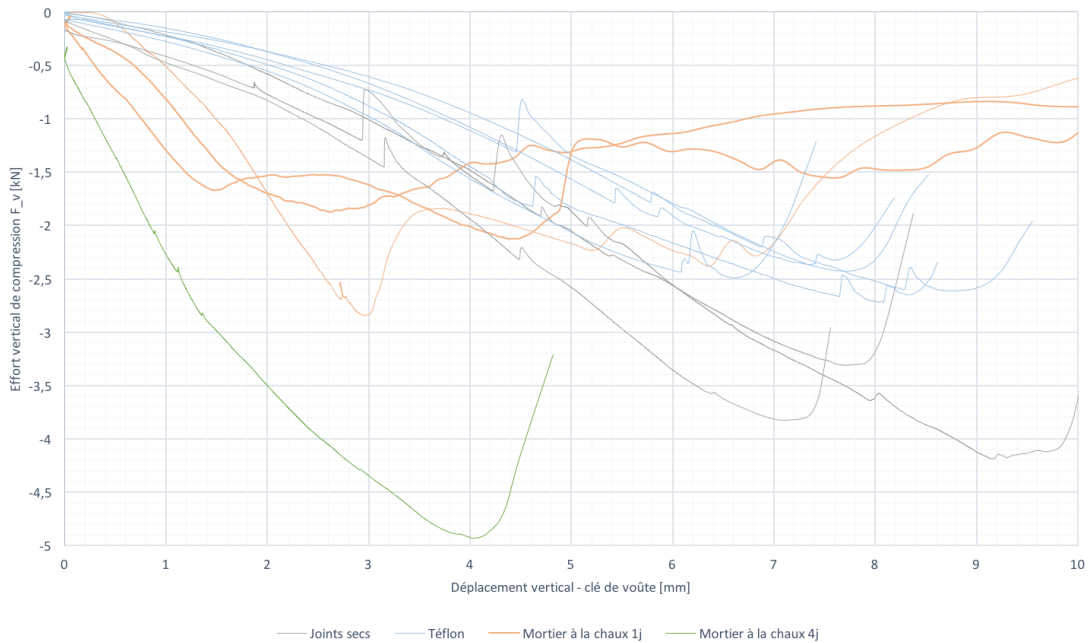


FIGURE 2.37 – Synthèse des résultats - arcs en blocs Ytong

Résultats expérimentaux sur l'arc en pavés Blanc de Bierges					
Interface	Essai	Hauteur[cm]	Portée[cm]	$F_{v,ruine}[kN]$	Chargement
joints secs	essai 1	32.5	83.8	0.10	mode 3
	moyenne			0.10	mode 3
téflon	essai 1	32.6	83.4	0.075	mode 3
	essai 2	32.6	83.4	0.074	mode 3
moyenne			0.07	mode 3	
mortier à la chaux (1j)	essai 1	32.5	83.3	0.39	mode 3
	essai 2	32.5	83.2	0.28	mode 3
	essai 3	32.6	84.3	0.33	mode 3
moyenne			0.33	mode 3	

TABLE 2.6 – Récapitulatif des résultats expérimentaux obtenus pour l'arc en pavés Blanc de Bierges

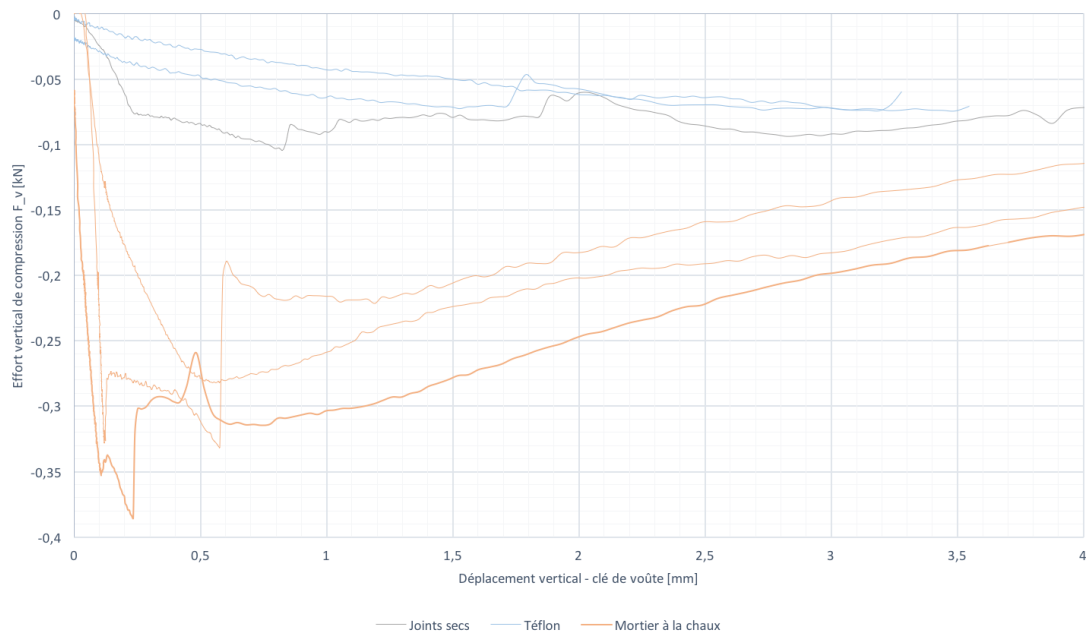


FIGURE 2.38 – Synthèse des résultats - arcs en pavés Blanc de Bierges

Modèle numérique basé sur la statique graphique

Sommaire

3.1 Rappels de statique graphique	44
3.2 Description du modèle	55
3.3 Résultats	61

Résumé

Dans ce chapitre, le procédé graphique de construction de la ligne des poussées est détaillé ainsi que la manière dont on peut en tirer des résultats quant à la sécurité structurale d'un arc en maçonnerie. L'avantage de cette application géométrique à l'aide de la statique graphique est d'être plus expressive qu'une méthode analytique. Ensuite, une numérisation paramétrique de cet outil graphique au moyen du logiciel Grasshopper est présentée.

3.1 Rappels de statique graphique

Résoudre un problème statique à l'aide d'une méthode graphique offre plusieurs avantages par rapport à une résolution purement analytique. Travailler graphiquement permet une meilleure visualisation des efforts à considérer et de leurs interactions au sein de la structure, pas toujours évidente avec de longs calculs et équations complexes. Cependant, ces résolutions graphiques sont limitées aux systèmes plans en $2D$.

La méthode graphique de construction du polygone funiculaire, couplée à la théorie de la ligne des poussées, permet d'analyser la stabilité d'arcs en maçonnerie de manière visuelle et interactive. Les concepts relatifs à cette ligne des poussées sont appliqués à une structure sur laquelle s'exerce un jeu de trois forces quelconques F_1, F_2 et F_3 (figure 3.1).

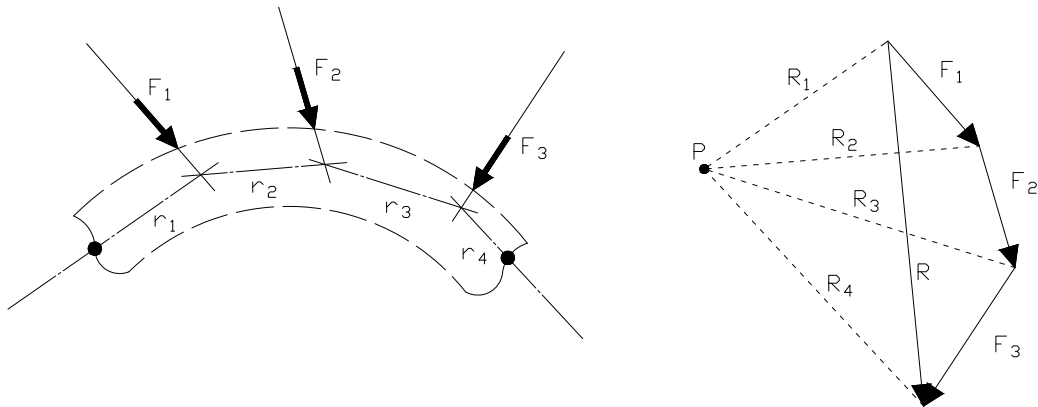


FIGURE 3.1 – Illustration de la méthode graphique : plan de situation (gauche) et plan des forces (droite)

Cette méthode graphique s'appuie sur l'utilisation de deux plans distincts mais complémentaires (figure 3.1). Le premier, plan de situation (gauche), représente la géométrie de la structure à l'échelle ainsi que les lignes d'action des forces qui s'y appliquent. Sur le second, plan des forces (droite), est représenté l'équilibre en translation des efforts en jeu. Les deux plans étant établis, le problème peut être résolu graphiquement en traçant successivement les résultantes des forces par application du principe du parallélogramme.

Au plan des forces, un point quelconque P , appelé pôle, est choisi. Par celui-ci est construit un triangle fermé à l'équilibre composé des résultantes R_1 , R et R_4 . Les rayons successifs (résultantes) R_1 , R_2 , R_3 et R_4 sont tracés en reliant l'extrémité des forces au pôle P . La construction graphique au plan de situation débute par l'extrémité gauche de l'arc en reportant la ligne d'action de R_1 passant par un point fixé. Ensuite, le segment r_2 est obtenu en reportant la ligne d'action de R_2 passant par l'intersection des lignes d'action de F_1 et du segment r_1 . De manière similaire, R_3 est obtenu, résultante de R_2 et F_3 , sa ligne d'action est également retransmise au plan de situation. La procédure est répétée pour l'ensemble des forces agissant sur la structure. L'équilibre rotationnel du système de forces est donc assuré puisqu'en chaque point d'intersec-

tion passent les lignes d'action de trois forces en équilibre. La ligne des poussées associée au pôle P est ainsi tracée.

Cette solution admissible de ligne des poussées ne correspond pas nécessairement à l'état d'équilibre dans lequel l'arc se trouve mais est une condition suffisante pour attester de la stabilité de l'ouvrage. En effet, en accord avec le théorème statique de la théorie de la plasticité, si un état d'équilibre peut être trouvé tel que le cheminement des efforts associés reste dans l'enveloppe de la maçonnerie, alors cette structure est stable [13].

Un dernier concept clé à expliciter est celui de la droite des pôles. Physiquement, la droite des pôles D (figure 3.2) est le lieu géométrique des pôles tel que la ligne des poussées correspondante passe toujours par deux mêmes points. Pour un chargement donné, la ligne d'action de la résultante est fixe. Dès lors, peu importe le pôle P choisi sur la droite des pôles au plan de situation, les droites r_1 et r_4 se croisent toujours au droit de la ligne d'action de la résultante r . Au plan des forces, les rayons correspondants R_1 et R_4 forment un triangle fermé avec la résultante R , synonyme d'équilibre en translation. Il est ainsi possible de créer une infinité de funiculaires passant par deux points et respectant les conditions d'équilibre si le pôle associé se trouve sur la droite des pôles D . Cette propriété est illustrée à la figure 3.3.

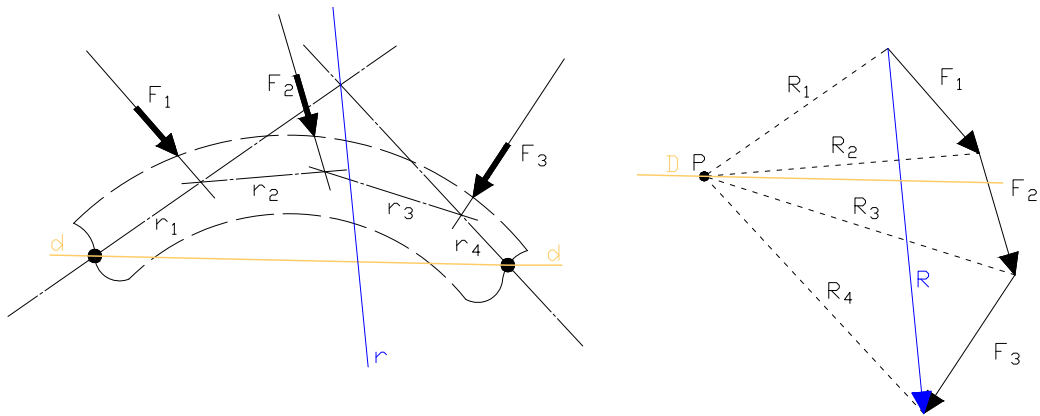


FIGURE 3.2 – Construction de la droite des pôles D : plan de situation (gauche) et plan des forces (droite)

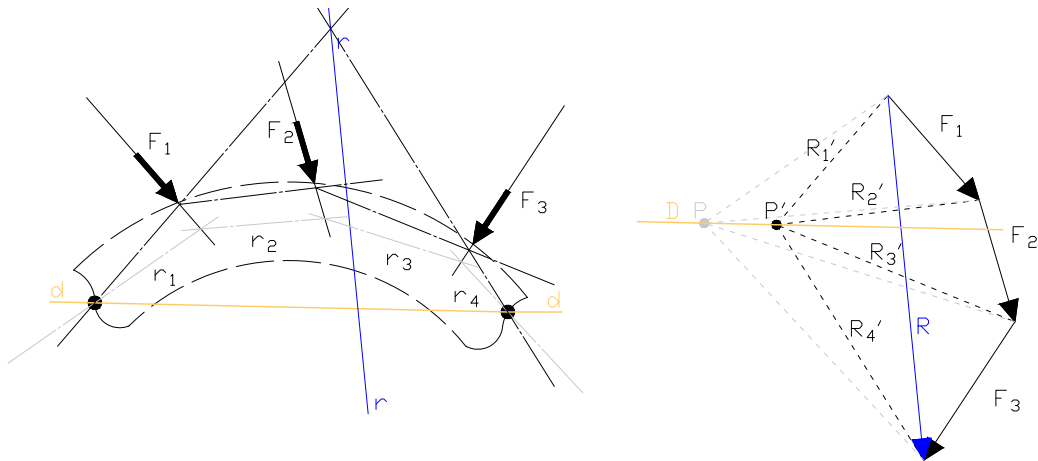


FIGURE 3.3 – Application : plan de situation (gauche) et plan des forces (droite)

La méthode graphique expliquée précédemment permet de déterminer, pour un arc en maçonnerie, la charge maximale induisant une ruine par perte d'équilibre. Les géométries d'arcs testées expérimentalement peuvent donc être analysées d'un point de vue théorique via cet outil. Les charges théoriques obtenues peuvent être confrontées aux charges expérimentales.

La géométrie Blanc de Bierges observée en laboratoire est donc reproduite sur le logiciel de dessin AutoCAD afin d'être étudiée. Quatre rotules plastiques sont imposées sur le schéma, par lesquelles passe obligatoirement la ligne des poussées lorsque la charge induisant une ruine par perte d'équilibre est atteinte (38 [N]¹). Cette ligne des poussées est construite en sept étapes :

1. Charge de rupture obtenue lors du premier essai sur un arc Blanc de Bierges maçonné

Étape 1

- Choix d'un pôle aléatoire P au plan des forces ;
- Construction du funiculaire correspondant au plan de situation passant par la première rotule.

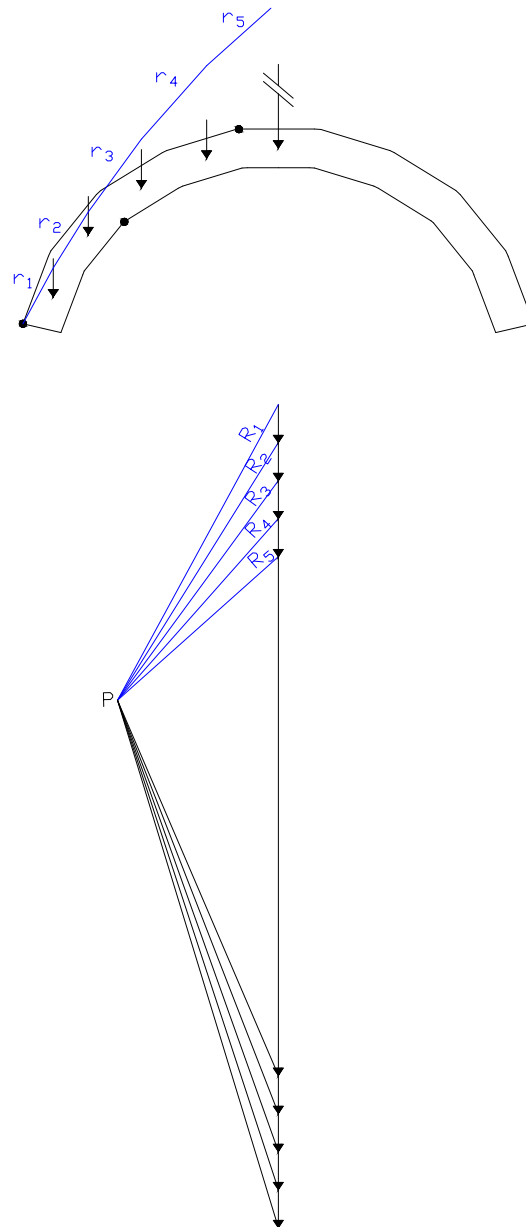


FIGURE 3.4 – Construction graphique : étape 1

Étape 2

- Construction de la ligne d'action de la résultante des forces R à l'intersection des droites r_1 et r_5 ;
- Construction de la droite d passant par les deux rotules souhaitées ;
- La ligne d'action de la résultante R étant fixe, la droite $r_{5'}$ peut être tracée ;
- En reportant l'inclinaison de la droite $r_{5'}$ au plan des forces, le nouveau pôle P est trouvé ;
- La droite des pôles D peut être tracée connaissant l'inclinaison de la droite d et le pôle P .

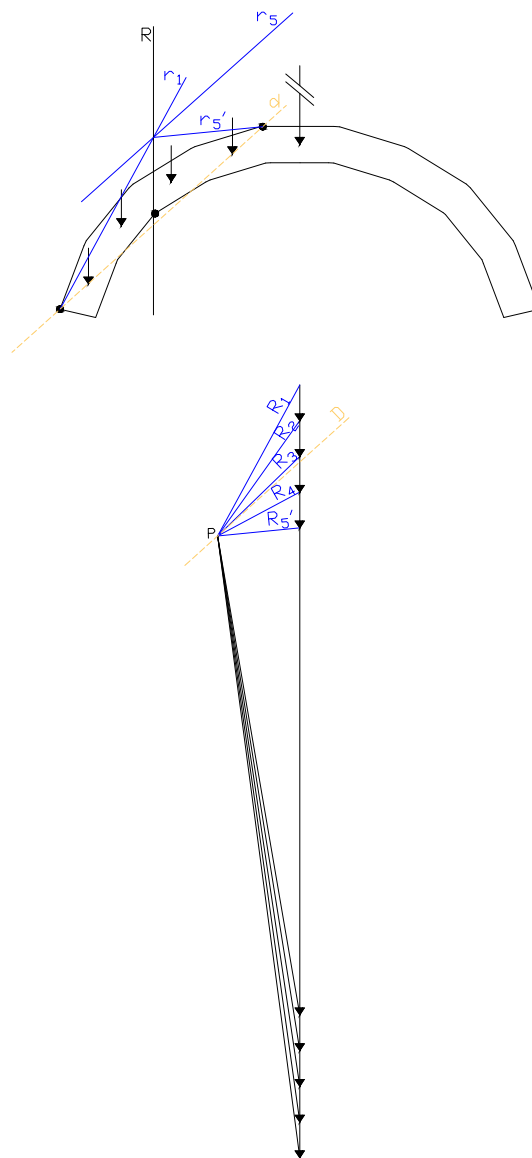


FIGURE 3.5 – Construction graphique : étape 2

Étape 3

- Construction de la ligne des poussées associée au pôle P passant par deux rotules.

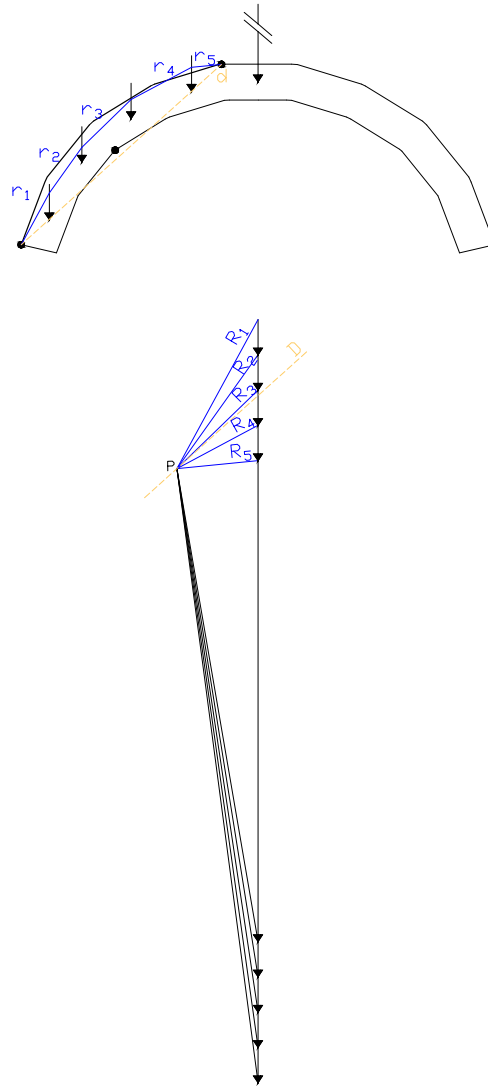


FIGURE 3.6 – Construction graphique : étape 3

Étape 4

L'objectif est de trouver l'unique funiculaire passant par trois points fixés (trois rotules plastiques) :

- propriété : chaque segment de droite de la ligne des poussées intersecte au plan de situation un point fixe sur la droite d . Ce point b est obtenu par l'intersection de la droite r_3 avec la droite d ;
- tracer la droite $r_{3'}$ passant par ce point fixe et la troisième rotule fixe l'inclinaison du rayon en question ;
- au plan des forces, le pôle P doit se situer le long de la droite D pour passer par les deux rotules et se situer sur la droite R_4 pour passer par la dernière rotule.

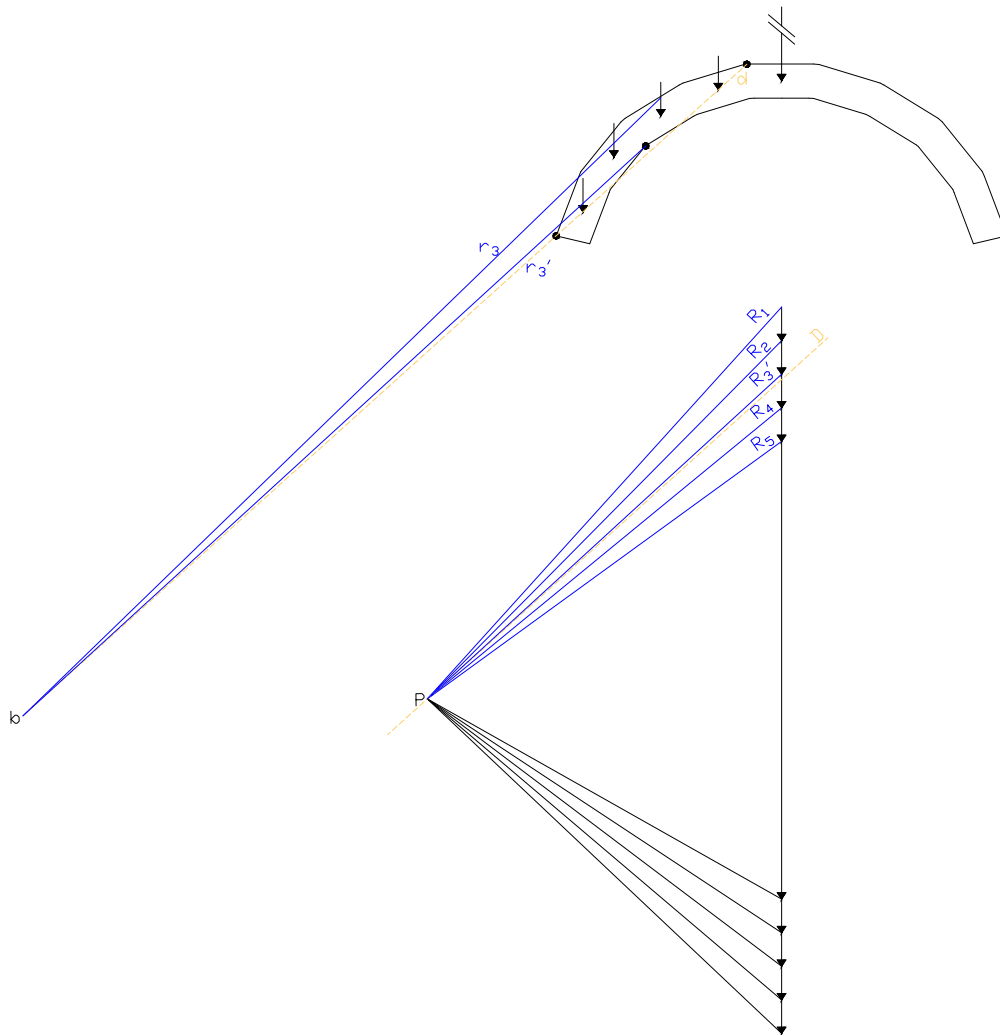


FIGURE 3.7 – Construction graphique : étape 4

Étape 5

- Construction du funiculaire complet ;
- La partie gauche de l'arc est entièrement déterminée, tout incrément supplémentaire de charge a pour effet de modifier la ligne des poussées située dans la partie droite de l'arc.

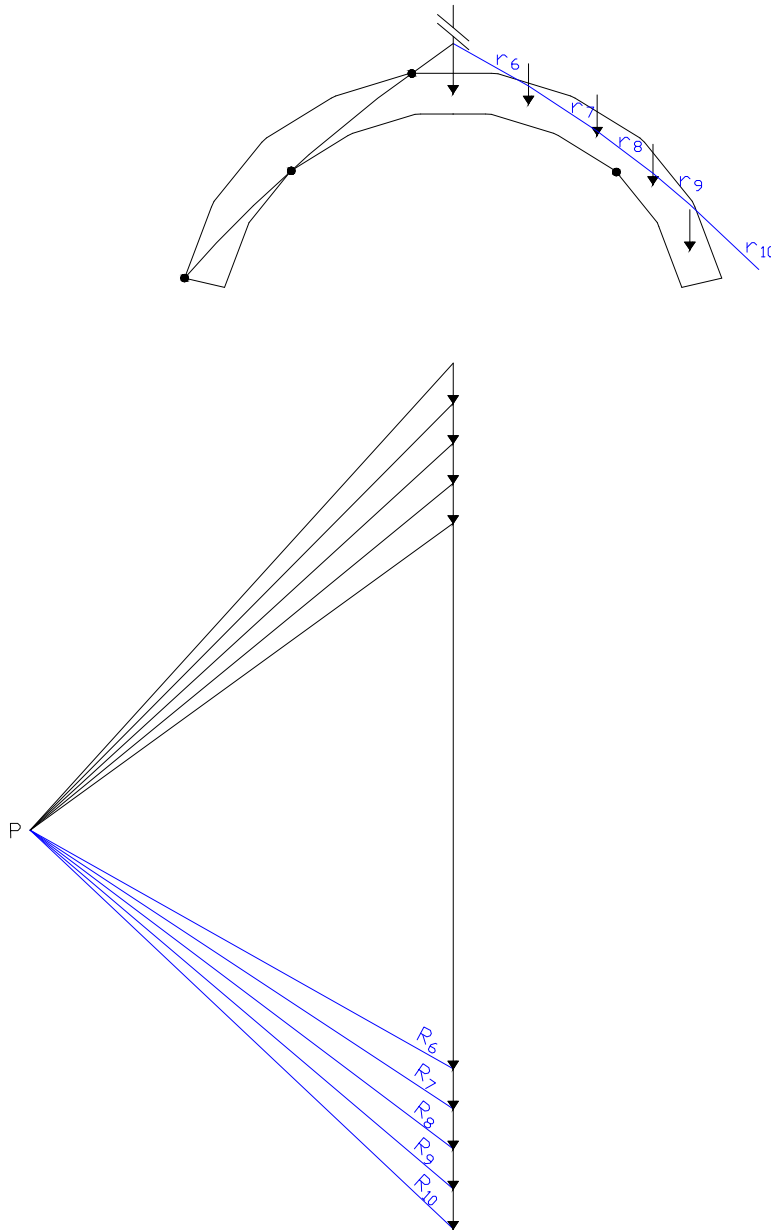


FIGURE 3.8 – Construction graphique : étape 5

Étape 6

- Augmentation de la force ponctuelle F jusqu'à l'apparition d'une quatrième rotule dans la partie droite de l'arc.

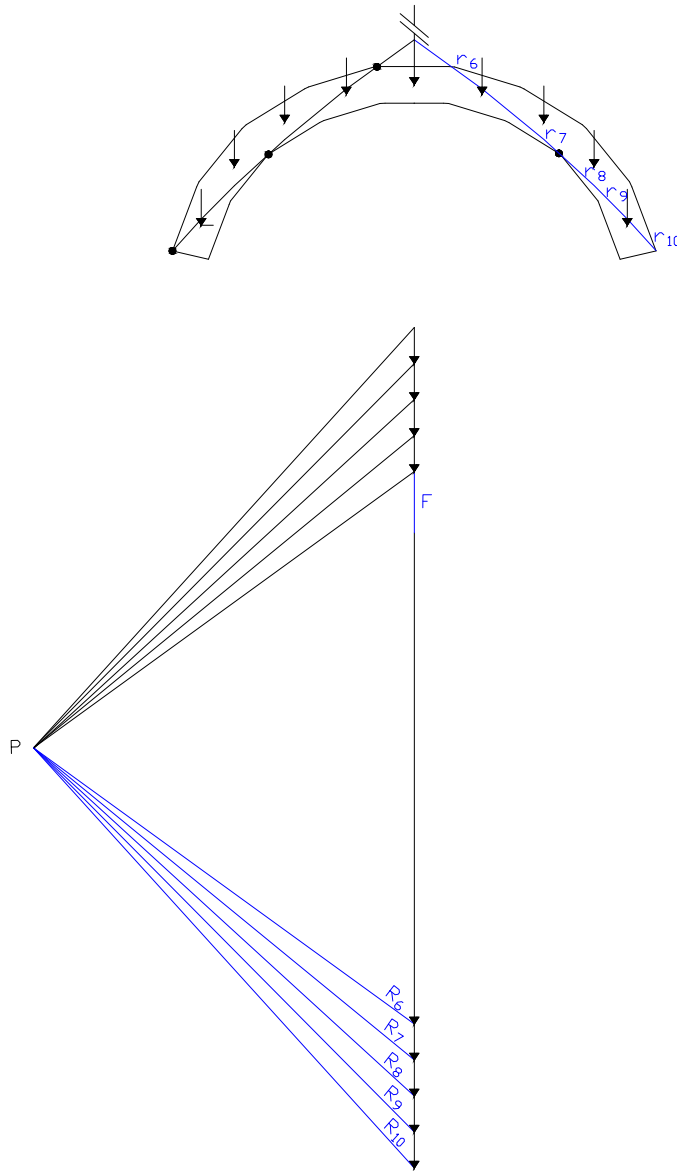


FIGURE 3.9 – Construction graphique : étape 6

Étape 7

- Funiculaire ultime provoquant la rupture par mécanisme de l'arc ;
- Charge de rupture trouvée de manière graphique : $F_{v,max} = 0.452[kN]$.

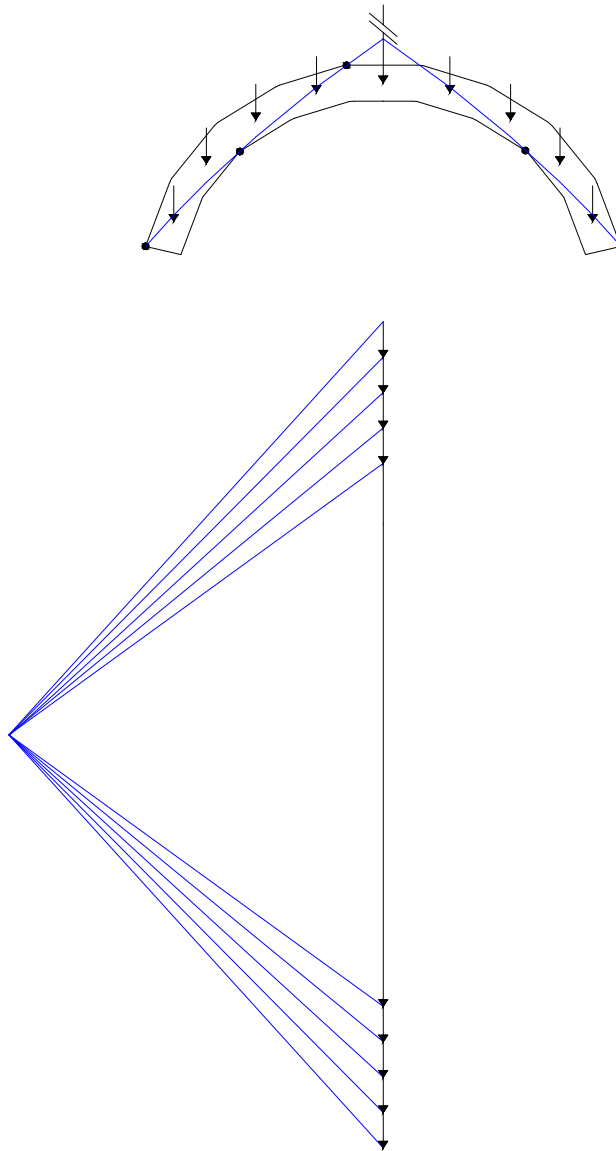


FIGURE 3.10 – Construction graphique : étape 7

Il est important de constater que le funiculaire trouvé précédemment² sort de l'enveloppe de la maçonnerie au niveau de la clé de voûte. Cet effort normal provoque donc des contraintes de traction dans le matériau. Or, une des trois hypothèses stipule une résistance nulle en traction dans le domaine des maçonneries. Cette hypothèse se veut sécuritaire. Cependant, bien que le béton et la pierre soient des matériaux travaillant principalement en compression, ils peuvent reprendre certains efforts de traction. Le rapport suivant est généralement utilisé :

$$\frac{f_{tk}}{f_{ck}} = \frac{1}{10}$$

avec :

- $f_{tk}[MPa]$, la résistance caractéristique en traction à 28j ;
- $f_{ck}[MPa]$, la résistance caractéristique en compression à 28j.

Un béton classique tel que du C30/37 est caractérisé par une résistance de 30[MPa] après 28j lorsqu'il est testé sur une éprouvette cylindrique. Des contraintes de traction allant jusqu'à 3[MPa] au sein du matériau sont donc admissibles.

La contrainte de traction (figure 3.11) régnant à l'intrados de la clé de voûte peut être chiffrée. La valeur de l'effort résultant ainsi que la distance de celui-ci vis-à-vis du centre géométrique sont déterminées de manière graphique. Cet effort, $R = 578[N]$, peut être décomposé en une composante normale $N[N]$ et un effort tranchant $V[N]$. L'effort normal $N[N]$ excentré d'une distance $e[cm]$ est équivalent à un effort normal et un moment fléchissant rapportés au centre géométrique. La contrainte totale dans la section étant la somme de la contrainte de compression et de la contrainte due au moment fléchissant :

$$\begin{aligned} \sigma_1 + \sigma_2 &= \sigma_{tot} \\ \frac{N}{A} + \frac{M}{W} &= \sigma_{tot} \end{aligned}$$

avec :

- $N[N]$, l'effort normal de compression ;
- $A[mm^2]$, la surface d'application de l'effort ;
- $M[Nmm]$, le moment fléchissant ;
- $W[mm^3]$, le module d'inertie de la section ;
- $\sigma_1[MPa]$, la contrainte de compression ;
- $\sigma_2[MPa]$, la contrainte due au moment fléchissant ;
- $\sigma_{tot}[MPa]$, la contrainte totale.

². funiculaire trouvé de manière graphique et menant à la rupture par mécanisme pour un effort de $F_{v,max} = 0.452[kN]$

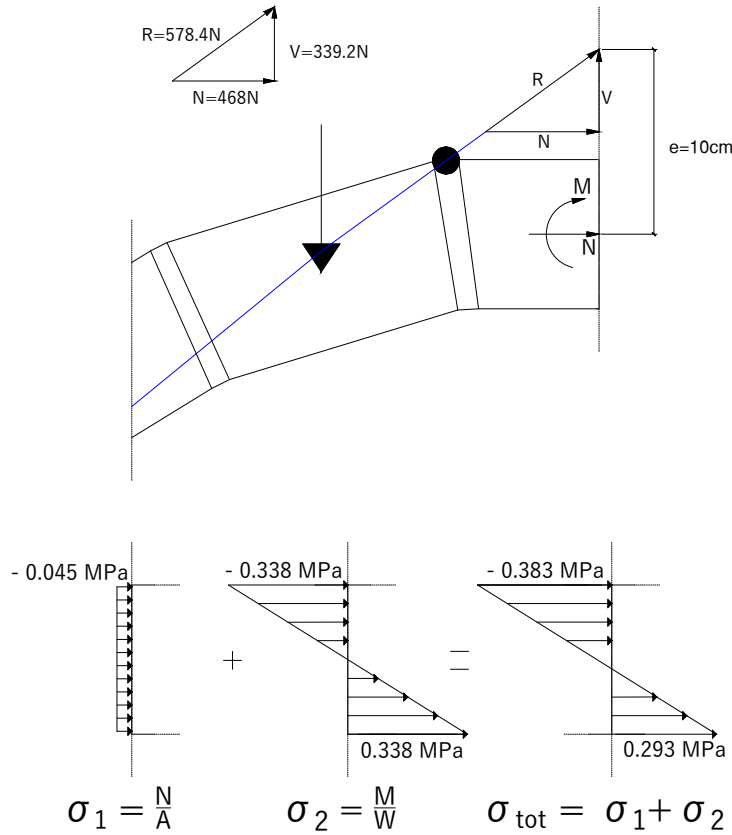


FIGURE 3.11 – Vérification de la contrainte en traction

La contrainte de traction trouvée vaut $\sigma_{\text{traction}} = 0,293[\text{MPa}]$, elle est donc bien en-deçà des contraintes de traction admissibles (figure 3.11).

3.2 Description du modèle

Grâce aux moyens technologiques actuels, il est possible de modéliser numériquement la ligne des poussées et d'observer les redistributions possibles d'efforts au sein d'une structure. Son application reste cependant limitée à certaines structures en raison des hypothèses requises.

L'extension Grasshopper [36] (outil de paramétrisation repris aux figures 3.12 et 3.13) du logiciel Rhinocéros [37] (logiciel de conception par ordinateur) permet de construire graphiquement une ligne des poussées de manière interactive et visuelle (figure 3.15).

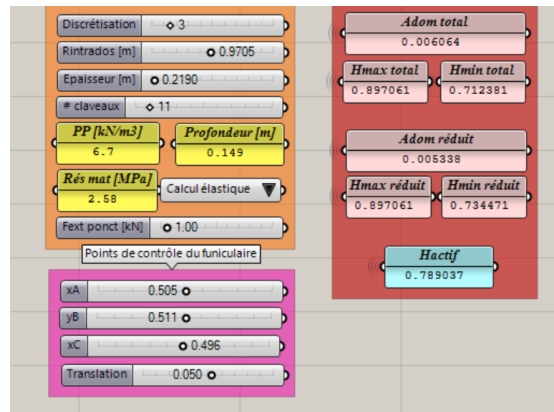


FIGURE 3.12 – Code Grasshopper - géométrie et résultats

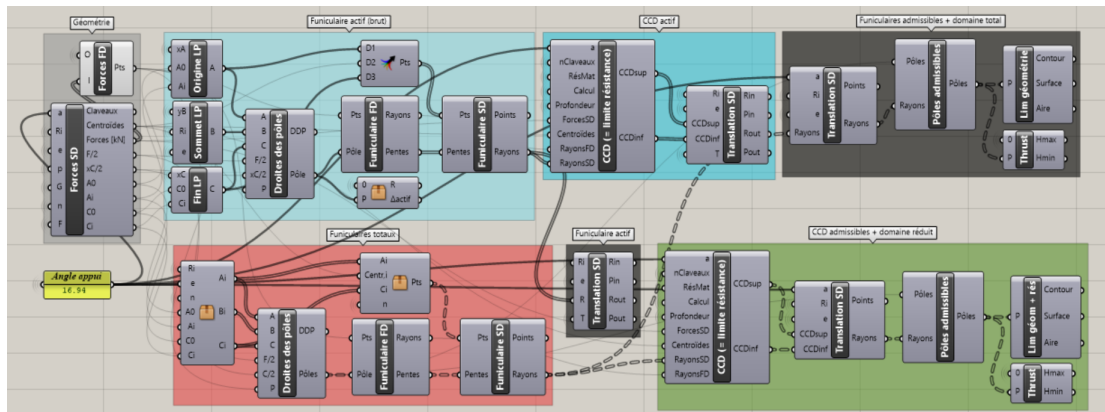


FIGURE 3.13 – Code Grasshopper - clusters

Les géométries d'arc testées expérimentalement peuvent être reproduites et paramétrées. Différentes données du problème sont ajustables dans le modèle numérique. Des données caractéristiques de l'arc telles que la géométrie, le nombre de claveaux ou encore le poids propre et la résistance des voussoirs. D'autres données extérieures comme la charge verticale appliquée en clé de voûte ou la discrétisation n du problème peuvent également être adaptées.

Le paramètre de discrétisation n dicte la précision des résultats obtenus. Pour une discrétisation $n = N$, $N + 1$ points de passage sont créés aux deux extrémités de l'arc et en clé de voûte. Le logiciel génère ensuite l'ensemble des combinaisons possibles des lignes des poussées passant par ces $N+1$ points de passage. Une discrétisation de $n = 2$ équivaut donc à générer $2 + 1$ points de passage le long des trois sections de contrôle A, B et C (figure 3.14). Dans cet exemple, un total de 2^3 lignes des poussées est généré. Celles-ci sont ensuite triées suivant qu'elles soient entièrement incluses ou non dans l'enveloppe de l'arc (figure 3.14).

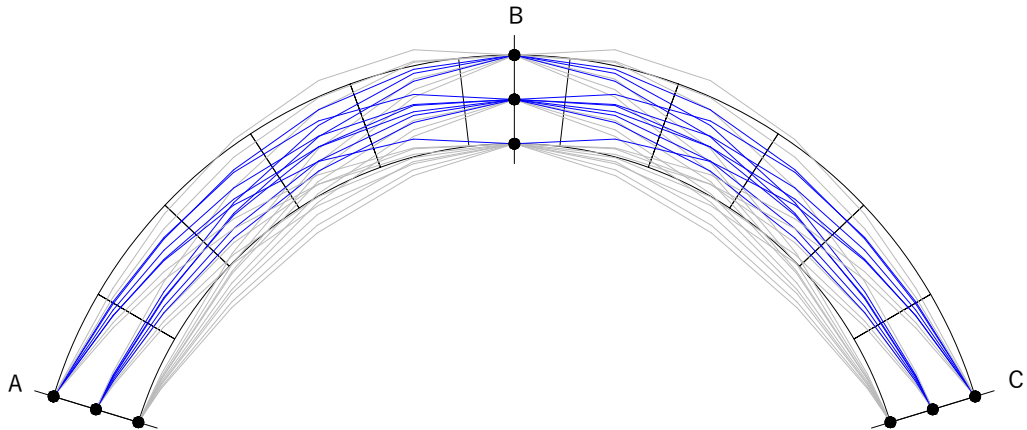


FIGURE 3.14 – Lignes des poussées admissibles (en bleu) pour une discrétisation $n = 2$

Ce modèle paramétrique permet, en faisant varier les données du problème, d'en étudier leur impact. Il est ainsi possible d'évaluer l'influence de la résistance du matériau et de la discrétisation n pour une charge verticale fixée, sur l'ensemble des lignes des poussées potentiellement solutions du problème .

Une fois les paramètres définis, la procédure de calcul peut être lancée. Il est alors possible d'observer dans l'interface Rhinocéros le plan de situation et le plan des forces associés à la géométrie d'arc étudiée (figure 3.15).

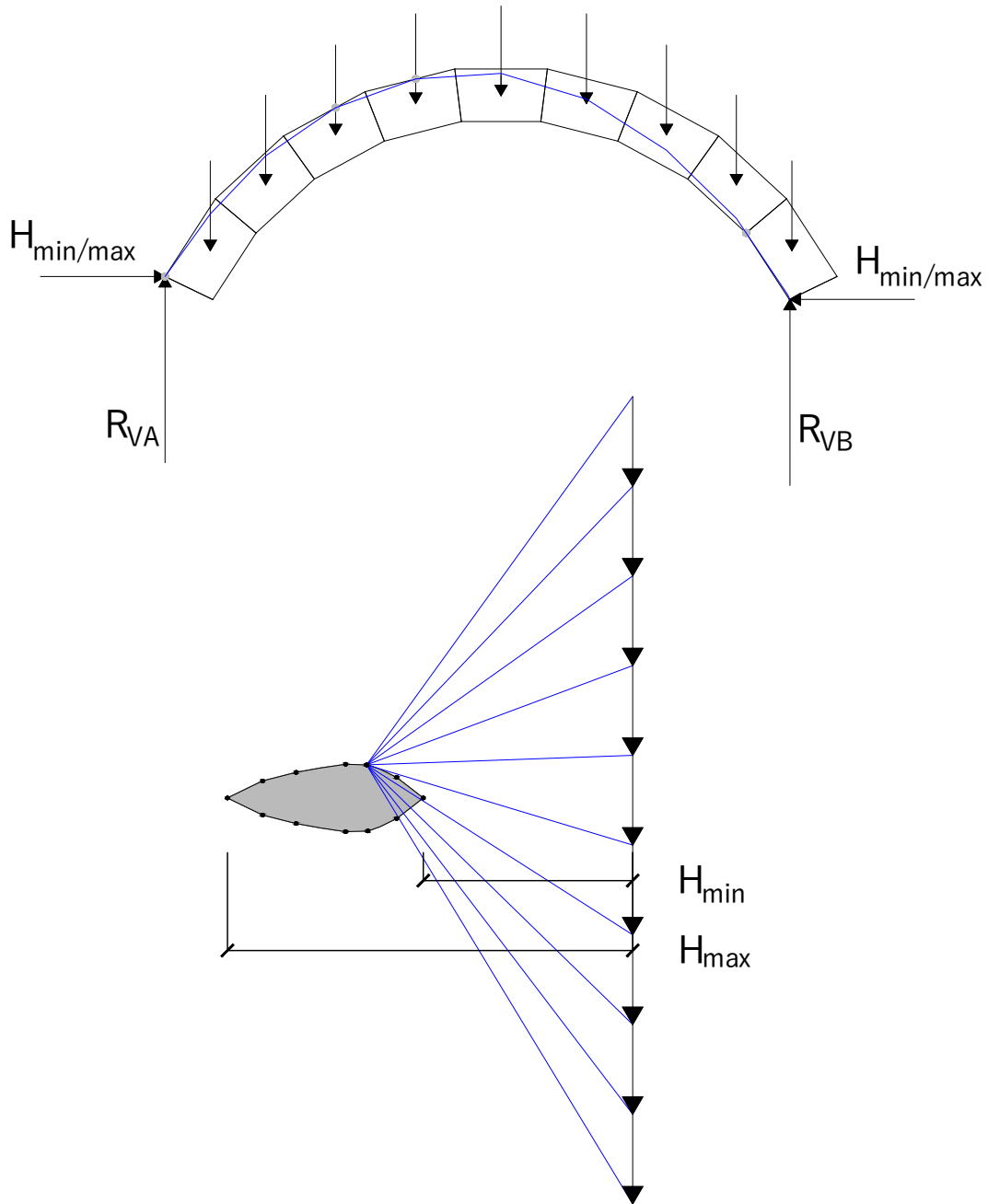


FIGURE 3.15 – Plan de situation (dessus) et plan des forces (dessous) dans l'interface Rhinocéros

Le polygone représenté au plan des forces (figure 3.15) correspond au domaine de stabilité de l'arc exprimé en $[kN^2]$. Il regroupe l'ensemble des pôles solutions pour la stabilité de l'arc (pôles dont les lignes des poussées associées sont incluses dans la maçonnerie). La surface du domaine permet de visualiser la réserve de sécurité structurale de l'ouvrage vis-à-vis d'un chargement. Deux types de domaines sont implémentés, le domaine infini et le domaine réduit (figure 3.16).

Le premier reprend l'ensemble des lignes des poussées admissibles dans l'arc en considérant une résistance à la compression infinie des voussoirs. A l'inverse, le second tient compte d'une résistance à la compression finie, réduisant le nombre de ligne des poussées solutions. Le domaine réduit est donc un sous-ensemble du domaine infini, régi par la résistance des voussoirs. Ainsi, plus le chargement vertical appliqué à l'arc augmente, plus la surface du domaine des pôles respectant les conditions de stabilité diminue. Lorsque cette surface devient nulle, le dernier état de stabilité de l'arc est atteint.

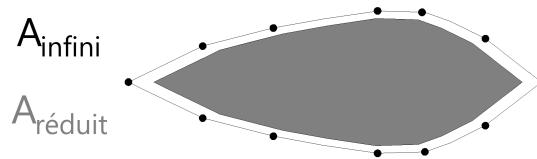


FIGURE 3.16 – Domaines infini et réduit

Les pôles situés sur la frontière du domaine correspondent à des solutions limites. Une solution limite est atteinte lorsque la ligne des poussées associée au pôle choisi touche l'enveloppe de l'arc en trois points au plan de situation. Ces points de contacts correspondent à des rotules plastiques forçant ainsi le passage de la ligne des poussées localement. La structure étudiée étant trois fois hyperstatique, la formation de trois rotules plastiques rend la structure isostatique. Les pôles situés aux extrémités du domaine impliquent quant à eux la formation de quatre rotules plastiques synonyme de perte d'équilibre de l'arc.

Les variables H_{min} et H_{max} , exprimées en [kN], représentent respectivement les composantes horizontales minimales et maximales des poussées aux appuis générées par le chargement vertical. Au plan des forces (figure 3.15), elles sont définies comme étant la distance entre les deux pôles extrêmes du domaine et le jeu de forces. Dès lors, la charge ultime menant à une ruine par perte d'équilibre est obtenue lorsque $H_{min} = H_{max}$, correspondant à un pôle unique. Connaissant le chargement symétrique vertical et le poids propre des voussoirs, les réactions d'appui verticales $R_v[kN]$ valent chacune la moitié des efforts verticaux totaux.

En faisant varier la résistance des voussoirs pour une géométrie et une charge verticale fixées, il est possible d'observer la variation d'aires des domaines. Des changements de résistance du matériau sont traduits dans le modèle par des champs de contraintes discontinus [17] au sein de l'enveloppe de l'arc (figure 3.17). Le champ de contrainte discontinu est un modèle basé sur le théorème statique de la théorie plastique permettant de dimensionner des structures. Le modèle du champ de contrainte discontinu s'apparente au modèle des bielles et tirants mais représente des contraintes plutôt que des efforts. Il consiste à représenter la répartition des contraintes régnant au sein d'une structure à l'équilibre. Son épaisseur e est définie comme :

$$e = \frac{F}{\sigma \times p}$$

avec :

- $e[mm]$, l'épaisseur du champ de contrainte discontinu ;
- $F[N]$, l'effort de compression ;
- $\sigma[MPa]$, la contrainte de compression ;
- $p[mm]$, la profondeur de l'arc.

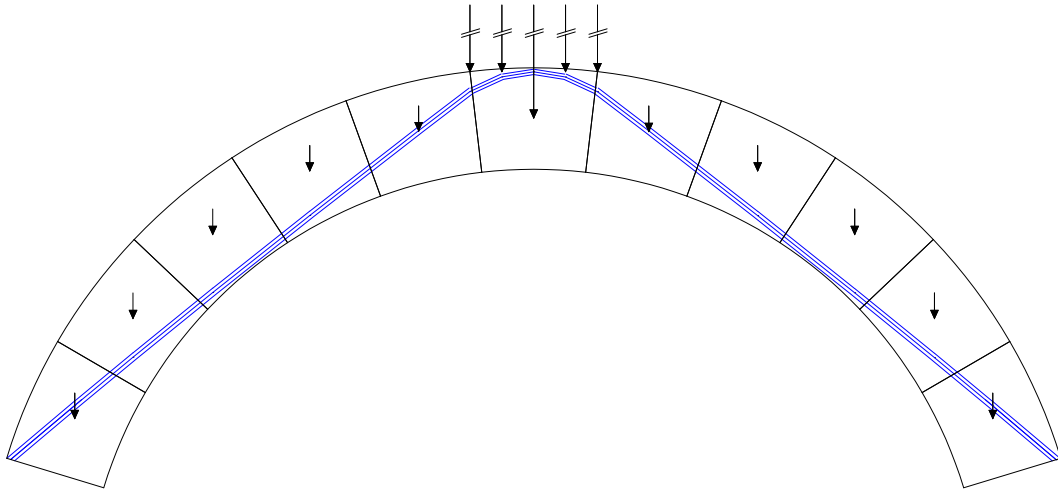


FIGURE 3.17 – Champ de contrainte discontinu

Plus la résistance devient faible, plus le champ de contrainte discontinu s'élargit, réduisant le nombre de solutions de lignes des poussées possibles³. À l'inverse, pour une résistance élevée, le champ de contrainte discontinu se rapproche d'une épaisseur nulle maximisant ainsi les solutions de stabilité de l'arc.

Le paramètre de discrétisation n peut également être adapté. Plus n devient grand, plus les résultats obtenus sont précis mais le temps de calcul augmente également. Sur les diagrammes suivants (figures 3.18 & 3.19), les domaines commencent à stagner pour une discrétisation de $n = 20$. Cette valeur $n = 20$ est donc un bon compromis entre précision des résultats obtenus et temps de calcul nécessaire.

³. La stabilité de l'arc est assurée si le champ de contrainte discontinu est compris entièrement dans l'enveloppe de la maçonnerie

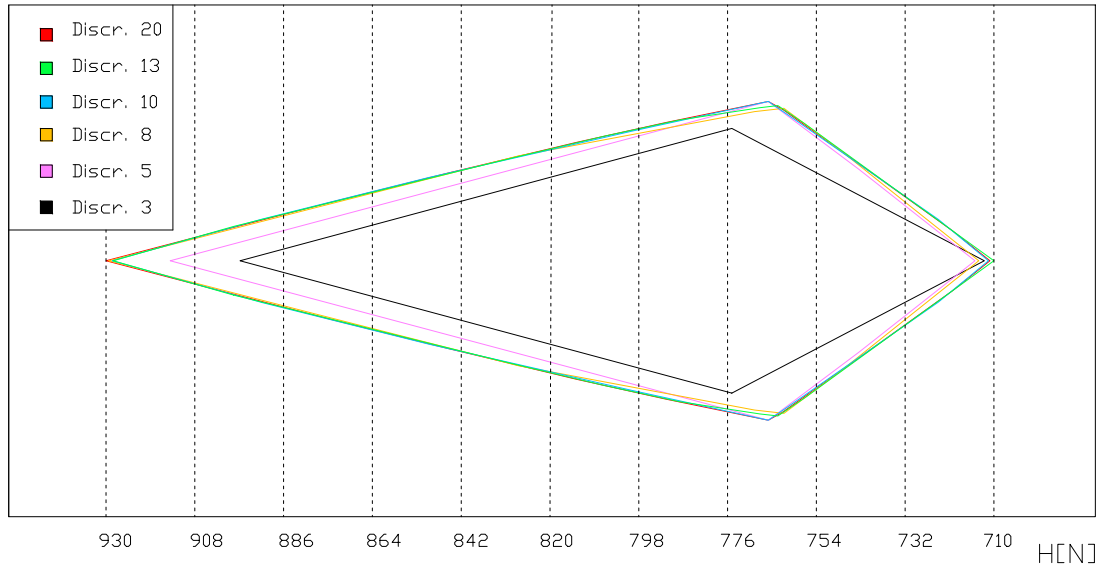


FIGURE 3.18 – Influence de la discrétisation sur l'aire du domaine infini pour l'arc en blocs Ytong (Charge=1kN)

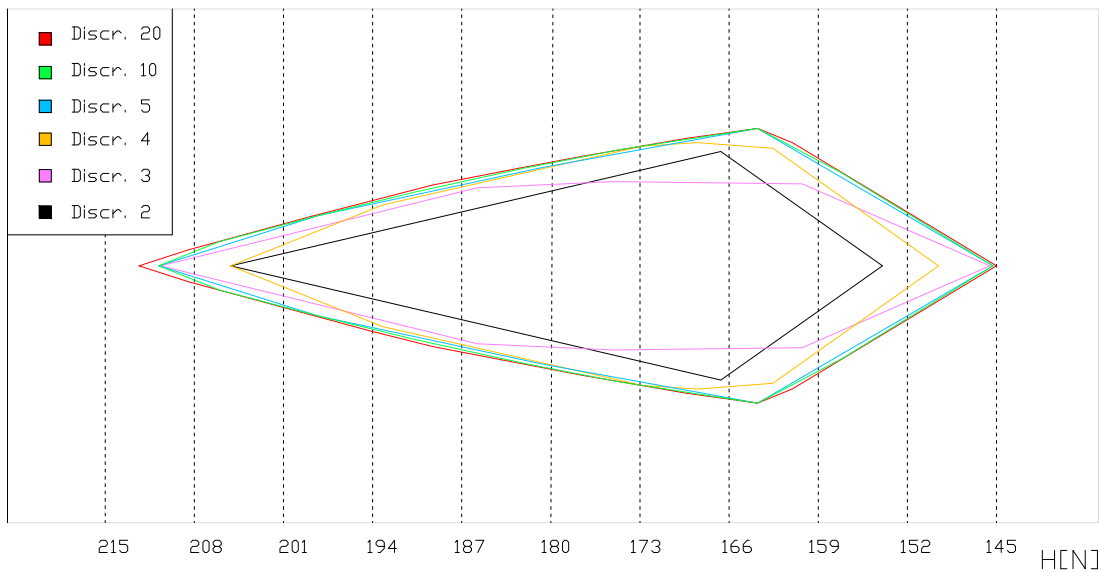


FIGURE 3.19 – Influence de la discrétisation sur l'aire du domaine infini pour l'arc en pavés Blanc de Bièges (Charge=0.1kN)

3.3 Résultats

L'application de ce modèle paramétrique aux géométries d'arcs étudiées fournit des résultats théoriques qu'il est possible de mettre en parallèle avec ceux obtenus expérimentalement. L'influence de certains paramètres comme la résistance du matériau peuvent être mis en évidence.

Les charges ultimes provoquant une perte d'équilibre des deux géométries d'arc étudiées (Ytong et Blanc de Bierges) sont représentées sur la figure 3.20. Celle-ci représente, pour une résistance fixée, l'influence de la force verticale appliquée en clé de voûte vis à vis de l'aire du domaine réduit. Dès lors, plus cette force verticale augmente, plus l'aire du domaine réduit diminue jusqu'à devenir un pôle unique. Les charges ultimes théoriques obtenues (pour $n = 20$) sont de $4.95[kN]$ (chargement réparti) pour l'arc en blocs Ytong et de $0.87[kN]$ (chargement ponctuel) pour l'arc en pavés Blanc de Bierges.

Une différence significative pour la géométrie d'arc en pavés Blanc de Bierges est observée quant à la charge ultime provoquant la ruine de l'arc par perte d'équilibre. Le modèle paramétrique indique une charge de $0.87[kN]$ alors qu'une valeur de charge ultime de $0.452[kN]$ est obtenue quand la méthode est appliquée manuellement en 7 étapes (page 47). Cet écart est lié à la différence de géométrie d'arc utilisée d'une méthode à l'autre. En effet, la géométrie réelle de l'arc en pavés Blanc de Bierges ne correspond pas à un arc de cercle parfait en raison des irrégularités géométriques des pavés. Dans le modèle paramétrique, seules des géométries d'arc circulaire peuvent être représentées. La valeur de $0.87[kN]$ correspond à la charge ultime dans le cas d'une géométrie parfaitement circulaire, elle n'est donc pas représentative des essais expérimentaux. En traçant la ligne des poussées manuellement, la géométrie réelle peut être prise en compte et l'on obtient la vraie charge ultime théorique de $0.452[kN]$.

L'influence de la résistance du matériau est analysée à la figure 3.21 pour la géométrie d'un arc en pavés Blanc de Bierges. Elle illustre le ratio entre l'aire du domaine réduit et l'aire du domaine infini en fonction de la résistance du matériau et de la charge appliquée.

$$ratio = \frac{A_{réduit}}{A_{infini}}$$

avec :

- $A_{réduit}[N^2]$, l'aire du domaine correspondant à une résistance finie ;
- $A_{infini}[N^2]$, l'aire du domaine correspondant à une résistance infinie.

Le graphique à la figure 3.21 prend en abscisse une gamme de résistances limitées. En effet, à partir d'une résistance supérieure à $10[MPa]$, le ratio des aires des domaines tend à se stabiliser. Ainsi, pour un chargement fixé, on observe une diminution du ratio lorsque la résistance implémentée diminue. Le domaine infini étant fixé, une diminution du ratio correspond à une diminution de l'aire du domaine réduit. En effet, toutes choses étant égales par ailleurs, une augmentation d'effort a pour effet d'élargir le champ de contrainte discontinu au sein de l'arc diminuant ainsi les états d'équilibre possibles (domaine réduit).

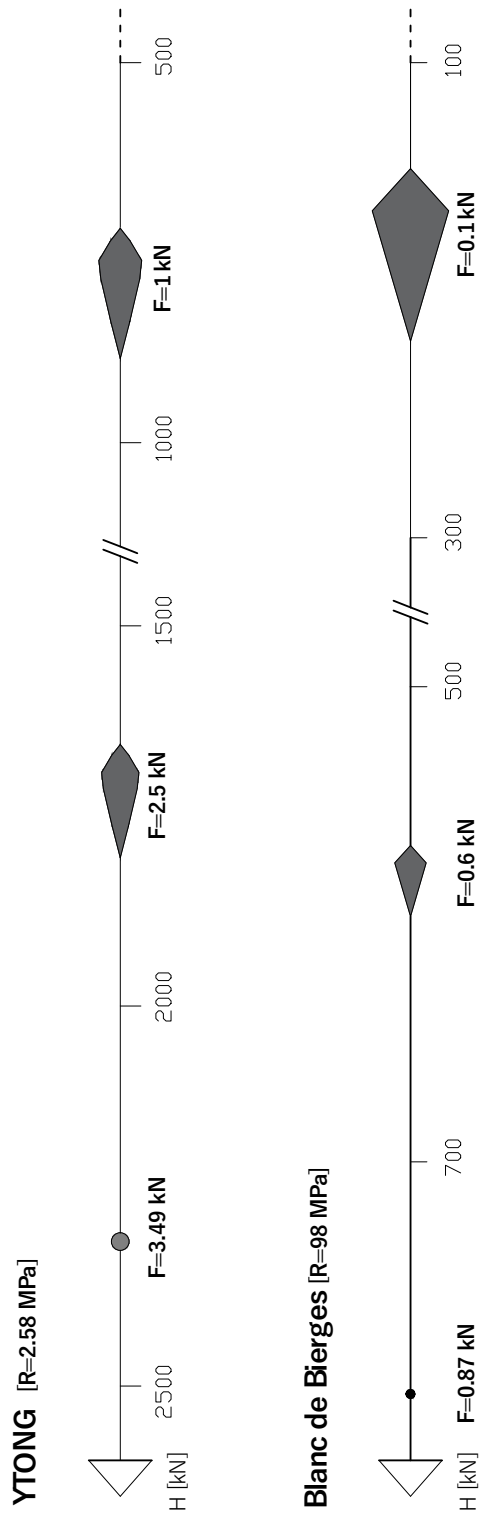


FIGURE 3.20 – Évolution des domaines infini et réduit sous charge verticale croissante

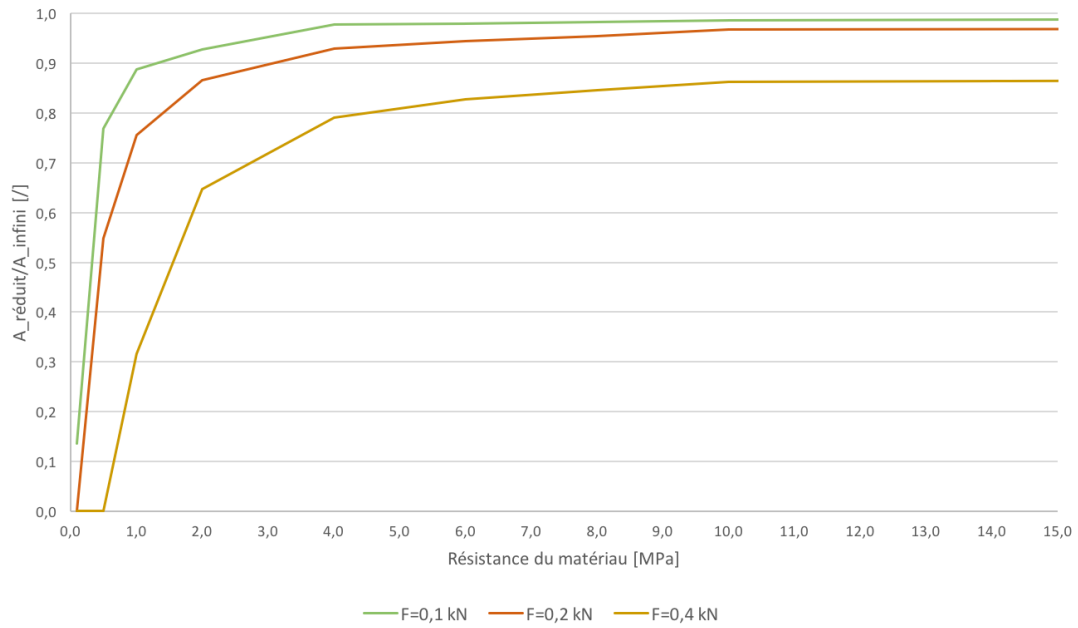


FIGURE 3.21 – Influence de la résistance du matériau - géométrie Blanc de Bierges

Discussion des hypothèses classiques de la théorie des arcs

Sommaire

4.1	Résistance infinie en compression	66
4.2	Non-glissement	66

Résumé

Dans ce chapitre, les hypothèses de résistance infinie et de non-glissement sont discutées sur base des résultats expérimentaux et numériques. Après analyse, l'hypothèse de non-glissement n'est pas toujours vérifiée.

Les essais menés permettent d'avoir une analyse critique vis-à-vis des hypothèses communément admises lors de l'étude de structures maçonnées à l'aide de la ligne des poussées. Au travers d'essais expérimentaux et d'une modélisation paramétrique, les hypothèses de résistance infinie et de non-glissement sont étudiées vis-à-vis de la charge induisant une ruine par perte d'équilibre d'un arc en maçonnerie.

4.1 Résistance infinie en compression

La première hypothèse analysée concerne la résistance infinie en compression. Dans cette optique, des arcs constitués de blocs de béton haute performance (Blanc de Bierges) et de béton cellulaire (Ytong) sont confrontés expérimentalement. Pour les arcs en pavés Blanc de Bierges, aucun résultat probant n'est tiré des essais menés à cause de leurs irrégularités géométriques importantes dues au tassement du béton après démoulage. Le contact aux interfaces est réduit et limite ainsi le passage de la ligne des poussées. La stabilité de l'arc est donc compromise avant le début d'un essai. Pour cette raison, les essais sur les arcs en Blanc de Bierges ne sont pas poursuivis. Dans le cas des arcs en blocs Ytong, la géométrie des blocs est plus régulière. Plusieurs tests sont réalisés et aucune rupture par excès de compression n'est observée. Ainsi, l'hypothèse de résistance infinie n'est pas invalidée et les tests sur les arcs en blocs Ytong peuvent être poursuivis pour investiguer l'hypothèse de non-glissement.

Les deux arcs sont également étudiés à l'aide d'un modèle numérique basé sur la statique graphique. Pour une géométrie fixée, il est possible de visualiser l'influence de la résistance vis-à-vis d'un chargement. Plus la résistance est faible, plus l'épaisseur e^1 du champ de contrainte discontinu augmente et inversement. Celui-ci sort dès lors plus rapidement de l'enveloppe de la maçonnerie, induisant une diminution de surface du domaine réduit. La résistance est donc un paramètre significatif pour la portance globale d'un arc en maçonnerie.

4.2 Non-glissement

Les résultats expérimentaux obtenus pour les différentes interfaces entre blocs des arcs Ytong permettent de tirer des conclusions quant à l'influence du frottement statique. Les charges de ruine expérimentales pour les joints secs, téflon, mortier à la chaux et théorique pour un arc continu sont répertoriées dans la table 4.1 et illustrées graphiquement à la figure 4.1.

1. $e = \frac{F}{\sigma \times p}$

Influence du frottement vis-à-vis de la charge menant à un mécanisme	
Interface	Charge à la ruine moyenne F_v [kN]
mortier à la chaux (1j) 80mm	2.22
feuille de téflon 2mm	2.52
joints secs	3.78
mortier à la chaux (4j) 80mm	4.93
arc idéal (statique graphique)	4.95

TABLE 4.1 – Synthèse des résultats de l'arc en blocs Ytong

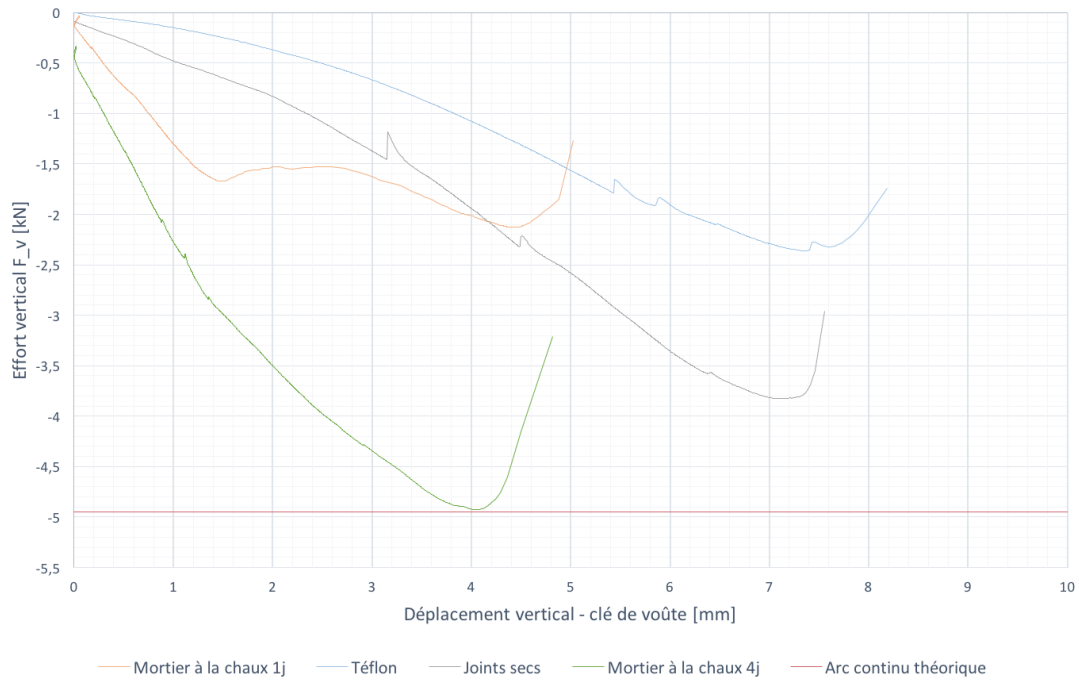


FIGURE 4.1 – Moyenne des résultats - arcs en blocs Ytong

D'un point de vue théorique, si l'arc étudié répond aux trois hypothèses fondamentales², la théorie de la ligne des poussées peut-être appliquée. Via le modèle numérique, une charge théorique de 4,95[kN] est calculée quant à la ruine par perte d'équilibre d'un arc en blocs Ytong. Cet écart plus ou moins important avec les charges obtenues expérimentalement (figure 4.1) s'explique par plusieurs facteurs.

Tout d'abord, une différence notable commune à l'ensemble des essais est la possibilité de réorganisation géométrique des arcs testés expérimentalement, à l'inverse du modèle numérique où les géométries d'arc sont figées. En effet, l'apparition de rotules plastiques engendre une modification géométrique globale de l'arc. L'arc est ainsi en mesure de reprendre des efforts plus importants jusqu'à la création d'une quatrième rotule, synonyme de ruine par perte d'équilibre.

2. résistance infinie en compression, non-glissement et résistance nulle en traction des joints

Une autre différence concerne la position de ces rotules plastiques. Dans le modèle numérique, la ligne des poussées est libre de toucher l'enveloppe de l'arc en tout points alors qu'expérimentalement, les possibilités de formation de rotules plastiques sont réduites aux interfaces entre voussoirs.

Pour l'arc à joints secs, la différence entre le résultat expérimental et le résultat théorique est due aux contacts réduits entre voussoirs suite à des irrégularités géométriques de découpe.

Lorsque des feuilles de téflon sont placées aux interfaces des voussoirs, la charge de ruine observée diminue. Le téflon réduit en effet considérablement le frottement entre les blocs induisant des glissements entre les voussoirs de l'arc (figure 4.2). Ceux-ci surviennent principalement en clé de voûte, lorsque les joints sont les plus verticaux. En ce lieu, la surface de passage de la ligne des pressions s'en retrouve réduite (figure 4.2). Or, plus la charge appliquée augmente, plus la ligne des poussées tend à se rapprocher de l'extrados au sommet de l'arc. Cette nouvelle géométrie induit donc une sortie précoce du funiculaire de l'enveloppe de la maçonnerie, menant l'arc à une ruine prématurée. Ceci explique la charge inférieure obtenue par rapport à celle relative à des joints secs. De plus, la faible épaisseur des feuilles de téflon 2[mm] ne permet pas de corriger les imprécisions géométriques des blocs à l'inverse du mortier.

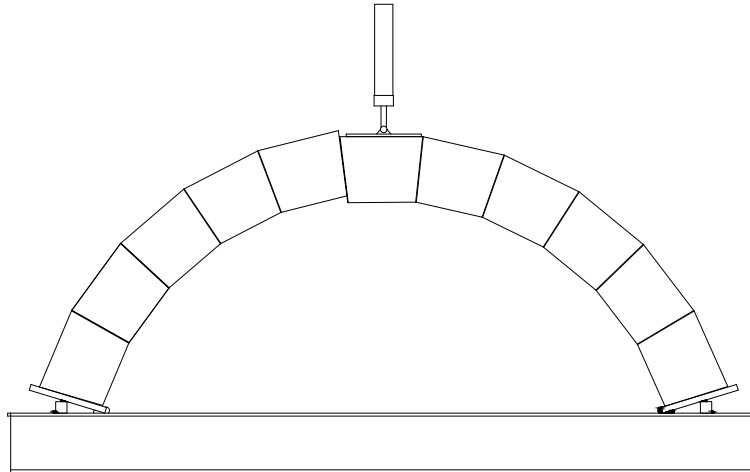


FIGURE 4.2 – Phénomène de glissement en clé de voûte à l'interface des voussoirs

Ce phénomène de glissement au droit des interfaces en téflon est vérifié par la modélisation numérique. L'intensité de l'effort de compression $F[kN]$ (figure 4.3) passant par la rotule en clé de voûte est déduit du plan des forces. Cet effort est décomposé en une composante tangentielle F_t et une composante normale F_n . En repartant de la définition du frottement statique, aucun glissement ne survient si l'inéquation suivante est vérifiée :

$$F_{\text{frottement}} \geq F_{t,\text{numérique}}$$

$$F_{n,\text{numérique}} \times \mu_{s,\text{expérimental}} \geq F_{t,\text{numérique}}$$

Or, le coefficient de frottement statique du téflon $\mu_{s,experimental}$ déterminé expérimentalement vaut 0.58. Les composantes tangentielle et normale de l'effort de compression au droit du joint de mortier valent respectivement $F_{t,numérique} = 1.13[kN]$ et $F_{n,numérique} = 1.78[kN]$ pour un effort verticale de $2,52[kN]$ (charge de ruine expérimentale dans le cas du téflon). Dans cette situation, les conditions de non glissement ne sont pas respectées, puisque la force de frottement $F_{frottement}$ est inférieure à la force tangentielle F_t :

$$F_{n,numérique} \times \mu_{s,experimental} \leq F_{t,numérique}$$

$$1.78 \times 0.58 \leq 1.13$$

$$1.03 \leq 1.13$$

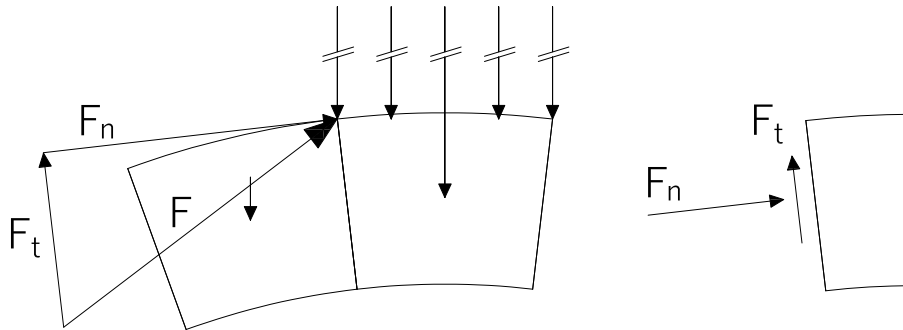


FIGURE 4.3 – Vérification du phénomène de glissement- arc Ytong interfaces téflon

Lors de l'utilisation d'un mortier à la chaux³, les résultats obtenus dépendent du temps de prise du mortier mis en oeuvre. Pour un temps de prise à 1 jour, la charge menant l'arc à sa ruine est inférieure à celle obtenue avec un mortier à 4 jours. Composé de chaux, le mortier utilisé a la particularité d'avoir une prise relativement lente dans le temps. Les premiers essais sont réalisés 24 heures après mise en place de l'arc. Le mortier n'a donc pas pu faire sa prise suffisamment longtemps, occasionnant durant les essais de chargement des écrasements et micro-fissures locales dans les joints de mortier. Ces phénomènes induisent des glissements aux interfaces entre les blocs semblables à ceux observés avec des feuilles de téflon (figures 4.4 et 4.2 respectivement). Le dernier essai a quant à lui séché pendant 4 jours, permettant au mortier d'atteindre une résistance suffisante pour éviter ces phénomènes d'écrasement et de fissuration. Dans cette configuration, aucun glissement n'a lieu et la charge menant à la ruine est sensiblement plus élevée.

3. mortier bâtard constitué de trois parts de sable pour une part de liant à base d'un mélange de chaux et ciment dans des proportions 2/3 - 1/3 respectivement

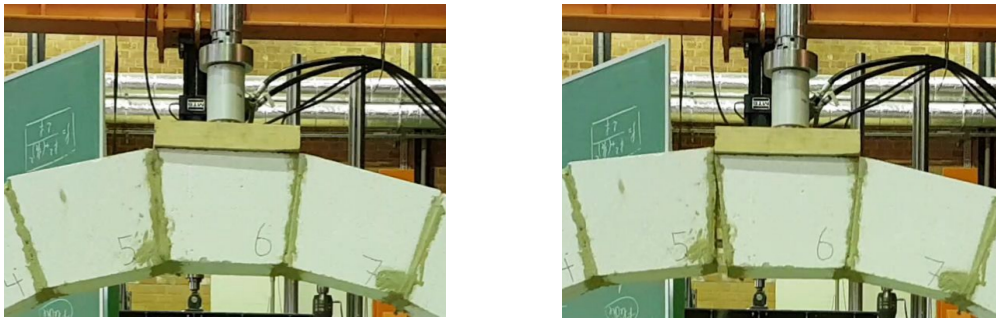


FIGURE 4.4 – Glissement en clé de voûte - mortier à la chaux (1j)

La charge de rupture expérimentale de $4,93[kN]$ (obtenue lors des essais au mortier à 4 jours) est semblable à celle obtenue théoriquement ($4,95[kN]$). En effet, comme l'essai sur mortier (4j) n'est pas sujet aux glissements ni aux ruptures par excès de compression, il respecte les hypothèses requises pour l'utilisation de la théorie de la ligne de poussées. Ainsi, le résultat expérimental obtenu semble confirmer la prédiction issue du modèle numérique.

Conclusion

L'objectif de ce mémoire est d'étudier expérimentalement les hypothèses de résistance infinie et de non-glissement, deux des trois conditions nécessaires à l'utilisation de la méthode de la ligne des poussées dans le cadre de la théorie plastique. Pour rappel, cette méthode permet d'évaluer la sécurité structurale d'arcs en maçonnerie vis-à-vis d'une perte d'équilibre sur base de trois hypothèses fondamentales :

- résistance nulle en traction des joints ;
- résistance à la compression infinie ;
- aucune rupture par glissement ne peut s'effectuer.

Des essais expérimentaux de ruine par perte d'équilibre d'arcs sont donc entrepris en laboratoire pour examiner les hypothèses de résistance infinie et de non-glissement. Un modèle numérique valide les charges de ruine par perte d'équilibre des arcs testés et le phénomène de glissement observé expérimentalement. De plus, l'influence de la résistance du matériau est quantifiée grâce au concept de domaine réduit propre à ce modèle numérique.

La première hypothèse étudiée concerne la résistance infinie. Deux arcs constitués de blocs de béton haute performance (Blanc de Bierges) et de béton cellulaire (Ytong) sont dès lors confrontés expérimentalement. Pour des raisons d'imperfections géométriques, aucun résultat probant n'est tiré des essais réalisés sur l'arc composé de pavés Blanc de Bierges. Pour l'arc en blocs Ytong, aucune rupture par excès de compression n'est observée durant les tests. Cette configuration d'arc n'invalide donc pas l'hypothèse de compression infinie. Ainsi, seuls les tests expérimentaux sur l'arc en blocs Ytong sont poursuivis pour l'investigation de l'hypothèse de non-glissement.

La seconde hypothèse de non-glissement est ensuite étudiée par le biais de trois interfaces aux coefficients de frottements différents (joint sec, téflon, et mortier à la chaux) entre les voussoirs. Les résultats indiquent que la charge provoquant la perte d'équilibre d'un arc en maçonnerie diminue considérablement lorsque des glissements surviennent aux interfaces. La méthode de la ligne des poussées n'est dès lors pas applicable sur un arc sensible à un tel phénomène car elle surestime sa portance.

Comme les expériences montrent que l'arc en blocs Ytong assemblé au mortier n'est pas sujet aux glissements et aux ruptures par excès de compression, il est envisageable d'utiliser la méthode de la ligne des poussées pour calculer la charge théorique menant l'arc à la ruine par perte d'équilibre. Une application graphique de cette ligne des poussées au sein de la géométrie de l'arc en blocs Ytong est réalisée à l'aide d'un logiciel de paramétrisation. Les résultats issus de cette analyse quant à la charge ultime semblent confirmer ceux issus du modèle expérimental.

Ainsi, la nature de l'interface peut être responsable d'une diminution de portance globale d'un arc maçonné lorsque celle-ci induit des glissements au droit des joints. Or, dans les anciennes structures maçonnées, il est commun d'observer une dégradation des joints [5] sous l'action du temps, des cycles gel-dégel et autres phénomènes naturels. Dès lors, avoir recours à la ligne des poussées pour évaluer leur sécurité structurale ne semble pas être pertinent d'un point de vue sécurité dans le cas où les hypothèses fondamentales ne sont pas respectées.

Pour palier à cette usure des joints et donc cette diminution de portance, des techniques d'injection de coulis [16] sont couramment employées afin de leur redonner une cohésion et une résistance mécanique suffisante pour assurer la sécurité de l'ouvrage. De manière générale, des mesures de réévaluation structurale sont essentielles afin d'assurer la pérennité du patrimoine culturel.

Bibliographie

- [1] Ageno A, Bernabo A, Foce F & Sinopoli A, *Theory and History of the thrust line for masonry arches*, Barcelona, 2004.
- [2] Audenaert A, Peremans H, Reniers G, *An analytical model to determine the ultimate load on masonry arch bridges*, Anvers, Mars 2007.
- [3] Beghini L, Carrion J, Beghini A, Mazurek A, Baker F, *Structural optimization using graphic statics, Structural and Multidisciplinary Optimization*, 2014.
- [4] Bisoffi-Sauve M, Étude des ouvrages maçonnés en pierre par la méthode des éléments discrets : caractérisation et modélisation du comportement cohésif des joints, Université de Bordeaux, 2016.
- [5] Bouineau A, le renforcement des maçonneries anciennes à l'aide de coulis d'injection, laboratoire environnement matériaux, 1999.
- [6] Brencich A, Cassini G, Pera D, *Load bearing structure of masonry bridges*, University of Genoa, Italy.
- [7] Deschuyteneer A, Rondeaux J-F, Zastavni D, *Structural assessment of masonry arches using admissible geometrical domains*, Université catholique de Louvain.
- [8] Fanning P, Thomas E, Boothby, *Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges*, 2001.
- [9] Fivet C, Zastavni D, *Constraint-Based Graphic Statics - A geometrical support for computer-aided structural equilibrium design*, Université catholique de Louvain, 2013.
- [10] Gaspar O, Sajtos I, *On the definition of the line of thrust*, Conference paper, Septembre 2016.
- [11] Gilbert M, *Limit analysis applied to masonry arch bridges : state-of-the-art and recent developments*, University of Sheffield, Department of Civil & Structural Engineering, UK.
- [12] Heyman J, *Basic structural theory*, Cambridge university, 2008.
- [13] Heyman J, *The stone skeleton, structural engineering of masonry architecture*, Cambridge, 1997.
- [14] Huerta S, *Mechanics of masonry vaults : the equilibrium approach*, Roca (eds) *Historical Constructions*, 2001.
- [15] Latteur P, *Calculer une structure - De la théorie à l'exemple*, Academia Eds, Belgique, 2006.
- [16] Martinet G, Quenee B, *Méthodologie d'étude des mortiers anciens en vue de leur consolidation*, Laboratoire d'études et de recherche sur les matériaux, France, 1999.
- [17] Muttoni A, Ruiz M F, *Champs de contraintes pour le béton structural*, epfl, 2007.

-
- [18] Nobile L, Bartolomeo Dicam V, *Methods for the assessment of historical masonry arches*, University of Bologna, Italy.
- [19] Ochsendorf J-A, *Collapse of masonry structures*, University of Cambridge, 2002.
- [20] O'Dwyer D, *Funicular analysis of masonry vaults*, *Computers & Structures* 73(1), p187-197, 1999.
- [21] Parent T, *Méthodologie de Diagnostic de Structures Maçonnées Anciennes*, université de Toulouse, 2015.
- [22] Pelsser Y, Syllabus LBARC1160 chapitre 7, Louvain-la-Neuve, 2017.
- [23] Quintas V, *On lines of thrust and stability of masonry arches*, Madrid, 1997.
- [24] Roca P, Molins C, *Experiments on arch bridges*, Barcelone, 2004.
- [25] Rondeaux J-F, Zastavni D, *A fully graphical approach for limit state analysis of existing structure : Application to plane elastic-plastic bended structures and to plane masonry arches*, Université catholique de Louvain, 2017.
- [26] Rondeaux J-F, D'Acouento P, Schwartz J, Zastavni D, *Limit state analysis of 2D statically indeterminate networks using graphic statics*, Hamburg, IASS 2017.
- [27] Rondeaux J-F, Zastavni D, *Limit state analysis of historical structures using graphic statics related to the Principle of Virtual Work*, *10th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions : Anamnesis, diagnosis, therapy, control*, Leuven, 2016.
- [28] Sacco E, *Some aspects in the statics of masonry arches*, Dipartimento di Ingegneria Civile e Meccanica, Italy.
- [29] Smars P, *Études sur la stabilité des arcs et voûtes : confrontation des méthodes de l'analyse limite aux voûtes gothiques en Brabant*, PhD thesis, Leuven, 2000.
- [30] Van Parys L, Datoussaïd S, Descamps T, *Application des stratégies évolutionnaires au calcul limite des arcs en maçonnerie*, Polytechnique Mons.
- [31] <https://www.cerib.com/wp-content/uploads/2017/05/046-e-guide-bonnes-pratiques-essais-compression-eprouvettes.pdf>
- [32] <https://www.omega.fr/prodinfo/cellules-de-charge.html>
- [33] <http://www.seigne.free.fr/Cours/Contact.pdf>
- [34] <http://www.blancdebierges.com/>
- [35] <https://www.cstc.be/>
- [36] <http://www.grasshopper3d.com/>
- [37] <http://www.rhino3d.com/>
- [38] <https://www.xella.be/fr/blocs.php>

Annexes

Vérification du flambement

Les arcs étant des structures fonctionnant principalement en compression, il est primordial de les dimensionner en tenant compte des effets du second ordre, à savoir le flambement. Lorsque le flambement survient hors du plan de l'arc, on parle de déversement latéral. En effet, il est nécessaire de vérifier que la rupture est due à une perte d'équilibre et non suite au flambement de l'arc. Bien que les arcs étudiés soient peu élancés et soumis à des charges relativement faibles¹, il est intéressant d'avoir recours à un logiciel approprié.

Le logiciel ISSD, est un outil permettant de représenter tout type de structure puis d'en étudier le comportement ainsi que ses efforts internes. L'arc est tracé après avoir introduit les propriétés dimensionnelles et physiques des matériaux employés. Aux appuis, ce sont des encastresments qui sont modélisés, se rapprochant au mieux des conditions expérimentales. La structure est donc bien trois fois hyperstatique. Enfin, il faut ajouter le poids propre de chacun des voussoirs ainsi que la charge à la rupture calculée au préalable.

L'outil permet d'analyser le flambement dans l'onglet "Second order or buckling shape". En procédant aux n itérations successives, le logiciel analyse et représente la structure déformée à l'écran au $n^{\text{ème}}$ ordre. Si la charge appliquée est telle que l'on observe un phénomène d'instabilité, le programme ne parvient pas à converger. Il s'ensuit une rupture par flambement visible à l'écran au travers de la structure déformée. Pour les deux arcs étudiés, la convergence est atteinte pour une itération manuelle ainsi que pour 1000 itérations automatiques. Cette analyse permet d'affirmer qu'aucune instabilité du second ordre n'est observée pour les charges étudiées.

1. Le chargement vertical appliqué aux arcs s'étend au maximum de 0 à 5[kN].

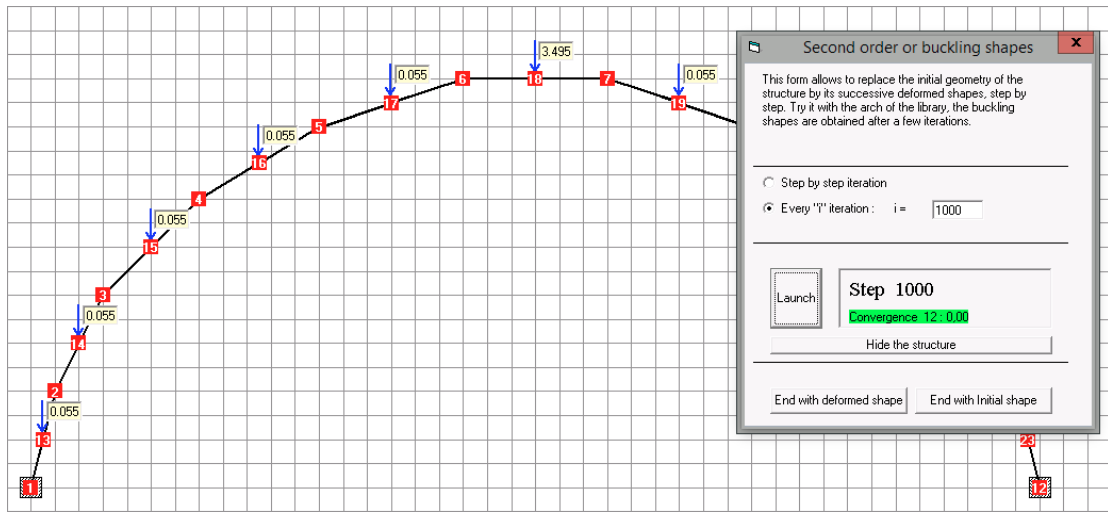


FIGURE A.1 – Vérification au flambement de l'arc en blocs Ytong - ISSD

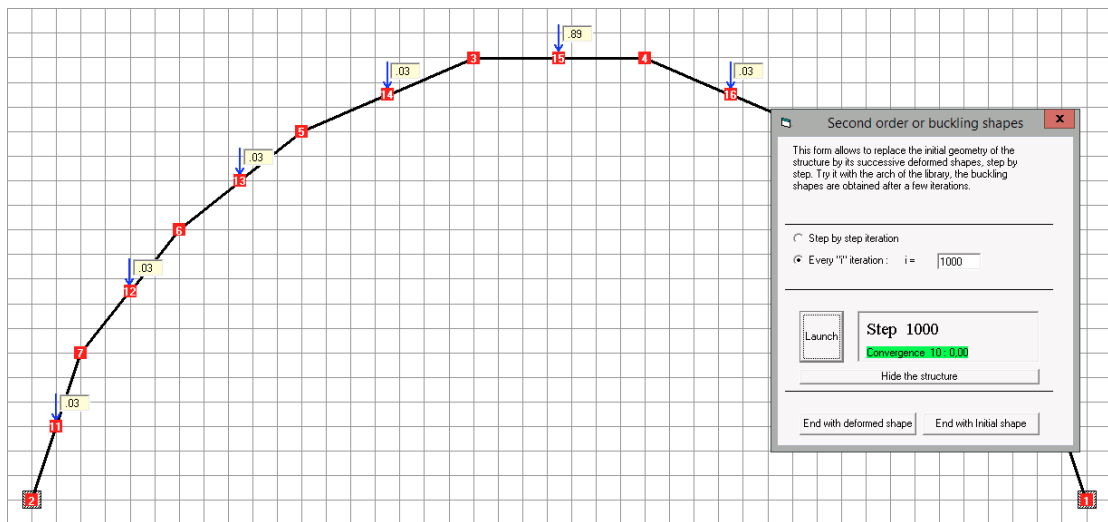
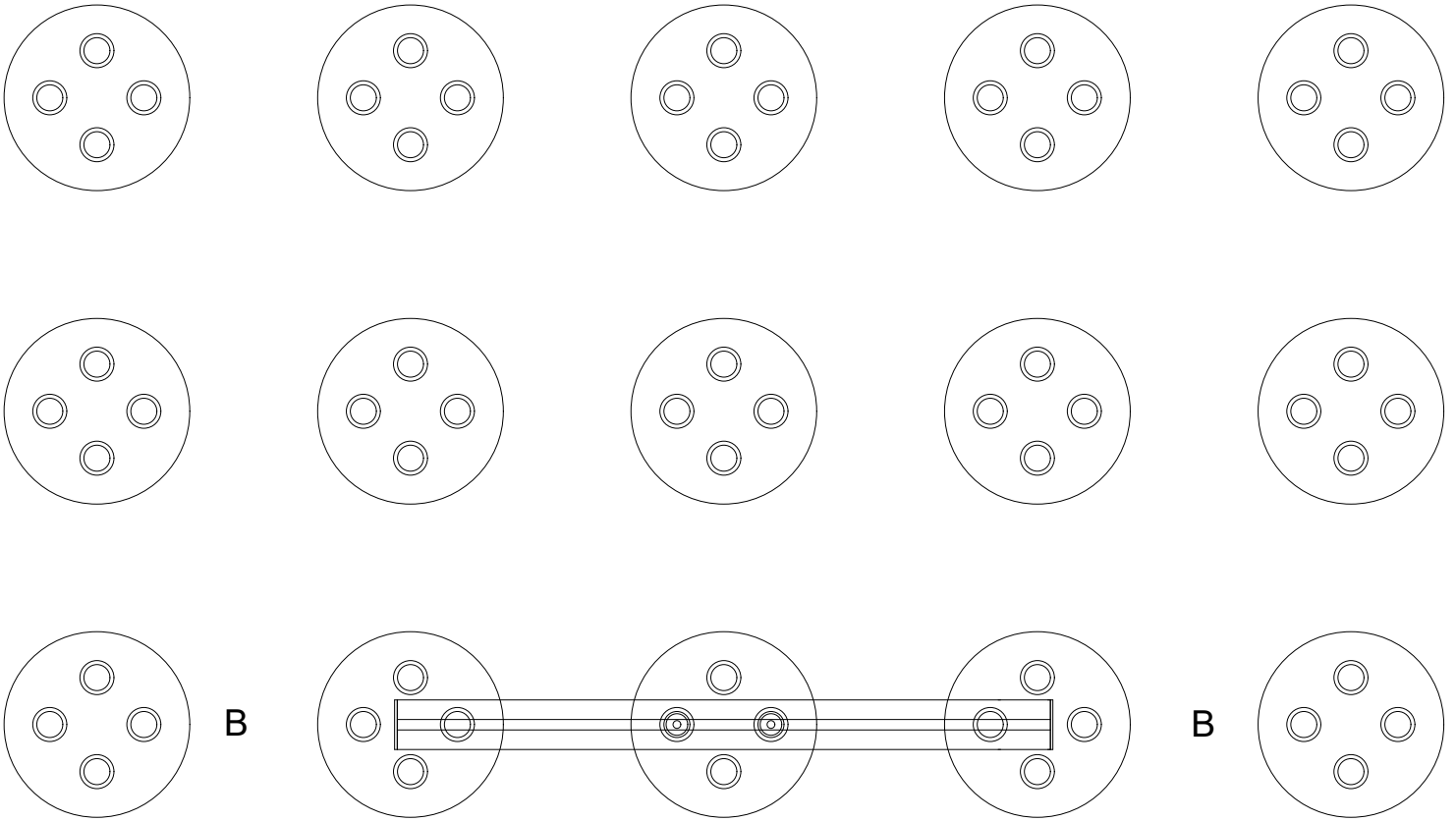
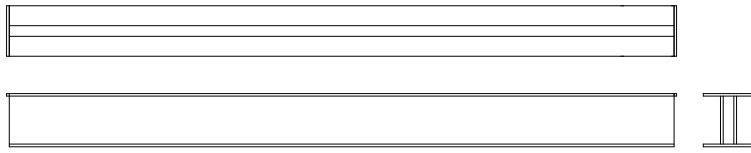


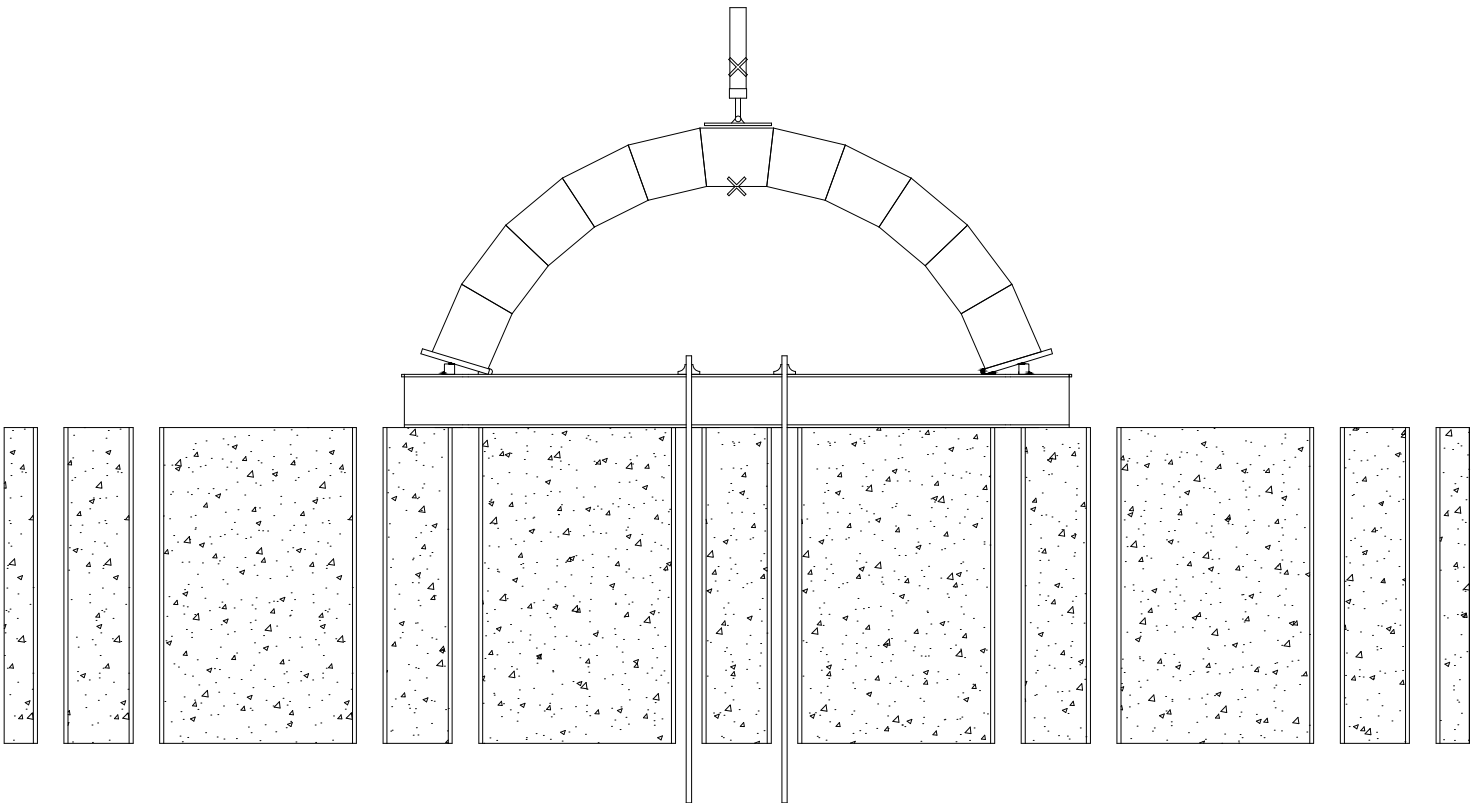
FIGURE A.2 – Vérification au flambement de l'arc en pavés Blanc de Bièges - ISSD

Plans des structures étudiées

Poutre 10 - double U



Coupe BB



Ancrage plancher
d'essai
Blocs Ytong
Version 2

Validation expérimentale d'une méthode graphique
d'analyse limite des arcs en maçonnerie

Promoteur : Denis Zastavni
Assistant : Jean-François Rondeaux

Corentin Joachim
Florent Schlit

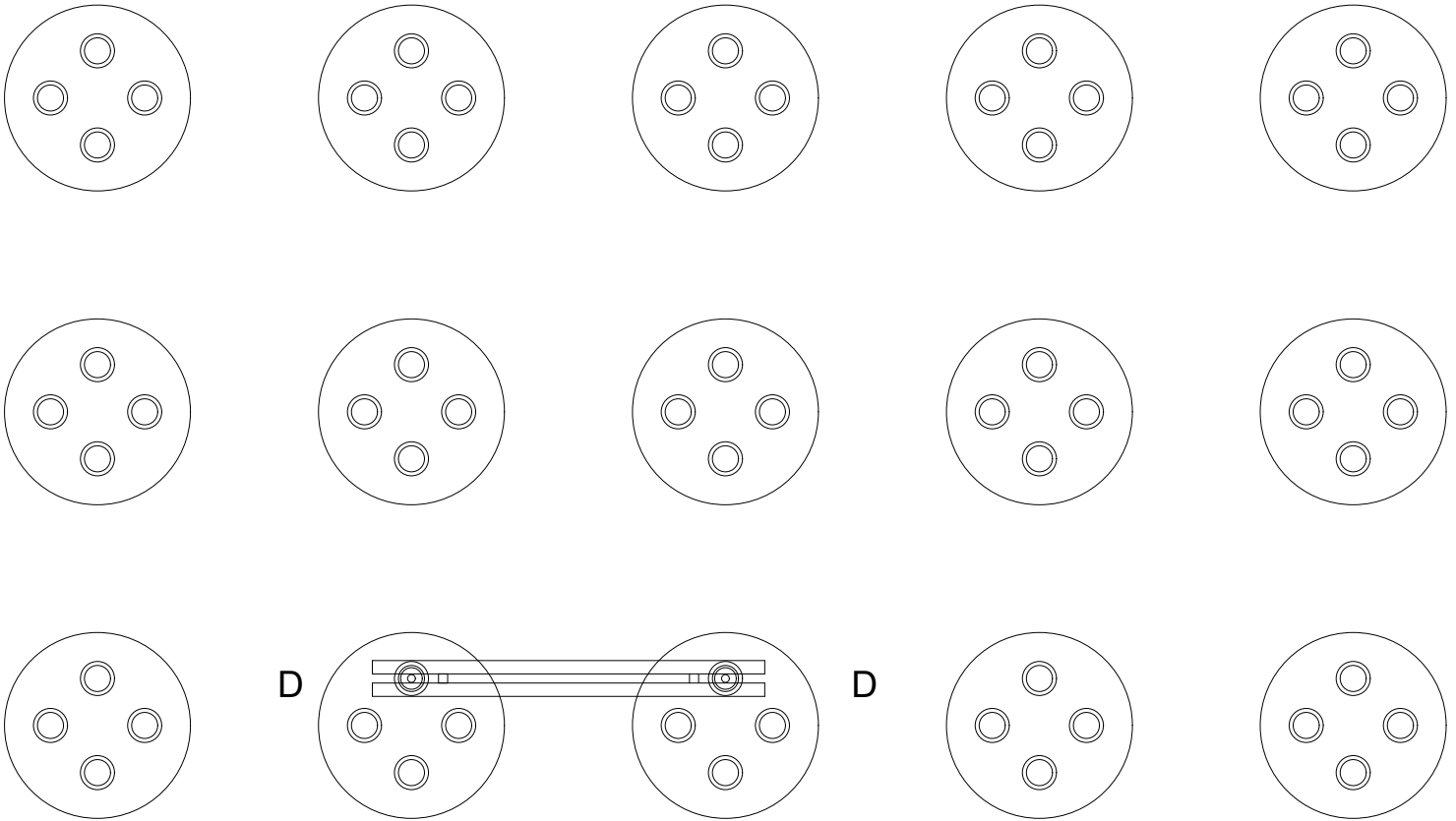
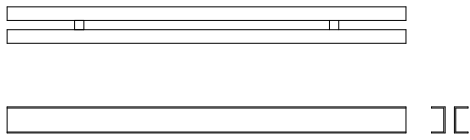
UCL - EPL

21/03/18

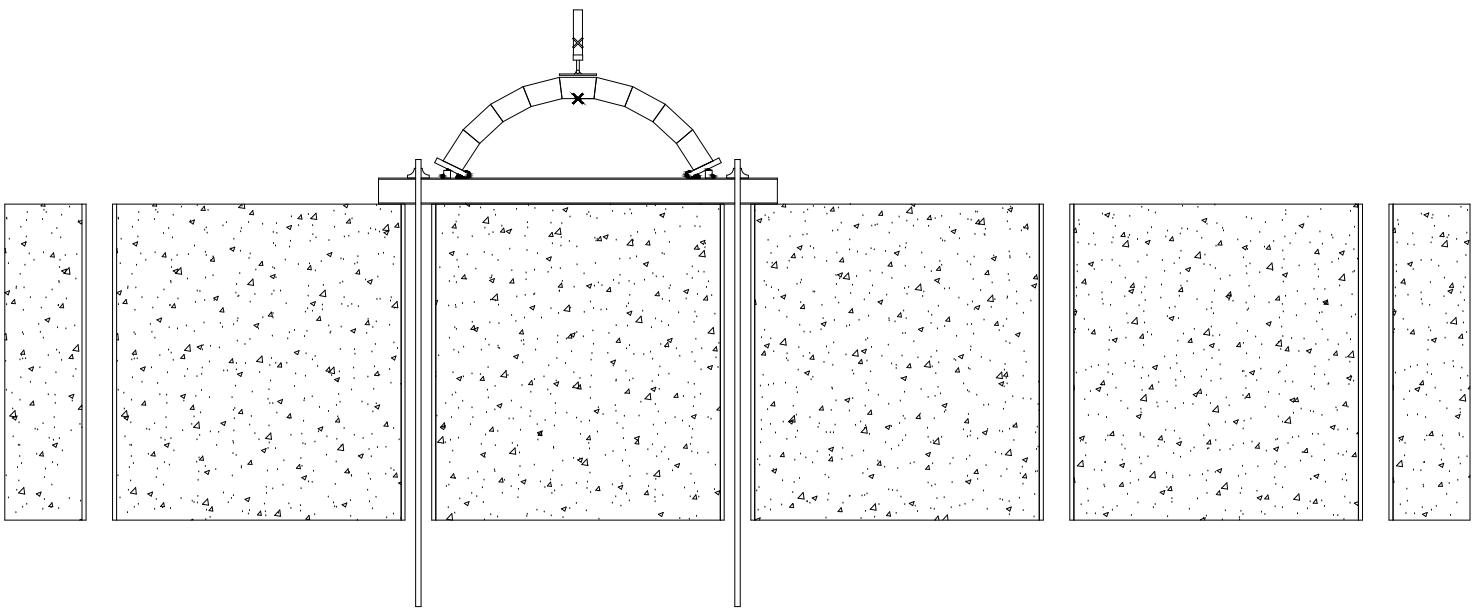
Echelle : 1/20

Unité : [cm]

Poutre 12 double U



Coupe DD



Ancrage plancher d'essai Blanc de Bierges Version 2	<i>Validation expérimentale d'une méthode graphique d'analyse limite des arcs en maçonnerie</i>			Promoteur : Denis Zastavni Assistant : Jean-François Rondeaux	
	Corentin Joachim Florent Schlit	UCL - EPL	21/03/18	Echelle : 1/20	Unité : [cm]

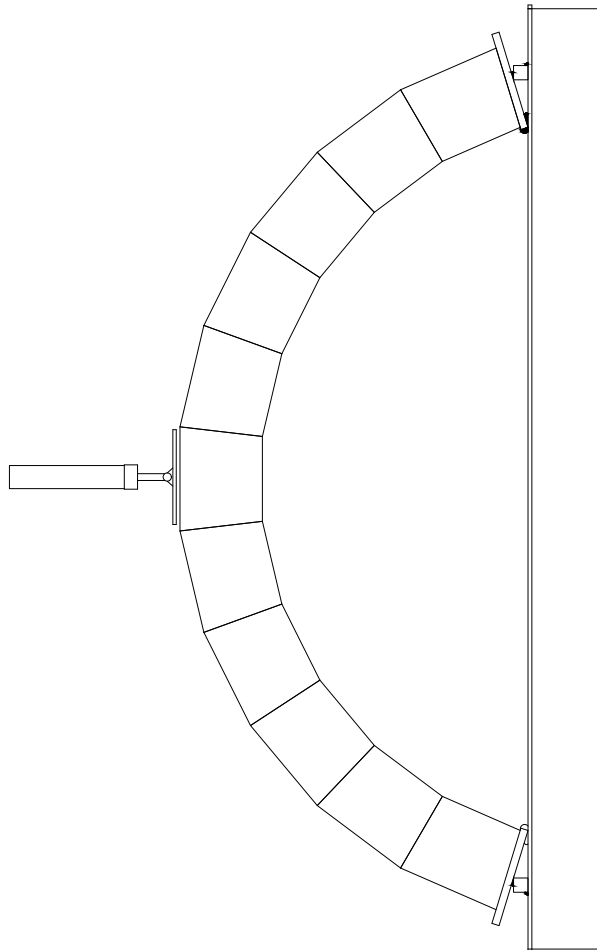


Schéma général arc
blocs Ytong

*Validation expérimentale d'une méthode graphique
d'analyse limite des arcs en maçonnerie*

Promoteur : Denis Zastavni
Assistant : Jean-François Rondeaux

Corentin Joachim
Florent Schlit

UCL - EPL

21/03/18

Echelle : 1/20

Unité : [cm]

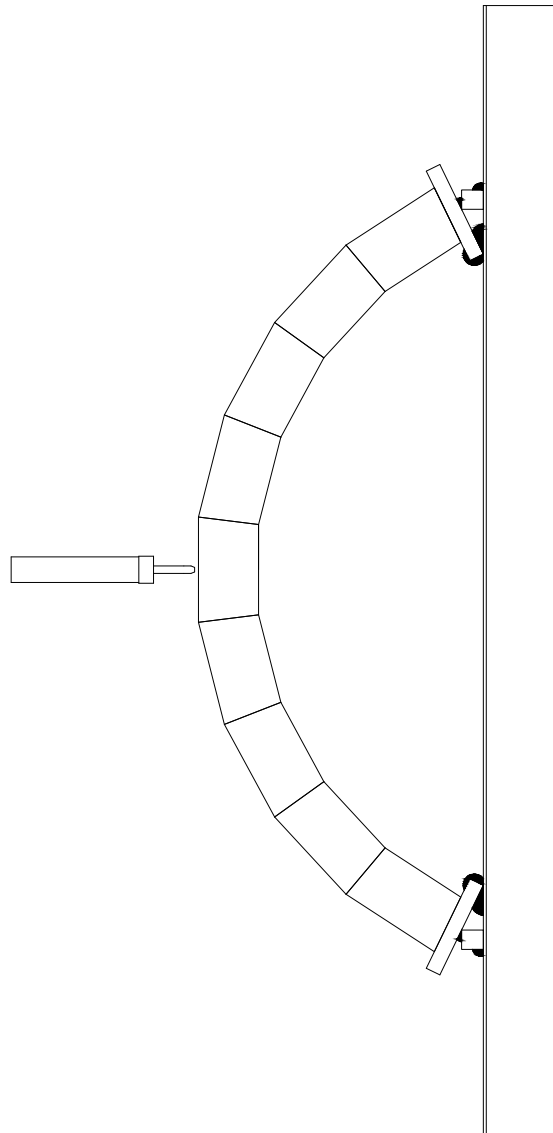


Schéma général arc
Blanc de Bierges

*Validation expérimentale d'une méthode graphique
d'analyse limite des arcs en maçonnerie*

Promoteur : Denis Zastavni
Assistant : Jean-François Rondeaux

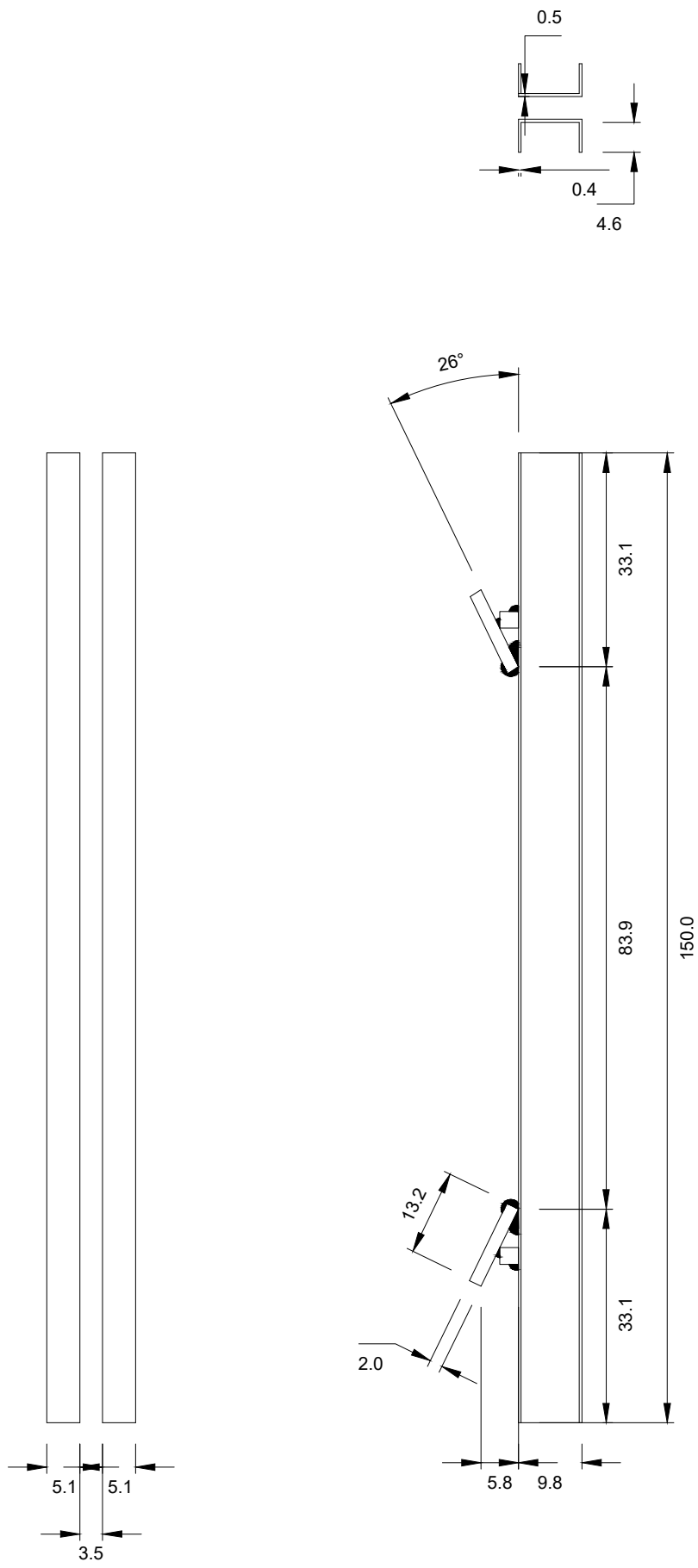
Corentin Joachim
Florent Schlit

UCL - EPL

21/03/18

Echelle : 1/10

Unité : [cm]



Poutrelle métallique de support arc Blanc de Bierges

Validation expérimentale d'une méthode graphique d'analyse limite des arcs en maçonnerie

Promoteur : Denis Zastavni
 Assistant : Jean-François Rondeaux

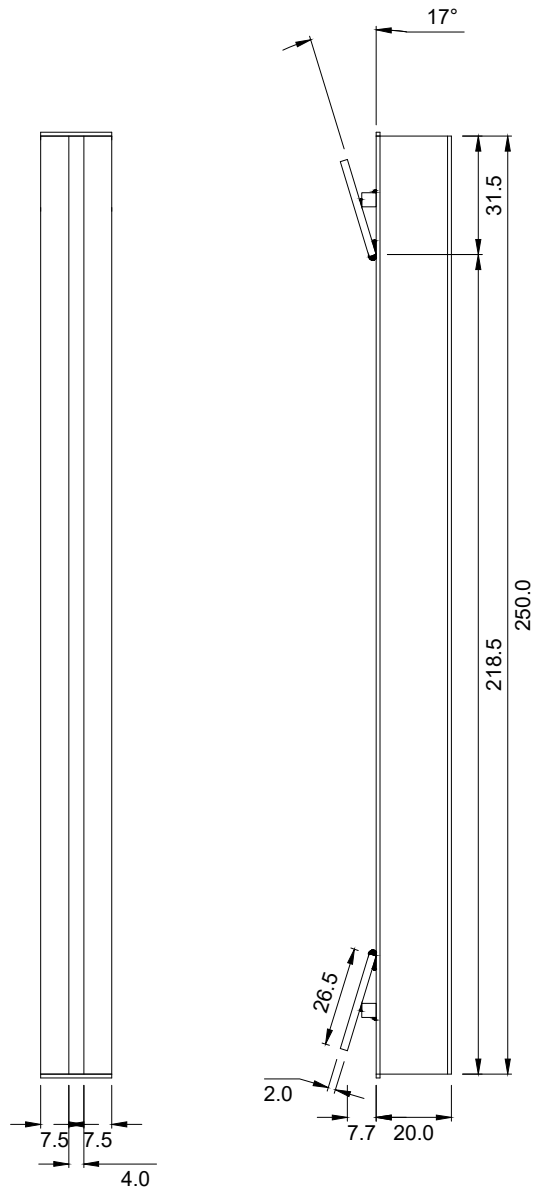
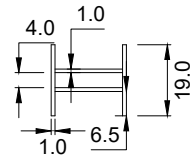
Corentin Joachim
 Florent Schlit

UCL - EPL

21/03/18

Echelle : 1/10

Unité : [cm]



Poutrelle métallique de support arc bloc Ytong	<i>Validation expérimentale d'une méthode graphique d'analyse limite des arcs en maçonnerie</i>			Promoteur : Denis Zastavni Assistant : Jean-François Rondeaux	
	Corentin Joachim Florent Schlit	UCL - EPL	21/03/18	Echelle : 1/20	Unité : [cm]

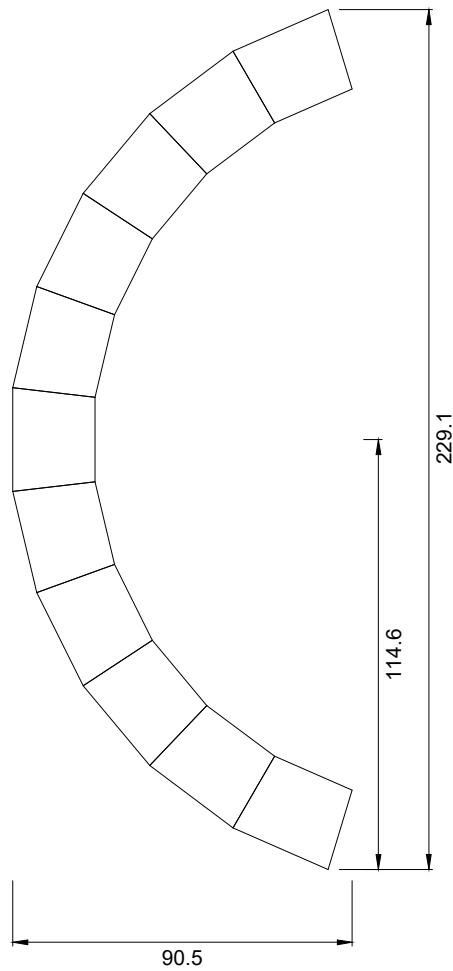
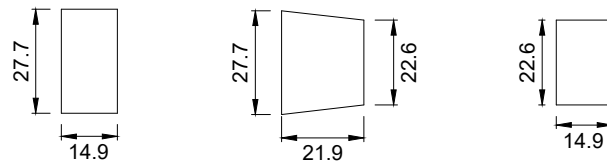


Schéma général arc blocs Ytong

Validation expérimentale d'une méthode graphique d'analyse limite des arcs en maçonnerie

Promoteur : Denis Zastavni
 Assistant : Jean-François Rondeaux

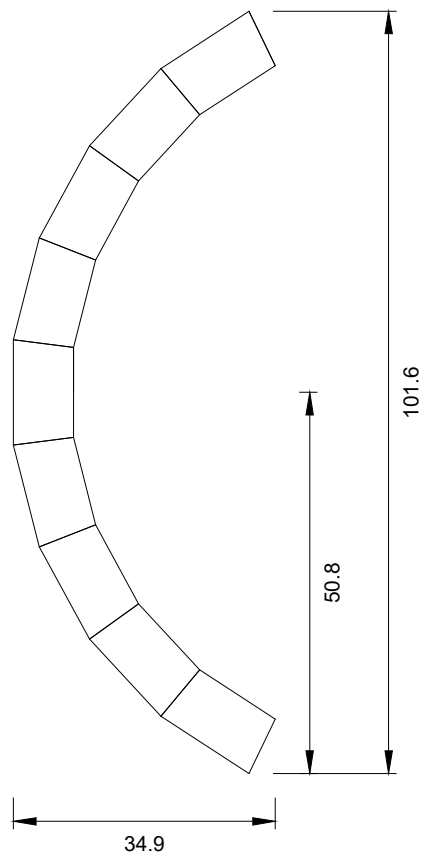
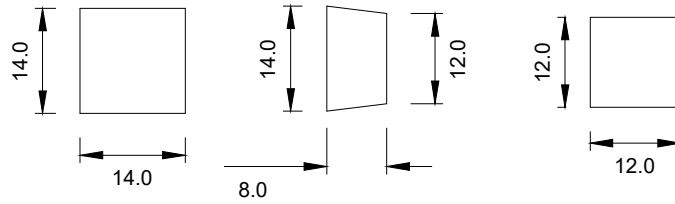
Corentin Joachim
 Florent Schlit

UCL - EPL

21/03/18

Echelle : 1/20

Unité : [cm]



**Dimensions générales
arc Blanc de Bierges**

*Validation expérimentale d'une méthode graphique
d'analyse limite des arcs en maçonnerie*

Promoteur : Denis Zastavni
Assistant : Jean-François Rondeaux

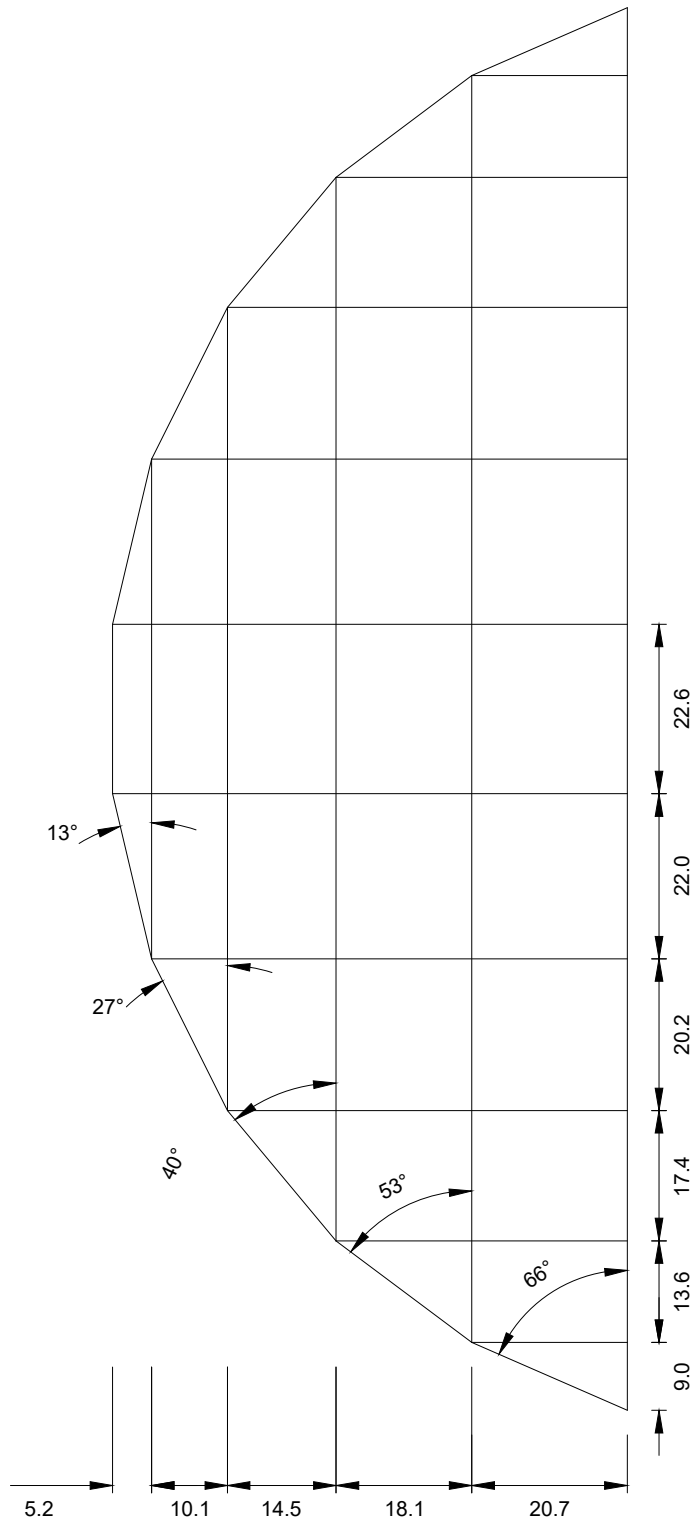
Corentin Joachim
Florent Schlit

UCL - EPL

21/03/18

Echelle : 1/10

Unité : [cm]



Dimensions support
OSB arc blocs Ytong

*Validation expérimentale d'une méthode graphique
d'analyse limite des arcs en maçonnerie*

Promoteur : Denis Zastavni
Assistant : Jean-François Rondeaux

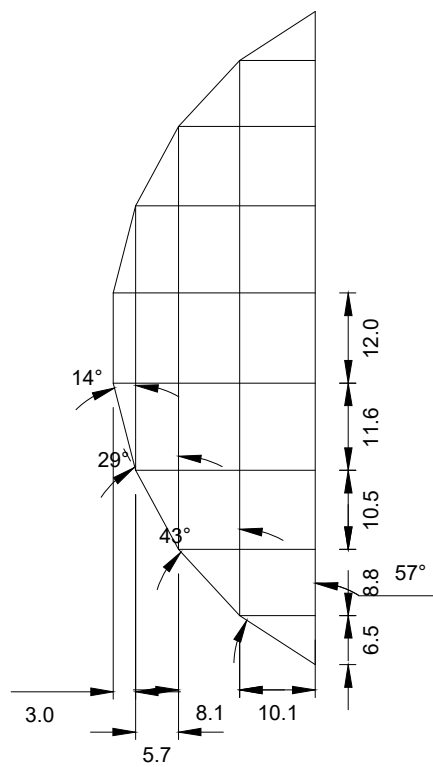
Corentin Joachim
Florent Schlit

UCL - EPL

21/03/18

Echelle : 1/10

Unité : [cm]



Dimensions support
OSB arc Blanc de
Bierges

*Validation expérimentale d'une méthode graphique
d'analyse limite des arcs en maçonnerie*

Promoteur : Denis Zastavni
Assistant : Jean-François Rondeaux

Corentin Joachim
Florent Schlit

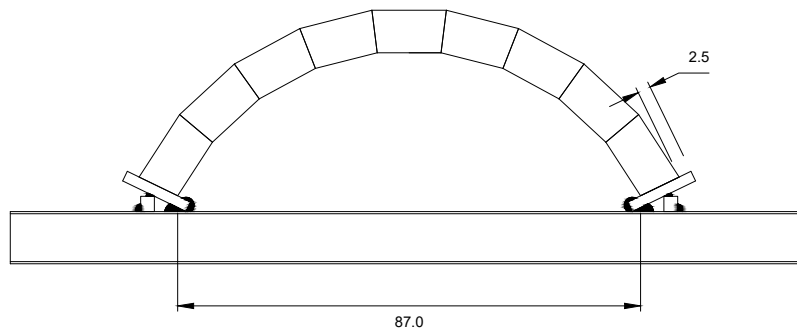
UCL - EPL

21/03/18

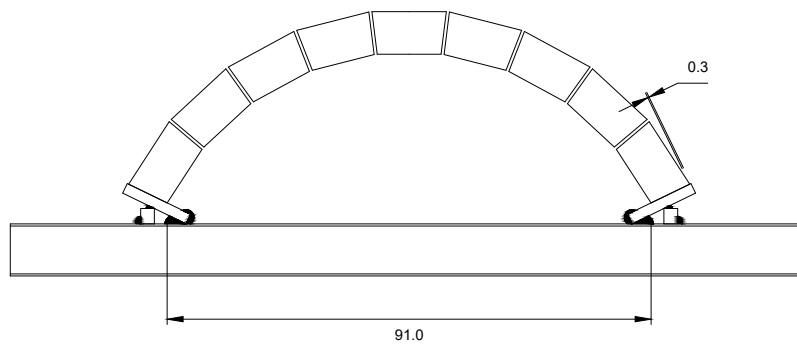
Echelle : 1/10

Unité : [cm]

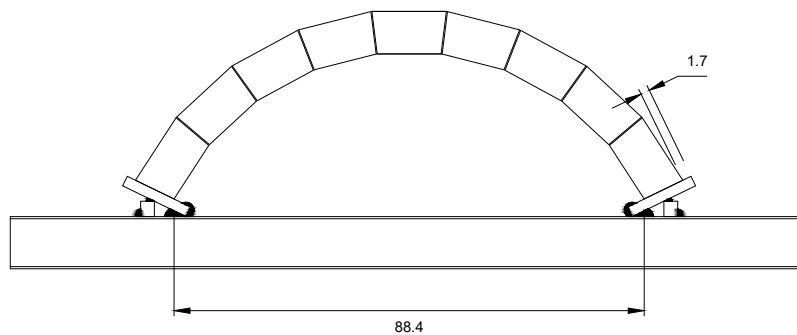
Interface joint sec



Interface joint mortier 5.8mm

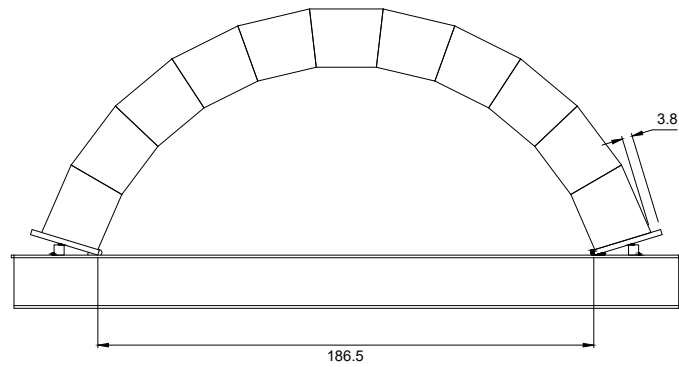


Interface feuille teflon 2mm

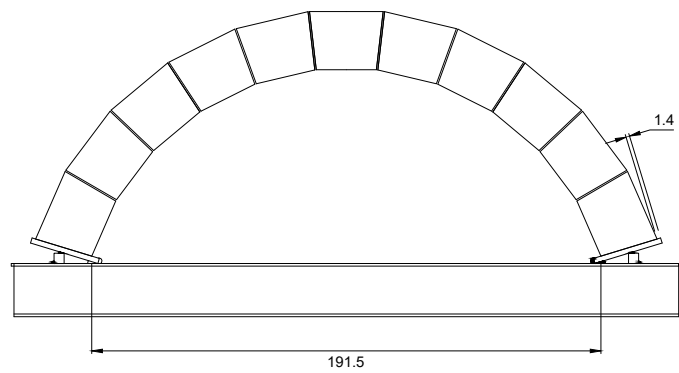


Interfaces entre voussoirs Blanc de Bièges	Validation expérimentale d'une méthode graphique d'analyse limite des arcs en maçonnerie			Promoteur : Denis Zastavni Assistant : Jean-François Rondeaux	
	Corentin Joachim Florent Schlit	UCL - EPL	21/03/18	Echelle : 1/10	Unité : [cm]

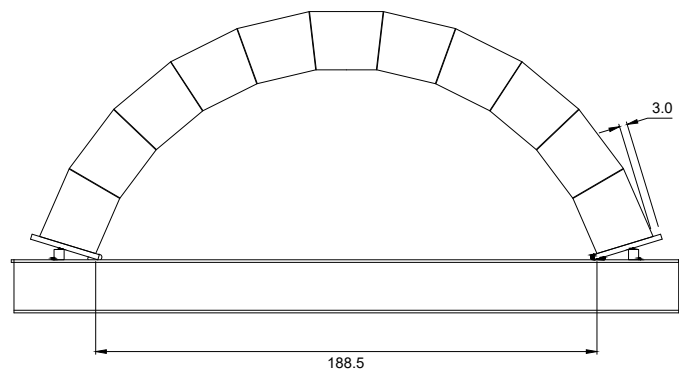
Interface joint sec



Interface joint mortier 5.8mm



Interface feuille teflon 2mm



Interfaces entre voussoirs blocs Ytong	<i>Validation expérimentale d'une méthode graphique d'analyse limite des arcs en maçonnerie</i>			Promoteur : Denis Zastavni Assistant : Jean-François Rondeaux	
	Corentin Joachim Florent Schlit	UCL - EPL	21/03/18	Echelle : 1/20	Unité : [cm]

