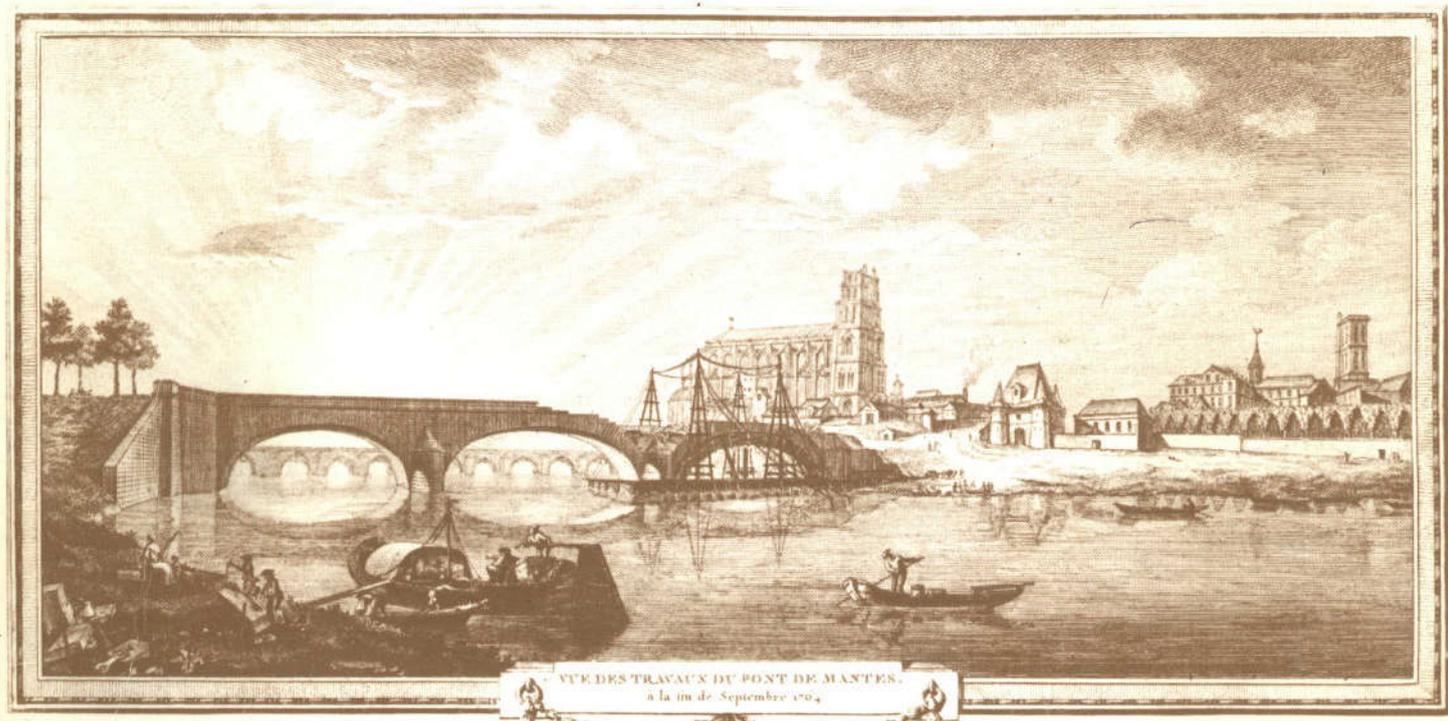


4930

MINISTERE DES TRANSPORTS
DIRECTION DES ROUTES

LES PONTS EN MAÇONNERIE

Pl. XXII.



VUE DES TRAVAUX DU PONT DE MANTOUE.
à la fin de Septembre 1704.

CONSTITUTION et STABILITE

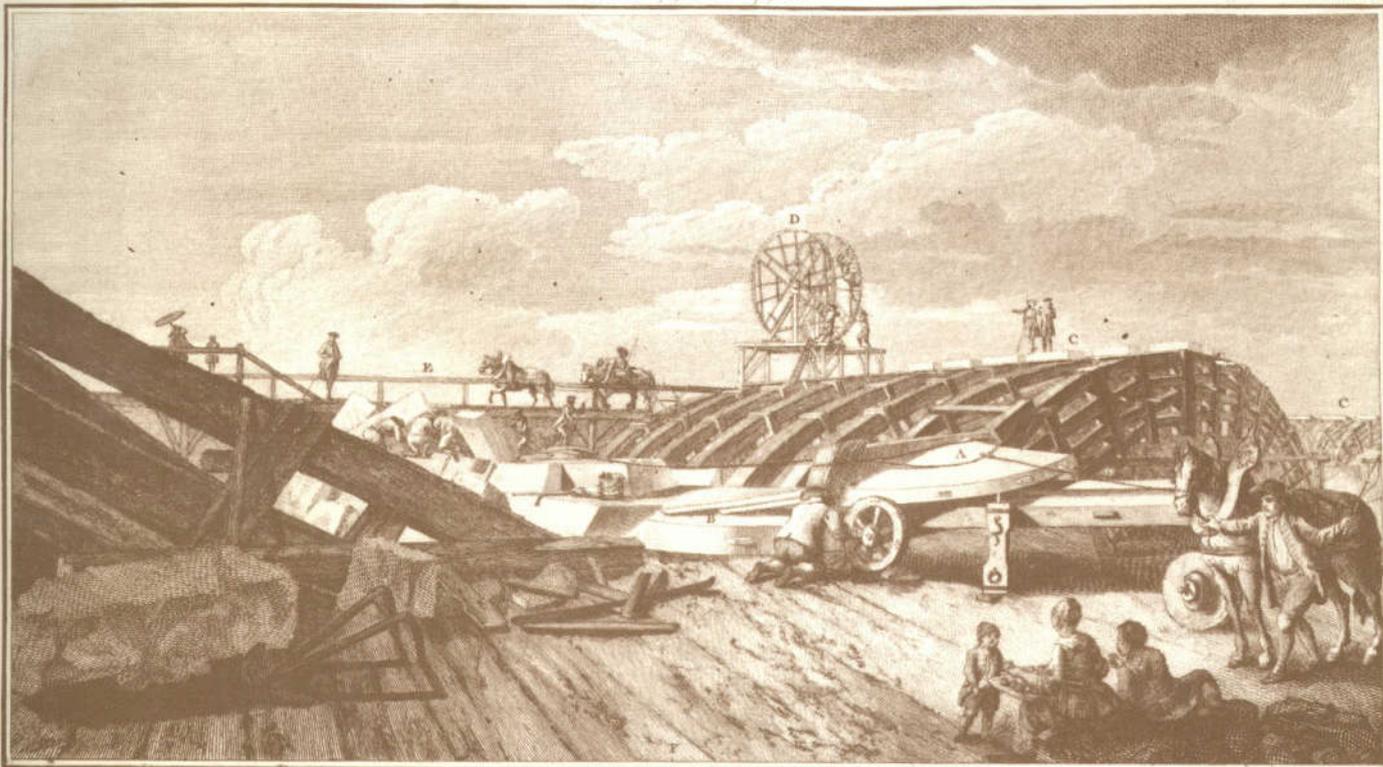
4930
T. 1

MINISTÈRE DES TRANSPORTS
DIRECTION DES ROUTES

Les ponts en maçonnerie

Année 1771 et 1772.

Pl. VIII.



III. VUE DES TRAVAUX DU PONT DE NEULLY.

- A. Pose d'une pierre servant à couronner une Pile.
- B. Avant bec d'une Pile.
- C. Centres chargés de pierres sur leurs milieux.

- D. Travail servant à élever la pierre sur les Centres.
- E. Pont de service du côté d'Avant.
- F. Pont de service du côté d'Arrière.

Historique et Constitution

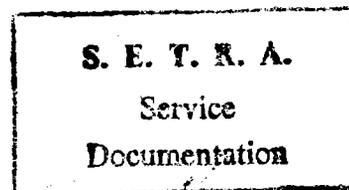
MINISTERE DES TRANSPORTS

DIRECTION DES ROUTES

244, Bd. Saint - Germain - 75775 PARIS - CEDEX 16 -

Les ponts en maçonnerie

Historique et Constitution



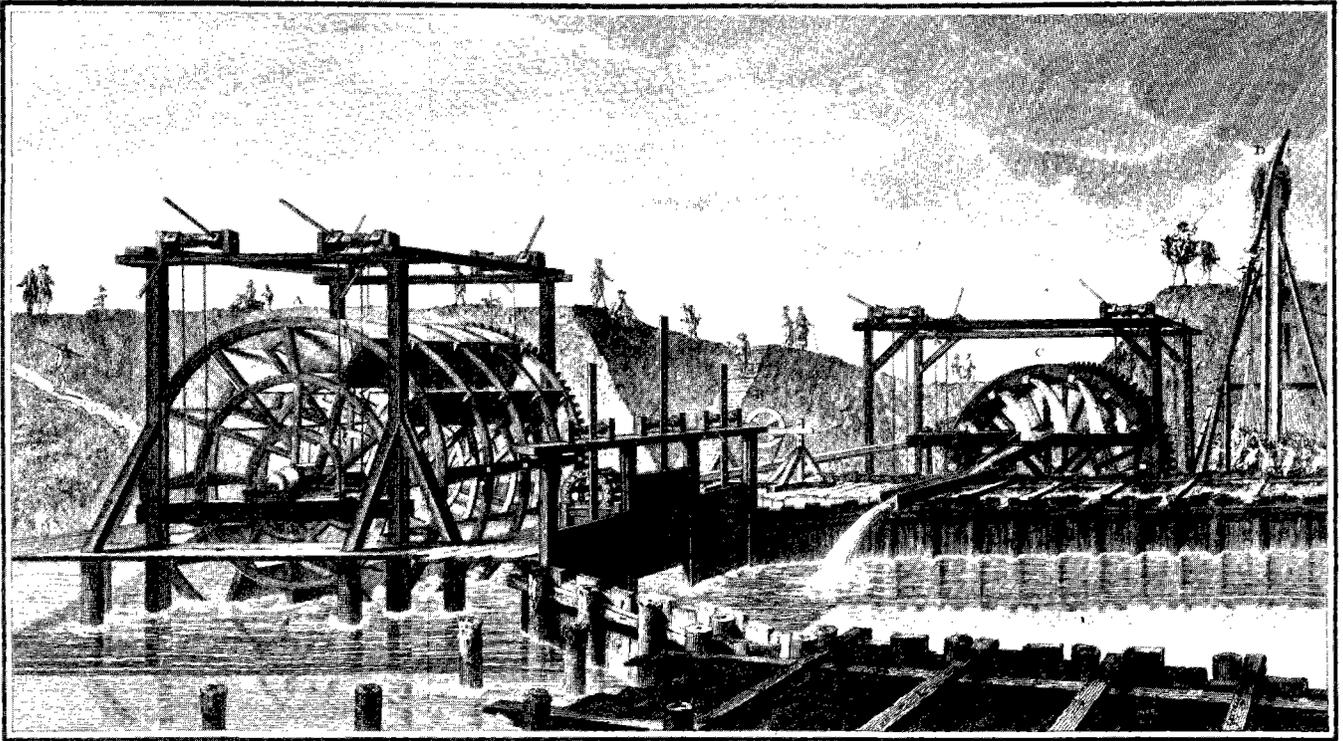
Juin 1982

4930

T.1

Document réalisé et diffusé par le Département des Ouvrages d'Art du
46, avenue Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél 664 - 14 - 77

SETRA



1^{ER}E VUE DES TRAVAUX DU PONT DE NEUILLY.

A. Essai et tubé
du pont le comant
B. Support du pont tubé

Epuisement des eaux pour la fondation de la 2^E Pile du côté de Courbevoie.

C. Roue à Godets
D. Sonette battant les Pieux
de la 2^E Pile.

Le présent document a été rédigé par **Jean-Michel DELBECQ**, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Sa présentation a été assurée par :

- * **Gérard DELCAMBRE**
- * **Annie GUILLEMEAU**
- * **Anita VOITUS**

Les photos de ce document sont extraites, grâce à l'amabilité du Centre de Documentation Pédagogique de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, du livre :

"Description des projets et de la construction des ponts de NEUILLY, de MANTES, d'ORLÉANS, et autres ; du projet du Canal de Bourgogne pour la communication des deux mers par DIJON et de celui de la conduite des eaux de l'Yvette et de Bièvre à PARIS, en soixante-sept planches".

"Approuvé par l'Académie Royale des Sciences".

"Dédié au Roi par M. PERRONET, Chevalier de l'Ordre du Roi, Son Architecte et Premier Ingénieur des Ponts et Chaussées, des Académies Royales des Sciences de PARIS, STOCKOLM, etc ... (Tome Premier, 1782)".

Ces photos ont été réalisées par "l'Atelier Dubure Photo".

S O M M A I R E

<u>AVANT-PROPOS</u>		1
<u>CHAPITRE 1</u>	GÉNÉRALITÉS	5
1.1.	Historique	5
1.2.	Morphologie d'un pont en maçonnerie	7
1.2.1.	La voûte	7
1.2.2.	Les murs de tête	11
1.2.3	Le remplissage	13
1.2.4.	Les piles et culées - Les murs en retour	14
<u>CHAPITRE 2</u>	LES MATÉRIAUX	17
2.1.	Les pierres et les briques	17
2.1.1.	Les pierres	17
2.1.2.	Les briques	24
2.2.	Les mortiers	25
2.2.1.	Les liants	25
2.2.2.	Les mortiers	27
2.3.	Le matériau composite "pierres et joints de mortier"	29
2.3.1.	Résistance à la compression simple	31
2.3.2.	Résistance à la traction	33
2.3.3.	Critère d'interface : cisaillement des joints	34
2.3.4.	Module d'YOUNG	35
2.3.5.	Synthèse	35

<u>CHAPITRE 3</u>	CONCEPTION ET RÉALISATION DES PONTS EN MAÇONNERIE	37
3.1.	Conception : Description des différents types de voûtes et d'appuis	37
3.1.1.	Définitions	37
3.1.2.	Les courbes d'intrados	38
3.1.3.	Les courbes d'extrados	40
3.1.4.	Voûtes en anneaux	42
3.1.5.	Les appuis : piles et culées	43
3.2.	Mode d'exécution des ponts en maçonnerie	45
3.2.1.	Les cintres	45
3.2.2.	La construction par phases	53
<u>CHAPITRE 4</u>	LE CALCUL DES VOÛTES EN MAÇONNERIE : HISTORIQUE	57
4.1.	Introduction	57
4.2.	Historique	57
4.2.1.	Avant le XIXème siècle : de LA HIRE à COULOMB	58
4.2.2.	Le XIXème siècle	62
4.2.3.	Le XXème siècle	67
4.3.	L'Épure de MÉRY	68
4.3.1.	Méthode graphique du tracé de la ligne de centres de pression passant par des joints fixés à l'avance	68
4.3.2.	Méthode de détermination des joints de rupture	75
<u>ANNEXE AU CHAPITRE 4</u>	NOTIONS DE STATIQUE GRAPHIQUE	77
1.	Définitions	77
2.	Propriétés des polygones funiculaires d'un système de forces (F_i)	78
<u>BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 2</u>		87
<u>BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 4</u>		91

AVANT - P R O P O S

Les ponts en maçonnerie constituent la majeure partie de notre patrimoine en Ouvrages d'Art tant par leur nombre (les plus récentes enquêtes montrent qu'ils représentent environ 80 % des ouvrages ayant une portée supérieure à 2 m) que par leur valeur historique et architecturale. Ce sont des ouvrages anciens (ils ont pour la plupart plus d'un siècle d'âge) aux caractéristiques géométriques limitées et souvent insuffisantes, auxquels les Gestionnaires sont tentés de prêter une solidité à toute épreuve sans s'en assurer, faute de savoir le faire. C'est à eux en particulier que l'on s'adresse en dernier recours pour le passage d'un convoi exceptionnel, de préférence à des ouvrages plus modernes.

Cette confiance est-elle justifiée ? Elle repose sur l'idée que dans un pont en maçonnerie, la charge permanente est nettement supérieure aux charges routières même exceptionnelles et que les désordres les plus graves ne proviennent que de leurs fondations. Si cette dernière affirmation est souvent vérifiée (et des exemples récents la confirment), il ne faut cependant pas en conclure qu'un tel ouvrage peut supporter n'importe quelle charge. Un pont, même en maçonnerie ne vieillit bien que s'il est entretenu et que si son étanchéité reste intègre. SEJOURNE écrivait dans son oeuvre, "Grandes Voûtes" : "on peut croire impérissable un pont en maçonnerie bien fondé, en bons matériaux, avec une bonne chape bien protégée". Le défaut de la cuirasse apparaît là : le mauvais étanchement des ouvrages, soit par mauvaise conception, soit par entretien insuffisant ou inexistant, affaiblit la capacité portante de ces ouvrages par disparition ou désagrégation des joints de mortiers. Ce phénomène est aggravé par les effets du trafic moderne : circulation lourde, intensive qui sollicite de façon dynamique les structures et les matériaux. Bien plus, même lorsqu'il a bien vieilli, un pont en maçonnerie ne peut pas recevoir sans une étude préalable une charge lourde. Ce ne sont pas tous des ouvrages massifs, le matériau maçonnerie n'a pas des capacités de résistance illimitées, leurs fondations ne sont pas inébranlables et les modifications géométriques qu'on leur impose pour répondre aux besoins de la circulation moderne les soumettent à des modes de fonctionnement nouveaux et à des contraintes supplémentaires. De fait, il s'avère que, en utilisant des coefficients de sécurité raisonnables, nombre d'ouvrages semblent à la limite de leurs capacités de résistance. SÉJOURNÉ écrivait aussi : "Il est quelquefois permis d'être hardi, même très hardi : mais il faut savoir qu'on l'est". Il faut donc, au moins dans les cas suivants, s'assurer de la marge de sécurité présentée par un pont en maçonnerie :

- Autorisation de passage d'un convoi exceptionnel.
- Modification sensible de la nature du trafic empruntant l'ouvrage (exemple : ouverture d'une carrière à proximité).
- Modernisation de l'ouvrage par élargissement.
- Ouvrage présentant des désordres de fondations et/ou de structure.

Ce problème n'est pas simple et lorsqu'on l'aborde, on est amené à se poser les questions suivantes :

- * Quelle est la géométrie de la structure et plus précisément de la partie résistante de la structure ?
- * Quelles sont les capacités de résistance du (ou des) matériau (x) la constituant ?
- * Quel est le chargement appliqué à la structure ?
- * Comment évaluer la stabilité, c'est-à-dire à la fois comment modéliser la structure et quelle méthode de calcul employer ?
- * Quelle marge de sécurité adopter sur ce calcul, c'est-à-dire que vaut la connaissance que l'on a de l'ouvrage, que vaut sa modélisation, que vaut la méthode de calcul ?

Pour tenter de répondre à ces questions, au moins partiellement, trois documents ont été rédigés qui ont pour thèmes :

- * Historique et constitution des ponts en maçonnerie.
- * Évaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture.
- * Guide pour l'utilisation du programme VOÛTE en vue de la détermination de la stabilité des ponts en maçonnerie.

Ces documents, regroupés sous le titre général "Constitution et Stabilité des ponts en maçonnerie" constituent une présentation (non exhaustive) de quelques aspects de la morphologie et du fonctionnement des ponts en maçonnerie directement utiles à l'évaluation de leur stabilité. Toutefois, on s'est attaché à rédiger chacun d'eux, de façon à les rendre aussi indépendants que possible (1), leur thème leur conférant un intérêt propre.

Le présent document "Historique et Constitution" est essentiellement descriptif. Il apporte les notions nécessaires au calcul des ponts en maçonnerie et à la compréhension des phénomènes pathologiques susceptibles de les affecter.

Au premier chapitre, un bref historique retrace l'évolution des ouvrages en maçonnerie au cours des âges. S'ils sont devenus de plus en plus hardis, en particulier grâce à l'expérience des constructeurs mais aussi grâce à leur calcul, ces ponts ont conservé une morphologie typique, caractéristique de leur fonctionnement et qui leur confère une grande robustesse. Les traits principaux en sont présentés.

Le deuxième chapitre montre que le matériau maçonnerie est un

(1) **NOTA** : Les références entre les trois documents indiquent le numéro du document concerné (I, II, ou III, correspondant à l'ordre de présentation ci-dessus).

matériau complexe que l'on connaît très mal, bien qu'il soit employé depuis très longtemps. Il fait l'objet, encore à l'heure actuelle, de nombreuses recherches et les résultats utilisables directement dans les calculs sont présentés dans cette partie. La conclusion peut surprendre : la maçonnerie n'a pas une résistance à la compression "infinie" et il est indispensable d'en tenir compte dans les calculs. Les coefficients de sécurité adoptés par les Anciens n'étaient pas tellement exagérés.

Par ailleurs, quelques propriétés des pierres et des liants sont présentées sous l'angle du fonctionnement et de la pathologie de l'ouvrage.

Le troisième chapitre aborde les problèmes de conception et de réalisation des voûtes en maçonnerie : définition des courbes d'intrados et d'extrados, techniques d'exécution des voûtes. Elle est importante pour la compréhension du fonctionnement d'une voûte autant que pour la réparation ou la reconstruction d'une voûte.

Le quatrième chapitre est une présentation historique du calcul des voûtes et essentiellement de la méthode la plus connue (c'est-à-dire très peu à notre époque), celle de l'épure de MÉRY. Cette méthode, redoutée par les Ingénieurs peut être parce qu'elle est graphique, est pourtant très simple à mettre en oeuvre et a le mérite d'avoir permis la construction de nombreux ouvrages qui ont tenu.

Ce document, tout en donnant des éléments de culture générale, constitue une introduction aux développements du deuxième document consacré à l'exposé théorique de l'évaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie, telle qu'on peut la formuler de nos jours. Le troisième document présente, quant à lui, l'outil informatique conçu au S.E.T.R.A. pour appliquer cette théorie toute récente mais aux fondements anciens et profondément ancrés dans les pratiques et les modes de raisonnement des Ingénieurs.

Tous les problèmes ne sont évidemment pas abordés dans ces documents et de nombreuses recherches restent encore à mener pour lever les incertitudes qui pèsent sur le calcul des ouvrages en maçonnerie.

- . Les hypothèses faites sur les caractéristiques de l'ouvrage (géométrie interne, matériaux) ont une influence considérable sur les résultats. Il importe de rechercher des procédés simples pour déterminer la géométrie de la voûte et d'étudier le matériau maçonnerie (il faut entendre ici les propriétés mécaniques de la maçonnerie telle qu'on la rencontre dans les ouvrages et non de la maçonnerie "idéale" en Laboratoire).
- . L'évaluation de la stabilité est faite en considérant une partie active, résistante, la voûte, soumise à son poids propre, aux charges permanentes provenant du reste de l'ouvrage considéré comme passif et aux charges routières. Quelle peut être la marge supplémentaire de sécurité (ou le supplément de capacité portante) apportée par les murs de tête, par le remplissage surmontant la voûte ?
- . Le calcul qui est présenté est un calcul plan : on ne considère pas les effets de la répartition transversale des charges si ce n'est d'une façon forfaitaire et très simpliste (souvent justifiée).

. La méthode de calcul utilisée fournit une valeur par excès de la capacité portante de l'ouvrage. Comment évaluer cet excès ?

Voilà autant de points d'interrogation sur la structure d'un pont en maçonnerie et son comportement sans compter ceux qui se posent sur les fondations pour lesquels toute la théorie est à bâtir. La méthode proposée ici ne prétend pas éluder ces problèmes mais elle les "cache" humblement dans un coefficient égal à 3 : jusqu'à ce que l'on ait une meilleure connaissance de ces ouvrages, pour évaluer la stabilité des voûtes, accepter, malgré ses insuffisances, cette approche, c'est ce que ces documents proposent aux Gestionnaires d'un patrimoine inestimable.

1. GÉNÉRALITÉS

1.1. HISTORIQUE

La construction des ponts en maçonnerie remonte à une très haute antiquité car le premier pont mentionné dans l'histoire, celui de l'Euphrate, à Babylone, a été édifié vers 1900 avant Jésus-Christ. Encore ce pont n'était-il formé que de travées droites en bois, reposant sur des piles en maçonnerie faites de briques cuites cimentées en asphalte. L'emploi de voûtes en pierres appareillées a vraisemblablement pris naissance en Asie mais le vestige le plus ancien semble être une porte étrusque datant de 800 avant Jésus-Christ. Les Romains ont ensuite emprunté la voûte aux Etrusques et l'ont appliquée à la construction des ponts.

Les ponts romains sont des ponts robustes, en plein cintre, reposant sur des piles épaisses, d'une largeur égale à environ la moitié de l'ouverture de la voûte. Leur portée moyenne varie entre 10 et 20 mètres : la plus grande arche romaine, celle du pont d'Auguste, près de Narni, a une portée de 34 mètres. Les Romains pratiquaient la construction par rouleaux, l'évidement des tympans et utilisaient un mortier pouzzolanique d'excellente qualité, mis en oeuvre dans leurs petits ouvrages.

La voûte romaine se transforma en voûte ogivale en Orient, s'adaptant aux traditions architecturales des Perses avant de revenir en Occident pour être largement imitée sous l'influence du style gothique. Rares sont les ponts construits en Occident avant le XI^{ème} siècle (pont d'Espalion sur le Lot vers 780) mais le Moyen-Age verra s'édifier un nombre considérable d'ouvrages aux formes variées et hardies.

Nous citerons en France le pont d'Albi sur le Tarn (1035-1178), le pont Saint-Benezet en Avignon sur le Rhône (1177-1187), l'ancien pont de Carcassonne sur l'Aude (1180), le Petit Pont à Paris sur la Seine (1174), le pont Valentré à Cahors sur le Lot (1231), le pont Saint-Martial à Limoges sur la Vienne (début XIII^{ème} siècle), les ponts d'Entraigues sur le Lot et la Truyère (début XIII^{ème} siècle), le pont d'Ouilly sur le Tech (1366) comportant une seule arche en plein cintre de 45 mètres d'ouverture et le pont de Vieille-Brioude sur l'Allier (XV^{ème} siècle) comportant une seule arche de 54,20 mètres d'ouverture, aujourd'hui disparu mais qui a été pendant 4 siècles la plus grande voûte en pierres existante.

Les ouvrages de cette époque ont pour caractères principaux de se composer d'arches souvent très inégales, dont les voûtes sont en arc peu surbaissé, en plein cintre ou en ogive (forme qui permet de diminuer les poussées) et qui reposent sur des piles épaisses aux extrémités très saillantes au moins en amont. Les largeurs entre murs de tête sont faibles et le passage présente toujours des rampes et des pentes très fortes.

Par la suite, du XVI^{ème} au XVIII^{ème} siècle, l'usage des voûtes surbaissées s'est multiplié, l'ornementation a pris un caractère inhabituel et les procédés de construction ont été beaucoup améliorés, en particulier, en ce qui concerne les fondations en rivière. Les ponts les plus remarquables pour cette période sont, en France, le pont Notre-Dame (1500-1507), le Pont-Neuf (1578-1604), le pont Saint-Michel (1617), le pont Marie (1635), le pont au Change (1639), le pont de la Tournelle (1656), le pont des Tuileries ou pont Royal (1685) très sobre pour Paris sur la Seine, le pont de Tournon sur le Doux (1373-1583) comportant une arche unique de 49,20 m d'ouverture, surbaissée au tiers, le pont de Claix sur le Drac (1611) comportant une arche unique de 45,65 m d'ouverture surbaissée au tiers et deux ouvrages à l'élégance remarquable, le pont de Châtellerault sur la Vienne (1609) et le pont de Toulouse sur la Garonne (1632).

Mais c'est au XVIII^{ème} siècle et plus particulièrement à partir de 1750 avec Perronet qu'une impulsion extrêmement vive a été donnée à la construction des ponts en maçonnerie et que de grandes modifications se sont opérées dans les formes, par la réduction de l'épaisseur des piles, par un emploi plus fréquent des voûtes en arc de cercle et par l'introduction de surbaissements de plus en plus prononcés. Alors qu'il est considéré comme une règle absolue de donner aux piles une épaisseur égale au cinquième de la portée, Perronet propose et réussit à faire admettre l'adoption d'épaisseurs égales au dixième de la portée et de surbaissements variant entre 1/5^{ème} et 1/7^{ème}. Ces allègements permettent de réduire de façon importante l'obstacle à l'écoulement des eaux constitué par l'ouvrage. Bien entendu, la technique de construction des arches est en même temps modifiée pour assurer leur stabilité en phase provisoire (piles non auto-stables). Les ouvrages les plus marquants de cette période sont le pont de Saumur sur la Loire réalisé en 1762 par de Cessart rendu célèbre par l'invention de la scie à recéper les pieux sous l'eau, le pont de Moulins sur l'Allier réalisé en 1764 par de Régemortes (radier général), le pont de Tours sur la Loire (1765-1787) réalisé par de Bayeux, les ponts de Nogent-sur-Seine (1769), de Neuilly (1768-1773), de la Concorde (1787-1792), de Nemours (1796-1805) au surbaissement du 1/15^{ème} sur la Seine, de Sainte-Maxence (1774-1785) sur l'Oise, tous réalisés par Perronet. Outre ces ouvrages remarquables, il convient de ne pas oublier ceux de l'Ecole Bourguignonne ni ceux de l'Ecole du Languedoc, écoles qui échappaient au contrôle du Corps des Ponts et Chaussées.

L'Ecole Bourguignonne se résume dans l'oeuvre de Gauthey, qui conserve les règles traditionnelles de dimensionnement et dont les ouvrages sont caractérisés par des insuffisances dans les fondations. Son originalité réside dans la décoration de ses ponts, parmi lesquels le pont de Navilly sur le Doubs (1780).

L'Ecole du Languedoc, fortement inspirée par la tradition romaine, produit un nombre considérable d'ouvrages, souvent constitués d'arches de grande portée, aux proportions harmonieuses. L'exemple le plus majestueux en est certainement le pont de Gignac sur l'Hérault de Garipuy (1766-1810), formé de trois arches de 21,80 m, 47,26 m, 21,80 m d'ouverture, dont Séjourné a dit : "clair, hardi, grandiose, c'est peut-être le plus beau pont du XVIII^{ème} siècle".

Le XIX^{ème} siècle marque le début de l'ère industrielle et connaît un développement sans précédent des transports, surtout dans sa deuxième moitié, après l'invention du chemin de fer. Les ponts édifiés en maçonnerie se multiplient et il n'est pas possible de s'étendre ici sur toutes les réalisations de cette époque. Sur la lancée de Perronet, les Ingénieurs exploitent les progrès de la "Résistance des Matériaux" pour calculer les voûtes et tirer le meilleur parti des matériaux. Un progrès considérable est fait grâce à l'invention du ciment naturel moderne découvert en 1791 par Parker en Angleterre et surtout grâce aux travaux de Vicat en France (1813-1818) qui pose les bases de l'industrie des liants hydrauliques. C'est aussi le siècle du métal et du béton : la concurrence entre les maçonneries et le métal d'abord, le béton ensuite amène la réalisation d'ouvrages de plus en plus hardis (et économiques). Le stade ultime des voûtes et arcs en maçonnerie est représenté par les ponts à deux anneaux de Séjourné qui, dans ses réalisations remarquables, modernise une technique fort ancienne ("Ribbed Arch" du XI^{ème} siècle en Angleterre) : ce sont les ponts Adolphe à Luxembourg (1899-1903), des Amidonniers à Toulouse (1904-1907), de Sidi-Rached à Constantine (1908-1912).

L'apparition du béton armé rend les Ingénieurs de plus en plus audacieux et fait peu à peu disparaître les réalisations de ponts en maçonnerie, tout en conservant au départ les lignes maîtresses des derniers grands ponts en maçonnerie, comme au pont de Villeneuve d'Agen construit sur le Lot par Freyssinet.

1.2. Morphologie d'un pont en maçonnerie

Une arche de pont en maçonnerie est constituée d'une voûte, reposant sur les piles ou les culées, surmontée d'un remplissage ou remblai supportant la chaussée et soutenu par les murs de tête (Figures 1a et 1b).

1.2.1. La voûte (Figure 2)

La voûte est la partie "active" de l'ouvrage. C'est le solide compris entre :

- . 2 cylindres à génératrices horizontales : intrados et extrados.
- . 2 plans verticaux le plus souvent perpendiculaires aux génératrices : ce sont les plans des murs de tête.
- . 2 plans parallèles aux génératrices et perpendiculaires à l'intrados : naissances si la voûte est complète, c'est-à-dire si la tangente à l'intrados y est verticale, retombées dans les autres cas : la voûte porte alors le nom d'arc.

La voûte se définit généralement par la forme de son intrados, l'extrados étant rarement visible (Cf. Remarque 2). Elle peut être décomposée en plusieurs parties aux fonctions bien définies et se différenciant par la nature et la qualité des matériaux qui y sont mis en oeuvre (Figure 3). Ce sont, dans l'ordre de la qualité décroissante de ces matériaux :

DESCRIPTION D'UNE ARCHE DE PONT

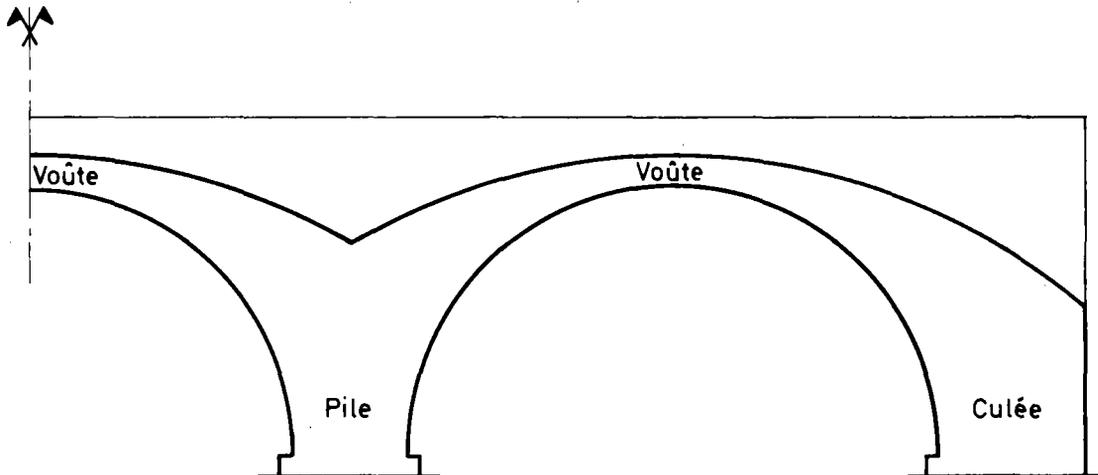


FIGURE 1a : Coupe longitudinale

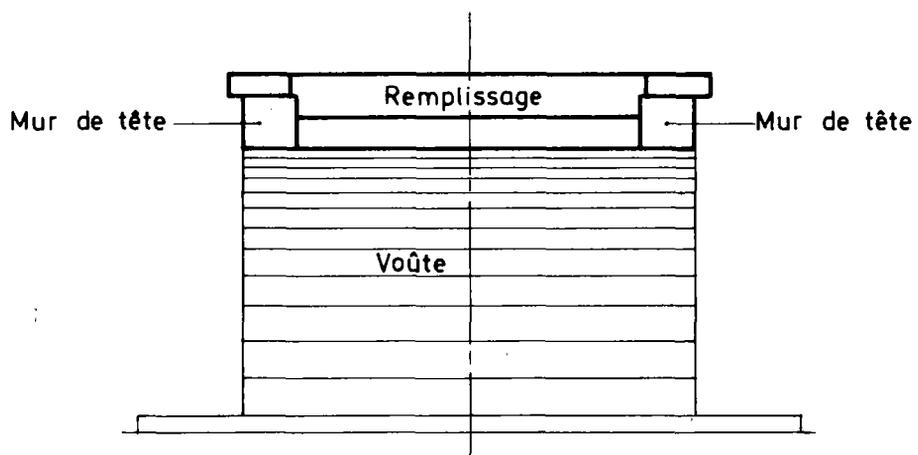


FIGURE 1b : Coupe transversale

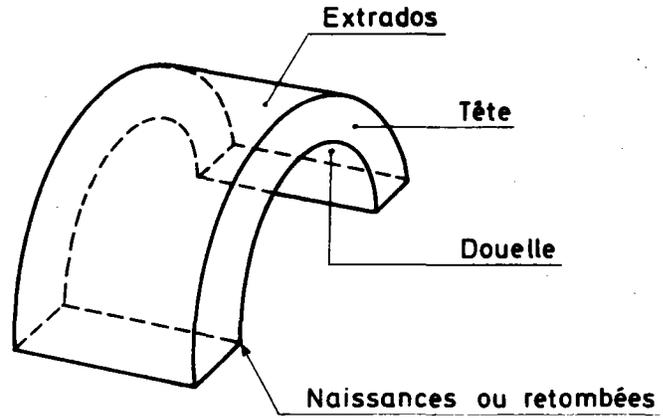


FIGURE 2 : Voûte

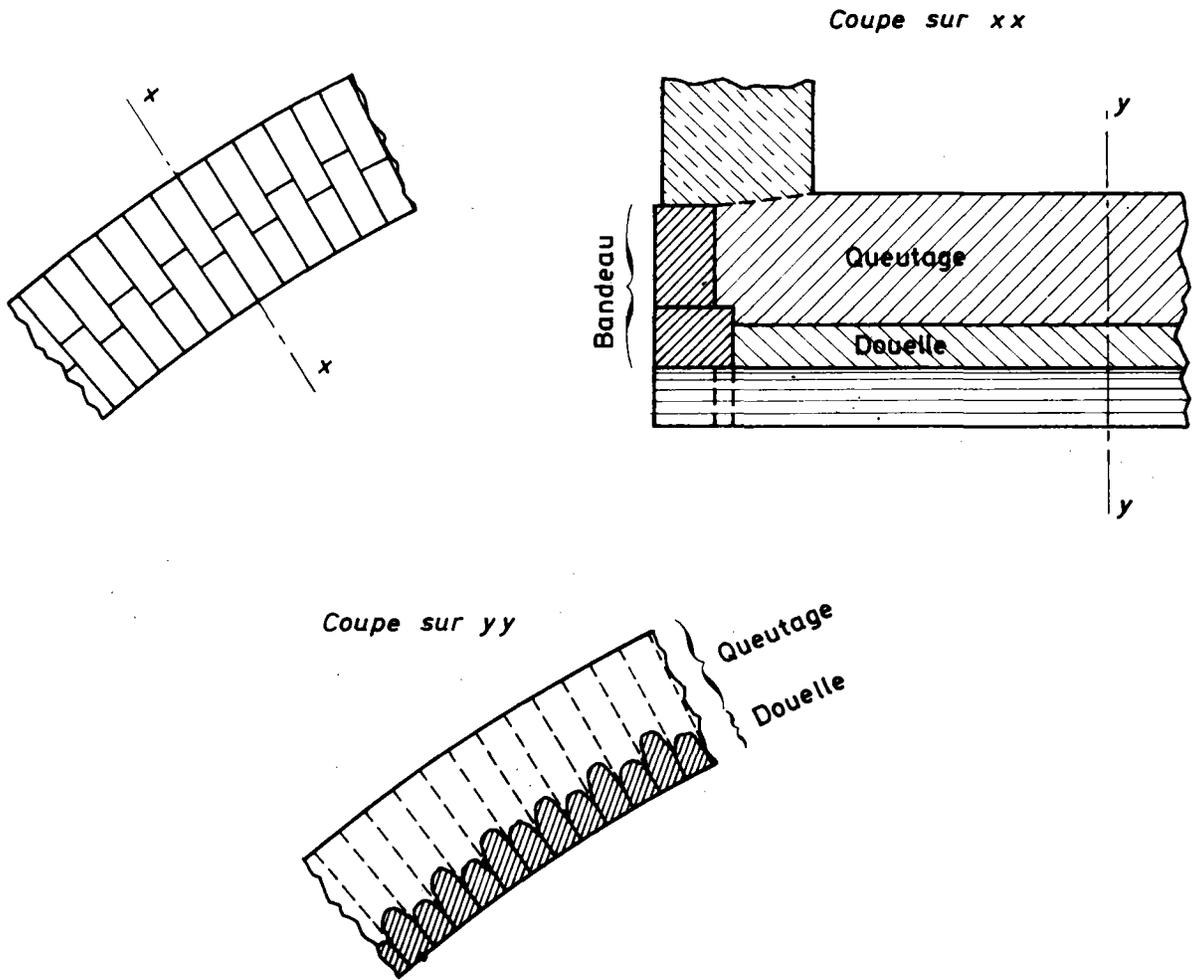


FIGURE 3 : Différentes parties d'une voûte

- Le bandeau, qui est la trace figurée de la voûte sur le plan des têtes. Il est souvent réalisé en moëllons d'appareil ou en pierres de taille (Cf. I - 2.1.1.1.). Dans les voûtes en plein cintre, les bandeaux ont une épaisseur uniforme : on dit alors qu'ils sont extradossés parallèlement.
- La douelle, qui est la partie inférieure de la voûte, située entre les bandeaux et qui, selon les règles de l'art, devrait être en moëllons équarris ou d'appareil, par assises de même queue (c'est-à-dire de longueur uniforme, la longueur d'une assise à la suivante pouvant varier).
- Le queutage, partie de la voûte surmontant la douelle, dont la constitution doit normalement différer selon qu'il est soumis à des pressions fortes ou faibles.
 - . dans le cas de faibles pressions, les tassements sont faibles et on peut se contenter de moëllons bruts ou équarris ou même de béton. Les moëllons sont liaisonnés avec du mortier de chaux ou de ciment,
 - . dans le cas de fortes pressions, les matériaux doivent être plus résistants et mieux équarris, plus homogènes avec les bandeaux et la douelle. Les joints y sont plus minces et faits de meilleur mortier.

Les assises du queutage sont parallèles aux assises de la douelle, normales à l'intrados en principe : elles s'imbriquent entre elles, ce qui assure une participation à la résistance plus homogène. Ce souci a quelquefois (mais très rarement en raison de la complication d'exécution) amené les Ingénieurs à réaliser les assises de la douelle de longueur inégale dans le sens longitudinal et transversal.

Il arrive que l'on observe dans une douelle la présence d'arcs doubleaux : ce sont des parties parallèles aux bandeaux, constituées de matériaux de meilleure qualité que ceux de la douelle. Ils sont soit d'origine et alors destinés à renforcer la voûte soit consécutifs à un élargissement de la voûte (anciens bandeaux restés en place).

REMARQUE 1

Les règles de l'art sont énoncées ci-dessus : il doit rester clair que les matériaux de la douelle et surtout du queutage ne sont pas toujours d'aussi bonne qualité qu'ils devraient l'être, ne serait-ce qu'en raison du vieillissement de l'ouvrage. Il résulte de l'hétérogénéité des matériaux de la voûte une désolidarisation du queutage par rapport à la douelle et de la douelle par rapport aux bandeaux, par suite de tassements différentiels : les efforts se reportent alors sur les parties les plus rigides et les plus résistantes, bandeaux et arcs doubleaux s'il en existe.

REMARQUE 2

La géométrie du bandeau n'est généralement pas représentative de la géométrie interne de la voûte. Il faudra donc procéder à des investigations pour retrouver cette géométrie.

REMARQUE 3

On distingue, sur le plan du fonctionnement des structures, deux types de voûte :

- les voûtes inarticulées,
- les voûtes articulées.

Les voûtes articulées en maçonnerie ont été imaginées par Dupuit en 1872. Il a proposé d'établir ces voûtes avec trois articulations, l'une à la clé, les autres aux retombées. L'arc est alors isostatique et devient très simple à calculer. Ce mode de construction, d'exécution très délicate, n'a pas été adopté en France pour les ouvrages en maçonnerie mais il a été fréquemment adopté pour les arcs en béton armé. Nous ne considérerons donc pas ici cette disposition.

1.2.2. Les murs de tête (figure 4)

Ils sont constitués par :

- le tympan,
- la plinthe,
- le parapet,
- le couronnement.

1.2.2.1. Les tympans

Ils ont pour rôle premier d'être un mur de soutènement vis-à-vis des remblais qui transmettent les charges à la voûte. Séjourné en dit qu'"ils chargent les voûtes et travaillent peu". Cette affirmation doit être considérée de façon très critique car s'il n'est pas douteux qu'ils chargent la voûte, ils assurent également un rôle porteur (poutres latérales). C'est ainsi que des ingénieurs indiens, ont pu, à la suite d'essais sur des ouvrages réels, évaluer cette contribution entre 10 % et 20 % de la portance de la voûte seule (Agrawal 1972). Des ouvrages ont été ruinés à la suite de la suppression de leurs parapets. Bien évidemment, cette résistance supplémentaire n'existe que tant que la liaison entre la voûte et les tympans est intègre.

Ce sont donc des murs dont le parement extérieur est généralement vertical mais dont le parement intérieur présente souvent un fruit et même des redans afin d'améliorer la stabilité. La base du tympan a une épaisseur voisine de celle de la voûte.

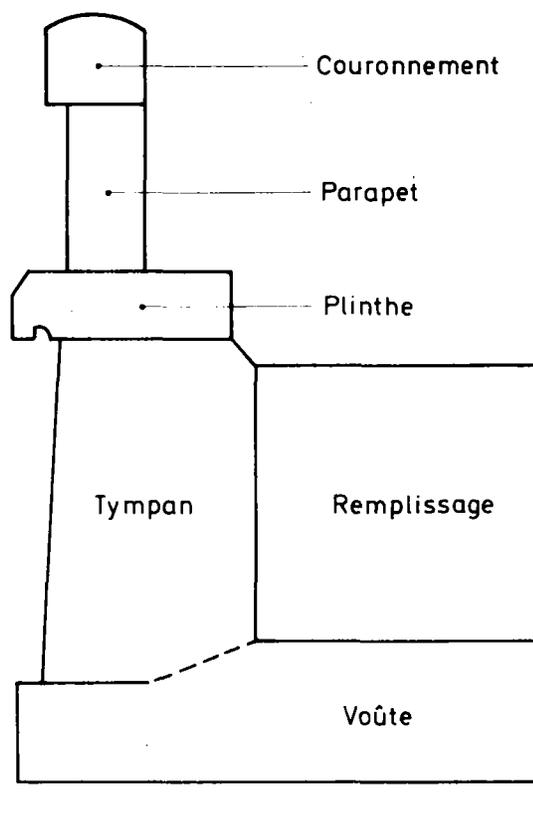


FIGURE 4 : Le mur de tête

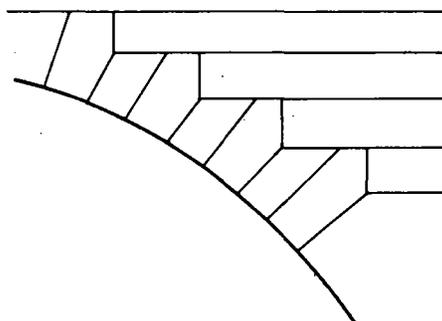


FIGURE 5 : Tympan : Appareil en tas de charge

L'appareil et les matériaux des tympans sont simples. Les assises sont souvent reçues sur des crossettes (Figure 5) à la jonction avec le bandeau ("tas de charge").

On y rencontre souvent des joints verticaux, qui suivent les joints entre les pierres, prolongés à travers le couronnement et le parapet. Ils ont pour rôle d'éviter l'apparition de fissures sous effets thermiques et mécaniques.

L'ensemble tympan-bandeau a une rigidité bien plus grande que le corps de voûte (douelle-queutage), ce qui est à l'origine de fissures plus ou moins ouvertes à la jonction bandeau-douelle et même de fractures. On peut également rencontrer des fissures avec un décrochement transversal à la jonction tympan-bandeau, par suite de poussées excessives sur le tympan.

1.2.2.2. La plinthe, le parapet et le couronnement

Ce sont des éléments architecturaux, qui ont également un rôle de retenue.

1.2.3. Le remplissage

Il est contenu entre les murs de tête et la voûte : son rôle est de répartir les charges sur la voûte.

Dans les ponts anciens, ce remplissage est souvent constitué de matériaux hétérogènes, de qualité plus ou moins bonne, argileux et qui poussent sur les tympans mais ce jugement ne doit pas être généralisé hâtivement comme le prouve l'exemple du pont de Beaugency (XIV^{ème} siècle) où l'on a trouvé un excellent remblai constitué de couches de pierres plates.

Le remplissage participe à la portance de l'ouvrage par ses effets répartiteurs (dans le sens transversal et longitudinal), armotisseurs des effets dynamiques et éventuellement mécaniques lorsqu'il est de très bonne qualité. Toujours d'après la même source (Agrawal 1972), l'effet répartiteur accroît de 10 % la portance de la voûte seule pour une épaisseur de remblai de 0,30 m à la clé. La rigidité du revêtement de chaussée peut, selon les cas, augmenter encore ce surcroît de portance.

Les constructeurs ont cherché à réduire le poids de ce remblai, qui surcharge à l'excès la voûte :

- soit en utilisant des matériaux légers et qui poussent moins (sable propre, déchets de carrière). Un exemple extrême en est le pont dit "Pont-y-tu-Pridd" au Pays de Galles (1749-1750) : son constructeur, raconte Séjourné, "un maçon qui avait acquis quelque réputation dans le pays", nommé William Edwards, n'a pas manqué de persévérance : après deux réalisations qui s'avèrent infructueuses, soit en raison de crues soit par excès de charge aux reins, il résout ce dernier problème en élégissant les tympans (Cf. ci-dessous) et en remplissant de charbon de bois l'intervalle entre les tympans.

- soit en construisant des évidements longitudinaux ou transversaux, sur des grandes voûtes. "On n'évide pas - ou guère - au-dessus des pleins cintres de moins de 15 m, des arcs peu surbaissés ou des ellipses de moins de 20 m, des arcs très plats de toute portée", selon Séjourné.

Ces évidements présentent en outre l'intérêt d'aérer les voûtes principales mais leurs inconvénients ne sont pas négligeables :

- les voûtes d'évidement longitudinales poussent sur les tympans et répartissent très mal les charges sur les voûtes principales,
- les voûtes d'évidement transversales créent un point d'appui "dur" à leur retombée sur la voûte principale. Des fissures d'origine thermique apparaissent de façon systématique dans ces voûtes et d'origine mécanique à leur retombée dans la voûte principale. (Exemple du pont des Amidonniers sur la Garonne à Toulouse, cité par Séjourné lui-même).

Dans les ponts les plus récents, les voûtes d'évidement ont été réalisées en béton armé et sont constituées d'une dalle reposant sur des poteaux ou sur des voiles transversaux (ponts de la Caille et de Plougastel).

1.2.4. Les piles et culées - Les murs en retour

Ces parties d'ouvrages ne présentent pas de caractère particulier, hormis du point de vue du fonctionnement de l'ouvrage et de leur dimensionnement, aspects qui sont abordés plus loin. Pour les fondations proprement dites, le lecteur se reportera au document commun L.C.P.C. - S.E.T.R.A. "Fondations de ponts en site aquatique en état précaire".

Pour les fûts des appuis, on retiendra que, à l'instar des voûtes, on distingue une partie résistante et une partie remplissage :

- . Le "parement" des fûts (c'est-à-dire la périphérie sur une certaine épaisseur) constitue la partie résistante, réalisée en moëllons d'appareil dans les angles et en moëllons équarris ou même en moëllons bruts.
- . Le remplissage, au coeur de l'appui, constitué de moëllons bruts ou de tout venant lié ou non par du mortier, n'offre pas de caractéristiques particulières de résistance mécanique et peut même parfois être de qualité très médiocre et/ou très hétérogène.

La raison de cette différenciation réside dans le fait que la zone de passage des efforts est en général proche du parement, les piles étant souvent très épaisses. On peut donc penser que, dans les piles de faible épaisseur, l'homogénéité est meilleure : il convient de s'en assurer. En outre, il est souhaitable de disposer d'une base de l'appui homogène et plus rigide afin de bien répartir les efforts sur la fondation.

Il arrive que, dans le cas de fondations superficielles, par suite d'affouillements, le coeur de l'appui se vide plus ou moins de son remplissage. Si ce remplissage tasse par rapport au parement, les efforts seront repris par la maçonnerie noble qui peut alors s'avérer insuffisante (fissure par excès de compression, dislocation,..). D'autres désordres peuvent provenir des liants mis en oeuvre dans ce remplissage (Cf. I - 2.2.1.)

2. LES MATÉRIAUX

Les développements présentés ci-dessous ont été rédigés à partir de quatre documents principaux qui sont :

- Grandes Voûtes de Séjourné (1916) (19).
- Cours de Matériaux de Construction de Mesnager professé à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (1908) (13).
- Maçonneries, Béton, Béton Armé de G. Debes (1935) (3).
- Technologie des maçonneries de A. Lootvoet (1981) (11).

Seuls les matériaux utilisés dans les maçonneries seront présentés ici : sont donc exclus les matériaux de remplissage. On distingue :

- les pierres et les briques d'une part,
- les mortiers d'autre part.

2.1. Les pierres et les briques

2.1.1. Les pierres

On a employé à peu près toutes les pierres naturelles sauf les pierres très tendres. Leur classification varie suivant les auteurs. On peut distinguer :

- Les pierres calcaires, les grès et toutes les autres en prenant comme critère l'attaque par l'acide chlorhydrique.
- Les pierres d'origine sédimentaire et les pierres d'origine ignée, les premières n'étant ni homogènes ni isotropes à la différence des secondes, ce qui leur confère des propriétés mécaniques différentes.
- Les pierres calcaires et les pierres siliceuses, les premières étant les plus utilisées.

Il n'est pas question de refaire un cours de géologie mais de donner les éléments relatifs au matériau "pierre" nécessaires à la compréhension du fonctionnement d'un ouvrage en maçonnerie. Nous présenterons :

- la dénomination et le travail des pierres,
- les caractéristiques physiques et mécaniques des pierres.

2.1.1.1. Dénomination et travail des pierres

Il est important de connaître la classification des éléments de maçonnerie puisqu'elle est utilisée dans les documents (en particulier les archives) et que cette connaissance contribue à mieux comprendre les rôles respectifs des diverses parties de l'ouvrage. Bien qu'il n'y ait pas eu de normalisation à proprement parler, on peut proposer, en suivant les pas de Séjourné, la classification suivante par ordre de dimensions et de finesse d'élaboration.

- a) - Les pierres de taille (PT), éléments de grandes dimensions, de hauteur d'assise comprise entre 0,25 m et 0,60 m, de largeur comprise entre 1,5 et 2 fois la hauteur. Elles présentent un ou plusieurs parements finement travaillés.

Elles sont utilisées dans les parties nobles (résistance et/ou esthétique - architecture) : bandeaux, crossettes d'appui des piles des voûtes d'élévage, plinthes, corbeaux, couronnements et chaperons des piles.

- b) - Les moëllons d'appareils (MA ou MAV lorsqu'ils sont taillés en voussoirs), sont des "pierres d'appareil" de petites dimensions.

Ils sont utilisés dans les angles des piles et des culées des grands ouvrages, dans le couronnement des parapets, les bandeaux des voûtes.

- c) - Les moëllons d'assise ou moëllons équarris (ME ou MEV lorsqu'ils sont taillés en voussoirs), sont des pierres de petites dimensions dont la tête est équarrée et travaillée pour dessiner en parement des assises régulières. Dans l'ordre décroissant de finesse, on distingue :

- les moëllons piqués,
- les moëllons smillés,
- les moëllons têtus.

Ils sont utilisés dans les douelles des voûtes, les queutages des grandes voûtes, les parements vus des tympans, les parapets.

- d) - Les moëllons bruts ou ordinaires (MO, MOI("opus incertum"), MOH (assises horizontales grossières), MOV (employés en voûte)), qui vont du moëllon réellement brut, tel qu'il est extrait, au moëllon tétu.

Ils sont utilisés :

- pour les MO, de forme arrondie, ("tête de chat" ou "tête de chèvre") pour le gros oeuvre, dans le remplissage, les massifs de fondation, les corps des culées, les noyaux des piles, les murs en aile et en retour,

- pour les MOI et MOH, dans les parements vus des tympans, les murs en aile et en retour, les piles et les culées, les radiers, les murs de soutènement,
 - pour les MOV, de forme plate et allongée, dans les queutages des voûtes derrière la douelle.
- e) - Les libages (L) sont des pierres de bonne qualité et de grandes dimensions, grossièrement taillées.

Ils sont utilisés dans les zones très sollicitées en compression ou exposées aux chocs (socle des piles, soubassements).

2.1.1.2. Les caractéristiques des pierres

2.1.1.2.1. Les caractéristiques physiques

Les plus importantes sont :

- . La structure : compacte, oolithique, caverneuse, schisteuse,...
- . La forme et l'aspect de la surface des cassures : plane, arrondie, granuleuse, esquilleuse, feuilletée, ...
- . Le lit : les pierres sédimentaires et en particulier les pierres calcaires présentent des stratifications. Dans les constructions, on dispose les pierres de manière à avoir les lits normaux à la résultante des efforts.
- . L'homogénéité : présence de parties tendres, de fentes, de cavités remplies d'une matière étrangère pulvérulente ... On ne peut pas compter sur la résistance d'une pierre dont la constitution n'est pas régulière. Une bonne pierre a une contexture compacte, serrée et uniforme : elle rend un son clair sous le choc du marteau.
- . La dureté dont on peut se faire une idée avec la lame d'un couteau. Cette profondeur peut être reliée à la résistance de la pierre, l'entaille devant alors être faite dans des conditions précises (figure 1).
- . Les propriétés physiques proprement dites.
 - . La masse volumique (ou la densité par rapport à l'eau), que l'on tente de relier à la résistance à la compression simple f_{cp} , au moins pour les pierres calcaires. Selon MESNAGER (1908) (13), on aurait :

$$f_{cp} = 15 \frac{d-0,83}{2,82-d}$$

où f_{cp} est exprimée en MPa. La figure 2 donne les résultats expérimentaux ayant permis l'établissement de cette formule.

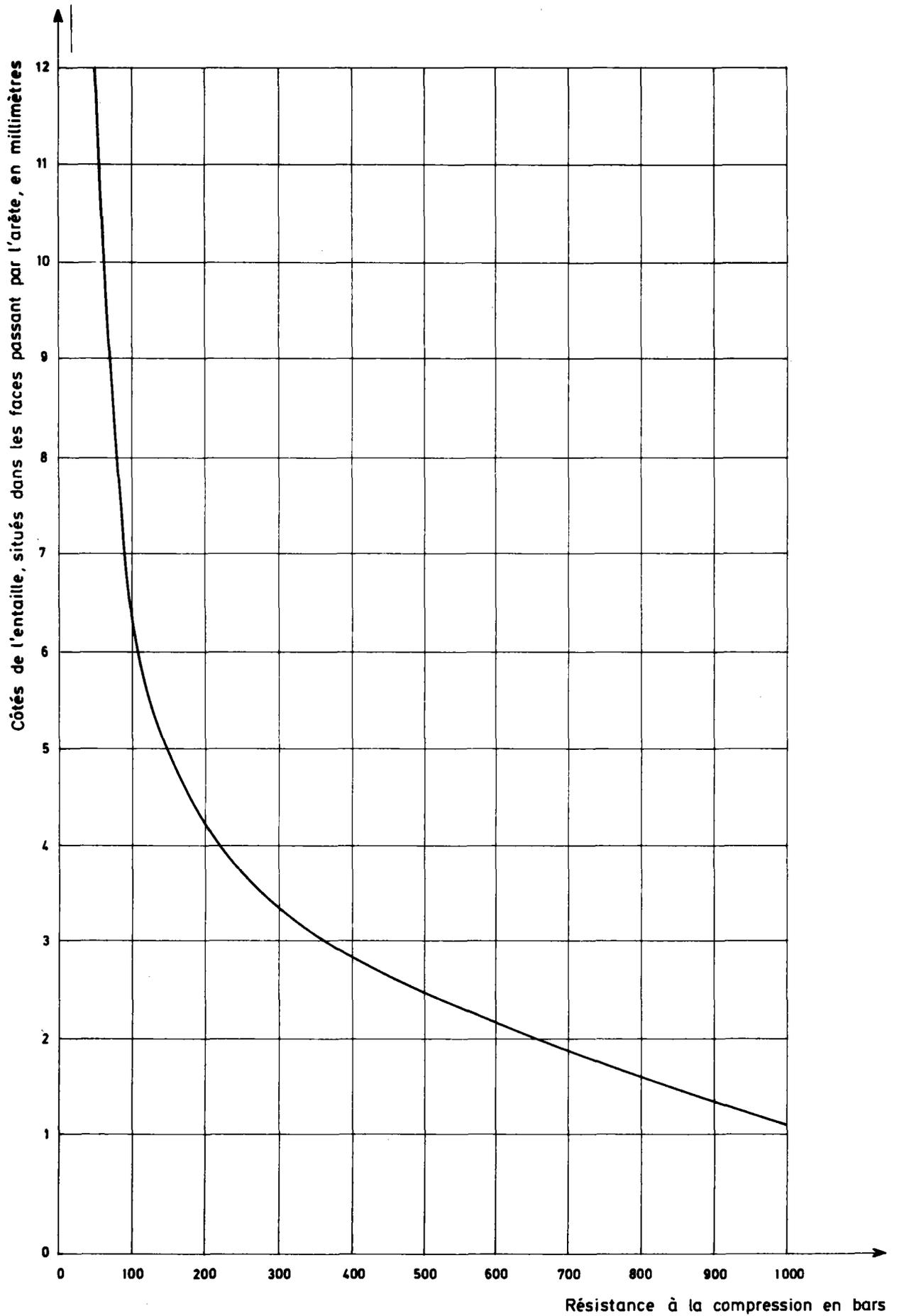
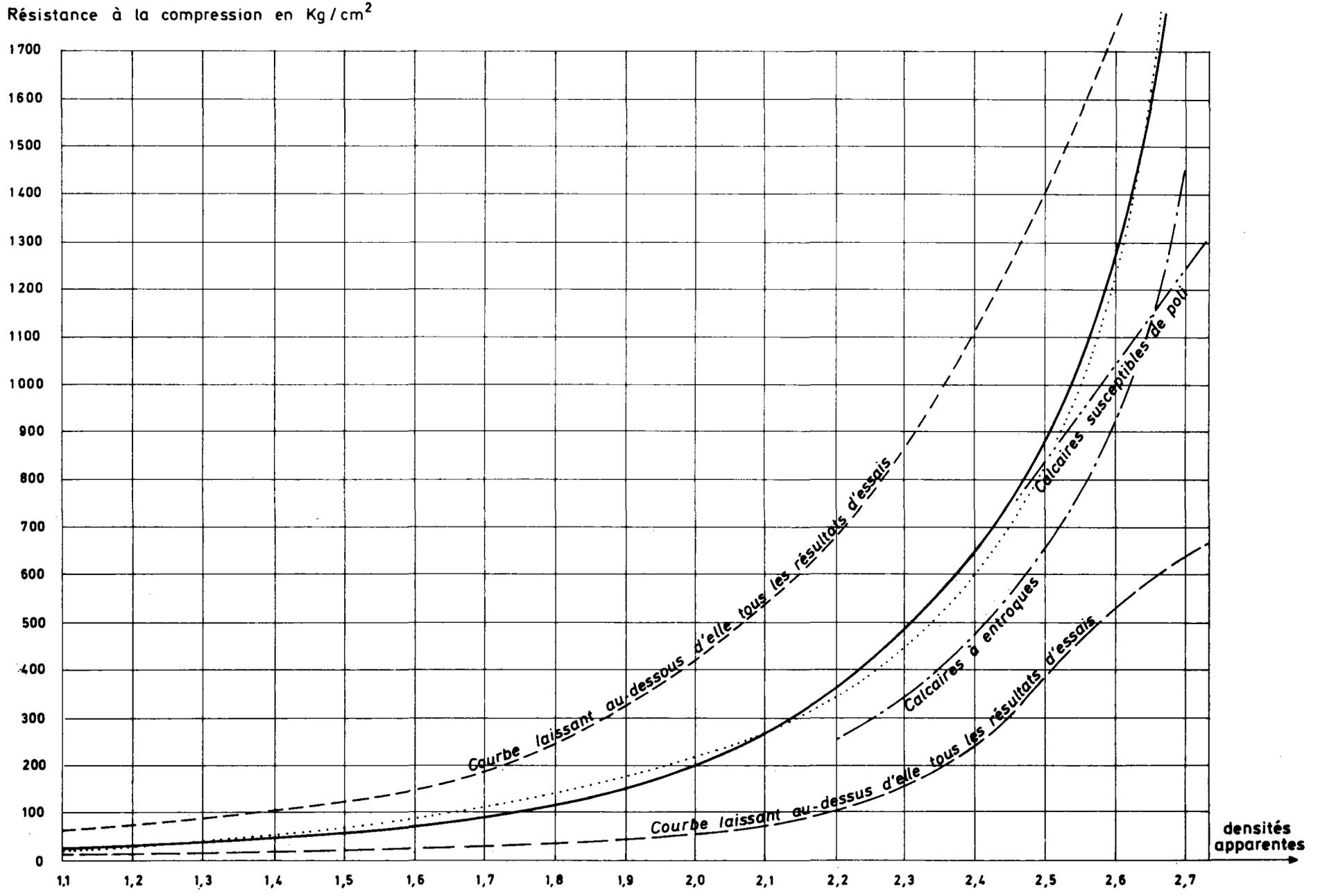


FIGURE 1 : Relation entre la profondeur d'entaille et la résistance à la compression des calcaires ordinaires

FIGURE 2 : Résistance des calcaires en fonction de la densité apparente



- . La porosité mesure le rapport du volume des vides au volume total. Elle est très variable. Selon DEBES (1935) (3):

Granite, quartzite, porphyre, basalte....	0 à 1 %
Grès	5 à 22 %
Calcaire dur	15 à 30 %
Calcaire tendre	30 à 50 %

Immédiatement après leur extraction, les pierres contiennent de l'eau incluse dans leurs pores, eau appelée "eau de carrière". Si elles sont extraites aux approches de l'hiver ou pendant l'hiver et si elles sont utilisées tout de suite, les pierres, conservant leur eau de carrière, risquent de se fendre et d'éclater sous l'action des cycles de gel-dégel.

- . La capillarité, rattachée à la porosité, est l'aptitude de la pierre à absorber de l'eau. Les pierres qui absorbent ainsi beaucoup d'eau sont susceptibles de souffrir des cycles gel-dégel. En outre, elles nécessitent l'utilisation de mortiers humides : elles risquent de perturber leur durcissement en pompant leur eau.
- . la perméabilité
- . la gélimité, reliée à la perméabilité et à la capillarité, est un défaut capital pour une pierre de construction. SÉJOURNÉ recommande de choisir ses pierres en observant les pierres tombales dans les cimetières locaux.
- . La dilatation sous l'effet de la température : le coefficient de dilatation thermique est de l'ordre de 10^{-5} degré⁻¹.

2.1.1.2.2. Les caractéristiques mécaniques

Il s'agit de façon classique, de :

- . La résistance à la compression simple f_{cp}

Comme pour le béton, elle est mesurée sur des éprouvettes, généralement en forme de cubes dont les dimensions sont normalisées et dont l'état d'imbibition est mesuré.

Toutefois, ces conditions précises de mesures n'ont bien évidemment pas toujours existé : il convient donc de considérer avec méfiance les valeurs présentées dans des documents anciens. Les résistances obtenues sont des résistances conventionnelles, différentes des résistances du matériau en place. Il était d'usage, autrefois, de prendre de larges coefficients de sécurité sur ces valeurs (environ 3).

La résistance à la compression simple des pierres est en général élevée ; (Tableau 1, extrait de "Propriétés Mécaniques des Matériaux de J.MANDEL-Annexe Mécanique des Sols et des Roches par P.HABIB") (12).

	Résistance à la compression simple f_{cp} en MPa	Résistance à la traction simple f_{tp} en MPa	Module d'élasticité E en 10^3 MPa
Craie	2 - 12	0,1 - 1,5	2 - 10
Calcaire ordinaire	7 - 40	0,5 - 5	5 - 30
Calcaire compact	40 - 100	4 - 15	30 - 60
Grès	7 - 60	0,5 - 5	7 - 50
Schiste	15 - 70	0 - 10	7 - 60
Granite	60 - 180	6 - 15	15 - 70
Quartzite	80 - 300	7 - 20	25 - 80

TABLEAU n° 1**REMARQUE**

L'état d'imbibition des matériaux en place peut faire varier dans des proportions importantes certaines de ces valeurs. Dans l'exemple du pont de Cloyes, la résistance à la compression simple des pierres de craie tendre valait en moyenne :

- 3,8 MPa lorsqu'elle était mesurée sur éprouvette sèche.
- 2,4 MPa avec une fourchette de 1,8 MPa à 3 MPa lorsqu'elle était mesurée sur éprouvette humide.

. La résistance à la traction simple f_{tp}

Elle est considérablement moindre que la résistance à la compression simple et par simplification, on considère qu'elle est nulle. A titre indicatif, des valeurs sont données dans le tableau n°1.

. Le module d'Young E

Il est possible de mesurer ce module mais sa prise en compte, comme on le verra plus loin, est sujette à caution, en raison du mode de fonctionnement même d'une voûte en maçonnerie. Des valeurs du module sont données dans le tableau n° 1.

2.1.2. Les briques

Les briques employées en maçonnerie sont obtenues à partir de certaines argiles durcies naturellement (briques crues) ou artificiellement (briques cuites).

2.1.2.1. Les caractéristiques des briques

2.1.2.1.1. Les caractéristiques physiques

Les plus importantes sont :

- . L'homogénéité de composition et de structure : une bonne brique doit avoir une structure massive et ne doit contenir aucune inclusion de matériaux étrangers.
- . La régularité des formes et des dimensions
- . l'altérabilité, fonction de la porosité et de la cohésion de la brique : risques de délitage sous l'action du gel et de l'humidité. La présence de nodules de chaux et de magnésie fait gonfler et éclater la brique sous l'action de l'humidité,
- . une bonne brique doit rendre un son clair sous le choc du marteau ; sa cassure doit être homogène, à grain fin ou serré ; elle doit être difficilement rayable par le fer ou l'acier.
- . La densité : les valeurs courantes sont données dans le tableau n° 2

2.1.2.1.2. Les caractéristiques mécaniques

Il s'agit, comme pour les pierres, de :

- . La résistance à la compression simple f_{cp} dont les valeurs courantes sont données dans le tableau n° 2.

Briques de qualité	Densité	f_{cp} en MPa
Inférieure	1,36	de 6 à 10
Moyenne	de 1,4	de 10 à 20
Très bonne	à 1,8	de 20 à 30
Exceptionnelle	de 1,8 à 2,2	de 35 à 70

TABLEAU n° 2

- . La résistance à la traction simple
Elle est faible et sera donc négligée (environ 3 % de f_{cp})
- . Le module d'Young E a des valeurs faibles (de 5 à 25 x 10³ MPa d'après les exemples rencontrés dans la littérature), mais la prise en compte de ce paramètre nécessite les mêmes précautions que pour les pierres.

2.2. LES MORTIERS

Nous n'aborderons ici que l'état des connaissances au XIXème siècle, époque qui a connu une évolution fondamentale dans le domaine des liants avec les découvertes de VICAT.

2.2.1. Les liants

2.2.1.1. Un bref historique

La chaux est connue depuis l'Antiquité la plus reculée mais son utilisation dans l'exécution des maçonneries remonte aux Etrusques.

Les Romains connaissaient l'art de faire de la chaux grasse et cuisaient le marbre le plus pur lorsqu'ils voulaient une chaux de qualité exceptionnelle. Ils utilisaient des pouzzolanes pour obtenir un mortier durcissant sous l'eau et de grande résistance.

Pendant les dix-huit siècles qui ont suivi l'époque romaine, aucun progrès n'est apparu.

Au XVIIIème siècle, on connaissait quelques espèces de chaux hydraulique et quelques produits pouzzolaniques (exemple de la chaux de METZ).

Le premier ciment naturel moderne est découvert par l'Anglais J. PARKER en 1791 qui a pris en 1796 le brevet du "roman cement", mais c'est VICAT qui, par ses travaux commencés en 1813, a fait connaître le mécanisme de la prise des mortiers et a permis l'utilisation systématique des chaux hydrauliques et des ciments naturels. VICAT a donné les principes des liants hydrauliques artificiels mais le premier de ces liants fut décrit par le Français HAMELIN en 1818 et en 1824, l'Anglais APDIN dépose le brevet du ciment Portland. Dès ce moment, la fabrication industrielle des chaux hydrauliques artificielles se développe très rapidement si bien que l'emploi de la chaux grasse disparaît peu à peu.

2.2.1.2. Les chaux et les ciments

Les chaux et ciments, ou encore liants, sont le résidu solide de la calcination des pierres calcaires, contenant plus ou moins d'argile et de silice.

On appelle chaux et ciments naturels les produits obtenus par la calcination d'une roche naturelle sans aucune addition.

Les produits artificiels proviennent de la calcination de mélanges reconstitués et soigneusement dosés de calcaires et d'argiles.

Les chaux sont obtenues directement en poudre après extinction et sans broyage.

Les ciments ne subissent pas d'extinction mais sont broyés mécaniquement.

1. Chaux et ciments naturels

Ils peuvent être classés suivant leur indice d'hydraulicité mais de façon plus pratique, on distingue :

- les chaux aériennes, grasses ou maigres, dont la prise s'effectue au contact de l'air,
- les produits hydrauliques, chaux hydrauliques et ciments, qui font prise à l'air et dans l'eau et qui sont classés suivant leur vitesse de prise.

Propriétés et caractéristiques

. Les chaux aériennes proviennent de la calcination d'un calcaire pur (ou contenant des matières étrangères inertes) et de l'extinction (ou hydratation) de la chaux vive ainsi obtenue. La réaction est fortement exothermique et produit un "foisonnement" qui réduit la chaux en poudre.

En fonction de la pureté, on obtient des chaux grasses (calcaire pur) à maigres (calcaire avec sables ou argiles).

Lors de l'extinction, il peut arriver que des nodules de chaux vive ne soient pas hydratés. Cette hydratation peut se produire par la suite et le foisonnement sera alors la cause de la dégradation du mortier.

Le durcissement des mortiers de chaux aérienne se fait au contact de l'air : c'est une réaction lente de carbonatation qui s'accompagne d'une augmentation de volume. Il s'ensuit des risques de dislocation des maçonneries si la chaux est employée pure. En outre, dans des maçonneries épaisses, l'air ne pouvant pas (ou peu) pénétrer à cœur, ce type de mortier risque de ne pas durcir complètement.

Les chaux aériennes se dissolvent dans l'eau pour donner de l'eau de chaux : il en résulte la dégradation des mortiers de ce type dans l'eau.

. Les chaux hydrauliques proviennent de pierres calcaires contenant des argiles en proportions variables qui, en se combinant à la chaux, donnent des sels ayant des propriétés hydrauliques (combinaisons chaux/alumine, chaux/silice, chaux/fer). Ces chaux foisonnent peu à l'extinction.

Le phénomène de prise est une simple hydratation des sels hydrauliques de cuisson et ne nécessite donc pas le concours de l'air. Le temps de prise varie avec l'indice d'hydraulicité.

. Les ciments naturels sont des chaux hydrauliques contenant plus de 20 % d'argile, d'où une différence en temps de prise et en résistance.

Les ciments à prise lente s'appellent encore ciments "Portland" ou "de Vassy". Les ciments sont broyés. Ils renferment peu de chaux libre, celle-ci étant combinée aux sels.

La prise au contact de l'eau se fait avec libération de chaux libre mais l'addition de pouzzolane permet de fixer cette chaux.

2. Chaux et ciments artificiels

Il n'y a pas de distinction avec les produits naturels autre que l'origine des constituants : gisements naturels d'un côté, mélanges précis de l'autre. Leurs propriétés et caractéristiques sont identiques à celles des produits naturels avec une amélioration de la régularité.

2.2.2. Les mortiers

Un mortier est un mélange de liant (chaux ou ciment) et de sable, additionné d'une quantité d'eau suffisante pour constituer une pâte plus ou moins plastique, apte à remplir les joints en maçonnerie.

2.2.2.1. Formulation - Différents types

Les formules les plus généralement employées dans les ponts en maçonnerie sont les suivantes :

** Mortiers de chaux

* Mortiers de chaux aériennes

On utilise surtout les chaux grasses avec des sables grossiers, à raison de 1 volume de chaux en pâte pour 2 volumes de sable. Dans le cas de fondations immergées, on ajoute des pouzzolanes.

* Mortiers de chaux hydrauliques

Les sables utilisés sont divers, en général de dimension moyenne. Pour un mètre cube de sable :

Nature de la chaux	Densité de la chaux	Mortier peu plastique	Mortier normal	Mortier très gras
		Ouvrages courants à l'air	Fondations à l'humidité	Fondations immergées
Chaux légères	0,5	250 kg	300 kg	350 kg
Chaux lourdes	0,7 à 0,8	300 kg	350 kg	400 kg
Chaux très lourdes	0,9	350 kg	400 kg	450 kg

* Mortiers de ciment

* Mortiers de ciment Portland (ou à prise lente) à partir du milieu du XVIIIème siècle.

Pour un mètre cube de sable :

<u>250 à 350 kg (maigre)</u>	- Parties hautes des ouvrages - Maçonneries de remplissage derrière des parements en mortier plus riche
<u>350 à 400 kg (normal)</u>	- Toutes maçonneries à l'air et à l'eau douce
<u>400 à 500 kg (normal)</u>	- Parements - Voûtes - Enduits aériens
<u>500 kg (riche)</u>	- Travaux à la mer (quais, radiers des écluses, formes de radoub) - Fondations avec risque de délavage
<u>600 kg (riche)</u>	- Rejointoiements

Au delà, ne concerne pas les ouvrages en maçonnerie.

(Extrait de G. DEBES (1935)) (3)

* Mortiers de ciment à prise rapide

Ils n'étaient employés que pour des travaux nécessitant une grande rapidité d'exécution.

** Mortiers bâtards

Il s'agit des mortiers qui contiennent à la fois du ciment et de la chaux. On distingue ceux qui sont à base de chaux grasse (les plus fréquents) de ceux qui sont à base de chaux hydraulique. La chaux doit être parfaitement éteinte et le mélange très intime. Le dosage généralement employé est de 1/2 volume de chaux pour 1 volume de ciment et 5 à 7 volumes de sable. Pour la chaux hydraulique, le mélange avec le ciment peut se faire dans des proportions quelconques. L'avantage de ces mortiers est leur prise rapide (par rapport aux mortiers de chaux) et leur onctuosité (par rapport aux mortiers de ciment). Ils sont utilisés surtout dans les maçonneries de remplissage.

2.2.2.2. Les caractéristiques physiques

Il s'agit essentiellement des phénomènes bien connus de décomposition des mortiers par l'eau, à savoir :

- l'action chimique de l'eau de mer et des eaux sulfatées sur les liants,

- l'action des eaux très pures qui dissolvent la chaux libre, libérée pendant la prise,
- l'action des autres eaux agressives et en particulier chargées d'acide carbonique,
- l'action des intempéries est, elle aussi, bien connue (chaleur, froid, cycles gel-dégel).

2.2.2.3. Les caractéristiques mécaniques

Les seules valeurs que l'on trouve dans la littérature ancienne (RONDELET, VICAT, TOURTAY, SÉJOURNÉ) concernent la résistance à la compression simple. Encore faut-il les considérer avec méfiance puisque les conditions d'essais n'étaient pas normalisées.

A titre d'exemple :

. Expériences de RONDELET (Résistance à 18 mois)

La résistance est comprise entre 3 et 6,5 MPa selon que le mortier est normal ou battu. ("Avec les chaux en pâte, on commence par étendre et battre la pâte sans addition d'eau et lorsqu'elle est en bouillie on ajoute le sable puis on mélange").

. Expériences de VICAT

- . Mortier de chaux grasse et sable ordinaire 2 à 2,5 MPa.
- . Mortier de chaux hydraulique 7,5 MPa.
- . Mortier de chaux éminemment hydraulique 14,6 MPa.

. Expériences de TOURTAY (1885) (Cubes de mortier de 6 cm de côté) sur des mortiers de ciment, de chaux hydraulique. Le dosage des mortiers est de 500 kg de ciment ou de chaux par mètre cube de sable. Les essais sont faits à 21 jours :

- . Mortier de chaux 2 MPa,
- . Mortier de ciment 7,3 MPa

On peut retenir de ces essais que les mortiers de chaux utilisés au XIXème siècle ont une résistance à la compression simple comprise entre 2 et 7 MPa. Les valeurs de la résistance à la traction simple sont faibles par rapport à celles de la résistance à la compression simple.

2.3. LE MATÉRIAU COMPOSITE "PIERRES ET JOINTS DE MORTIER"

Une voûte en maçonnerie est constituée de pierres ou de briques, plus ou moins bien liaisonnées entre elles par des joints de mortier suivant l'état de conservation de ces joints. On appellera ce matériau un matériau composite : ses caractéristiques et son comportement dépendent des propriétés de chacun des matériaux le constituant, des propriétés de contact entre ces matériaux (encore appelées propriétés d'"interface") et de la géométrie de l'assemblage.

Il existe assez peu d'études sur ce sujet. On peut mentionner :

- les expériences de TOURTAY en 1885 (déjà cité ci-dessus) sur l'influence des joints (23),
- des études anglosaxonnes portant sur les murs de bâtiments (4 à 10, 14 à 17, 20 à 22),
- quelques rares études en cours en France (18).

Il existe en outre des recommandations européennes pour les structures en maçonnerie qui donnent des indications sur les résistances à prendre en compte.(24)

D'une façon très schématique, on peut "démontrer" le comportement d'un ensemble de pierres et de joints de mortier comme suit :

- Soit un empilage de pierres maçonnées soumis à un effort centré de compression. Comme le module d'élasticité du mortier est beaucoup plus faible que celui de la pierre, le mortier a tendance à s'étaler latéralement. En raison de l'adhérence et du frottement entre le mortier et la pierre, cette expansion latérale induit dans la pierre un état de tension latérale et dans le mortier un état de compression latérale : il en résulte la rupture par fendage de la pierre.

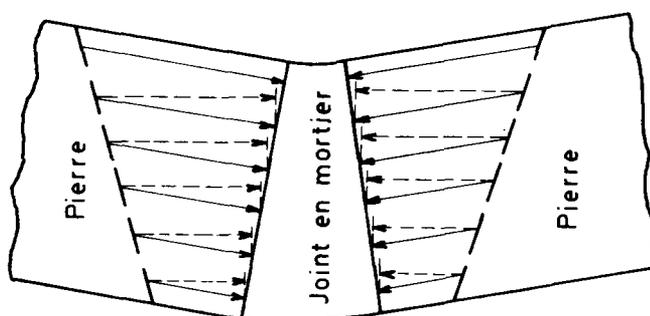


FIGURE 1 : Déformation du joint en mortier et contraintes sur le joint dans le cas d'un effort excentré

- Dans le cas où l'effort appliqué n'est plus centré, l'assemblage est soumis également à un moment de flexion et la structure subit une courbure qui se concentre dans les joints de mortier. Il apparaît alors des cisaillements (Figure 1) qui s'opposent aux tensions latérales et la rupture a lieu par excès de compression et par rotation autour de l'arête d'un joint. Des modèles de comportement ont été élaborés à partir de ce schéma pour des murs en briques et permettent de retrouver certaines des propriétés décrites ci-dessus (5 par exemple).

Un tel matériau composite n'est évidemment pas isotrope du fait de la géométrie de l'assemblage et des directions privilégiées de rupture que peuvent constituer les joints. des études récentes (HAMID et DRYSDALE (4, 6 à 8), PAGE(16, 17)) s'intéressent à l'écriture de critères de rupture anisotropes. Toutefois, étant donné leur caractère récent, elles ne seront

pas prises en compte dans ce document : la maçonnerie sera considérée par simplification comme isotrope, en attendant la poursuite des recherches.

2.3.1. Résistance à la compression simple

La résistance à la compression simple d'une maçonnerie dépend de la résistance de chacun des matériaux et de leurs proportions géométriques.

- a) - Cette résistance diminue avec les résistances à la compression simple des pierres et du mortier des joints.

Le tableau n° 4 est extrait des Recommandations Internationales pour les structures en maçonnerie (24).

Résistance caractéristique à la compression simple des pierres f_{pk}	Résistance caractéristique à la compression simple de la maçonnerie suivant les mortiers (Tableau n° 5)				Résistance moyenne à la compression simple des pierres f_{pm} (MPa)
	M_4	M_3	M_2	M_1	
2,0	1,3	1,4	1,4	1,4	2,5
5,0	2,9	3,3	3,4	3,5	6,5
7,5	3,5	4,1	4,5	4,9	10,0
10,0	4,1	4,7	5,3	6,2	13,0
15,0	5,1	5,9	6,7	8,2	20,0
20,0	6,1	6,9	8,0	9,7	26,5
30,0	7,2	8,6	10,2	12,0	40,0
40,0	8,1	10,4	12,0	14,3	53,0
60,0	-	-	16,0	18,8	80,0

TABLEAU n° 4

NOTA : Les valeurs caractéristiques sont établies pour un coefficient de variation de 15 % et une probabilité égale à 5 % d'obtenir une valeur inférieure à la valeur caractéristique (loi normale). Les valeurs relatives aux pierres figurant dans ce tableau correspondent à des essais sur cubes (rapport hauteur/largeur = 1).

Type de mortier	Résistance moyenne à 28 jours (MPa)	Composition approximative en volume		
		Ciment	Chaux	Sable
M_1	20	1	0-1/4	2 1/4-3x
M_2	10	1	1/4-1/2	(ciment
M_3	5	1	1/2-1 1/4	+
M_4	2,5	1	1 1/4-2 1/2	chaux)

TABLEAU n° 5

NOTA : Les résistances sont mesurées sur des éprouvettes parallélépipédiques 40 x 40 x 160 mm.

L'exemple suivant montre également l'influence de la résistance du mortier du joint. Les chiffres présentés au tableau n° 6 sont extraits d'une étude réalisée par le C.E.T.E. de LYON (18).

Caractéristiques des pierres : $f_{cp} = 4,5$ MPa $f_{tp} = 0,6$ MPa
 $E_p = 4100$ MPa $\nu_p = 0,11$

Caractéristiques du mortier des joints dits durs :

Les joints dits maigres ont pour composition 98 % sable de Fontainebleau, 2 % ciment fondu.

Caractéristiques des joints de mortier :

<u>Résistance au cisaillement</u>	C (MPa)	ϕ
Joint sec :.....	0	35°
Joint dur (pic) :.....	0,8	38°
Joint dur (résiduel) :.....	0	40°

Géométrie du modèle testé :

Il s'agit d'un assemblage de pierres 105 x 52 x 24 mm ayant les dimensions 105 x 105 mm sur une hauteur de 200 mm. L'épaisseur des joints est de 2 à 3 mm.

Nature du joint	f_{cm} (MPa)	Ecart
Dur	41	1
Maigre	27,8	0,68
Sable seul	20	0,49
Sec	31,2	0,76

TABLEAU n° 6

REMARQUE 1 : La résistance du modèle à joints secs est meilleure que celle du modèle à joints maigres. Comme on l'a exposé, le modèle à joints de mortier est rompu en traction par fendage tandis que les faces des pierres étant parfaitement rectifiées, le modèle à joints secs a une bonne résistance à la compression simple. Dans les ouvrages en maçonnerie, les modèles n'ont évidemment pas cette perfection et de légers défauts de rectitude abaissent considérablement la résistance à la compression en l'absence de joints de mortier qui éliminent les concentrations de contraintes.

REMARQUE 2 : Dans l'essai relaté sur le tableau n° 6, la résistance à la compression simple du mortier est nettement supérieure à celle de la pierre, ce qui est loin d'être le cas général. La résistance à la compression simple de la maçonnerie est en fait nettement inférieure à la résistance de la pierre, comme le montrent le tableau n° 4 et bien d'autres exemples.

REMARQUE 3 : Dans les ouvrages anciens, les joints de mortier sont dans un état de conservation variable mais souvent médiocre. On se référera alors à des mortiers de type M₃ ou M₄ (tableau n° 5) en l'absence d'éléments chiffrés, difficiles à obtenir.

REMARQUE 4 : AGRAWAL (1972 - 1) donne des facteurs multiplicatifs de la portance compris :

- entre 1,5 et 0,7 suivant la qualité des pierres mises en oeuvre dans l'ouvrage,
 - entre 1 et 0,9 suivant la qualité du mortier des joints.
- b) - La résistance à la compression simple de la maçonnerie diminue avec la résistance à la traction de la maçonnerie. Ce phénomène est clairement expliqué par le modèle de comportement exposé ci-dessus.
- c) - La résistance à la compression simple de la maçonnerie dépend aussi de l'adhérence pierre-mortier.
- d) - La résistance à la compression simple de la maçonnerie dépend de l'épaisseur du joint. SÉJOURNÉ (1913 - 19) signale l'importance qu'il y a à exécuter des joints minces (de 10 à 15 mm) pour lesquels "la résistance du mortier" augmente de 20 % par effet de frottement. Ceci est clairement mis en évidence par les nombreux essais réalisés sur des murs en briques par les anglosaxons. Lorsque les joints sont très épais, la proportion de mortier est importante et la résistance intrinsèque du mortier prend une part prépondérante, et ceci d'autant plus que le mortier est de qualité médiocre.
- e) - La résistance à la compression simple de la maçonnerie diminue avec la présence de joints parallèles à l'effort normal, ceux-ci ayant une résistance latérale faible (traction-adhérence).
- f) - La résistance à la compression simple de la maçonnerie diminue avec la surface des joints: si le joint est dégradé sur une grande profondeur, la surface de transmission est réduite. AGRAWAL donne des facteurs de réduction de portance d'ouvrage allant en-dessous de 0,8 pour ce défaut.

Dans le cas d'une maçonnerie soumise à des efforts excentrés, en raison de la modification du mode de rupture, la résistance apparente à la compression est améliorée et la perte de résistance par rapport à la résistance de la pierre est diminuée.

2.3.2. Résistance à la traction

Elle dépend a priori des valeurs relatives des résistances à la traction de chacun des matériaux constitutifs et de leur adhérence entre eux.

Les différents cas suivants sont possibles :

- l'adhérence est nulle : la résistance à la traction est nulle,
- l'adhérence est plus grande que la résistance à la traction de la pierre : la pierre se rompt en traction (cas des pierres calcaires tendres),

- l'adhérence est inférieure à la moitié de la résistance à la traction du mortier : c'est le cas des pierres calcaires demi dures ou dures, plus ou moins grenues,
- l'adhérence est inférieure au quart de la résistance à la traction du mortier : c'est le cas des pierres calcaires dures, compactes esquilleuses ou écailleuses.

Dans ces deux derniers cas, la rupture a lieu par rupture de la liaison pierre-mortier.

Il en résulte que l'on peut (et l'on doit) considérer que la résistance à la traction du matériau composite est faible, voire nulle.

2.3.3. Critère d'interface : cisaillement des joints

Le critère d'interface est un critère du type COULOMB de frottement sec et s'écrit :

$$|\tau| \leq C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

où :

- les contraintes de compression sont comptées positivement (la normale à la facette sur laquelle agit le vecteur contrainte est orientée vers l'intérieur),
- σ et τ sont les contraintes normale et tangentielle à cette facette,
- C est la cohésion,
- φ est l'angle de frottement interne.

L'adhérence est proportionnelle à la cohésion : elle est donc faible, voire nulle et elle est en pratique négligée.

En fait, des essais de cisaillement effectués sur des murs de briques à joints de mortier (HAMID (1980 et 1981 - 7 et 8)) ont montré que, dans le cas de rupture par cisaillement à l'interface, le critère de rupture dépend surtout de l'état de surface des matériaux et de leurs caractéristiques physiques. Le critère est bien un critère de COULOMB avec (à titre indicatif) :

C entre 0,5 et 0,6 MPa,
 φ entre $\pi/4$ et $\pi/3$.

Ces valeurs peuvent varier selon la valeur de la contrainte normale σ mais dans la plage des valeurs courantes, elles sont constantes.

Pour les ponts en maçonnerie, on adopte couramment (CROIZETTE-DESNOYERS (1885 - 2)) : $C = 0$ et $\varphi = 27^\circ$ soit $\operatorname{tg} \varphi \approx 0,5$.

La valeur de la cohésion, si elle est pessimiste pour des ouvrages en bon état, est prudente face à des maçonneries dont les joints sont souvent en mauvais état.

2.3.4. Module d'YOUNG

Citons SÉJOURNÉ :

"Il est impossible de déduire du coefficient d'élasticité de chaque "matériau" d'une voûte, le coefficient d'élasticité moyen de la voûte..."

Enfin, on ne peut pas calculer de même une voûte en matériaux bien réguliers à joints minces et une voûte en béton, masse homogène sans joints."

Que dire d'une voûte à joints dégradés ou à joints secs ?

Donner des valeurs numériques n'aurait pas dans ces conditions une grande utilité. Néanmoins, puisque les voûtes ont été souvent, depuis les développements de la théorie d'élasticité, calculées en supposant leur comportement élastique linéaire, on peut proposer une fourchette allant de 3×10^3 à 30×10^3 MPa. Qualitativement, le module d'YOUNG apparent d'une voûte décroît avec la qualité des joints et avec leur épaisseur.

2.3.5. Synthèse

Le matériau composite "pierres et joints de mortier" a un comportement et des caractéristiques mécaniques qui diffèrent notablement de ceux de chacun des constituants.

Dans le but d'aboutir à des valeurs utilisables dans la pratique, nous proposons d'adopter :

- la résistance à la traction nulle,
- pour le critère d'interface :
 - la cohésion nulle,
 - l'angle de frottement interne limité à 27° soit $\operatorname{tg} \varphi \leq 0,5$.

En ce qui concerne la résistance à la compression simple, il ne ressort pas de relation simple entre la résistance des constituants et la résistance de la maçonnerie. Cependant, nous verrons que si la résistance à la compression de la maçonnerie est élevée (≥ 25 MPa), la stabilité de l'ouvrage est fort peu dépendante de la valeur exacte prise pour la résistance à la compression. Il convient cependant de prendre en compte l'état et la nature des joints en appliquant éventuellement un coefficient minorauteur. Si la résistance de la pierre est faible, elle conditionne la valeur de la résistance de la maçonnerie.

En outre, l'importance du problème doit être minimisée eu égard aux coefficients de sécurité adoptés, consciemment ou non par les constructeurs des siècles passés puisque la contrainte moyenne de compression qu'ils admettaient était égale au dixième de la résistance à la rupture en compression simple de la pierre. SÉJOURNÉ, pour sa part, admettait d'aller jusqu'au quart, dans le cas de joints minces d'excellente qualité. Actuellement, il ne semble pas que les règlements de calcul des ouvrages en maçonneries soient plus audacieux que la règle du dixième (Cf. Règlement Indien - 25).

Enfin, pour déterminer la résistance à la compression simple de la maçonnerie, on précède à des essais sur éprouvettes obtenues par des forages carottés de diamètre important (supérieur à 100 mm, de préférence égal à 130 mm). On peut alors :

- soit chercher la résistance de la pierre seule et ensuite utiliser le tableau n° 4,
- soit chercher directement la résistance de la maçonnerie : il faut alors "intercepter" le maximum de joints lors du forage.

En principe, les essais sur pierres se font sur des éprouvettes en forme de cube de 7 cm de côté (épreuve retenue par l'AFNOR - Norme B10-001). Pour les essais sur maçonnerie, il existe des procédures définies pour des éprouvettes normalisées (Rilem BW24, British Code, US and Canadian Code) mais elles ne sont pas adaptées au cas des éprouvettes prélevées par carottage. On pourra se rapprocher des normes définies pour les essais de résistance des bétons (épreuves cylindriques où hauteur/diamètre = 2).

Si l'on ne peut pas procéder à ces essais directs de mesure de résistance à la compression simple, on peut toutefois en avoir une idée relativement précise en se référant :

- à la nature de la pierre (ou de la brique),
- à son état,
- à la densité de la pierre,
- au test de dureté,
- à la nature des joints,
- à l'état des joints,

et en utilisant le tableau n° 4 (Cf. I - 2.2.1.).

Un élément intéressant, dont on dispose plus souvent qu'on ne le pense, est la carrière dont proviennent les matériaux (ou les carrières dont ils peuvent provenir). LOOTVOET (11) donne une liste de carrières et les résistances des pierres qui y sont extraites.

3. CONCEPTION ET RÉALISATION DES PONTS EN MAÇONNERIE

L'objet de cette partie est de donner les notions essentielles sur la conception (différentes formes de voûtes et de piles rencontrées) et sur les modes d'exécution des ouvrages en maçonnerie. L'exposé essaie de rattacher ces notions soit à des problèmes de calcul d'ouvrages soit à des désordres possibles.

3.1. CONCEPTION : DESCRIPTION DES DIFFÉRENTS TYPES DE VOÛTES ET D'APPUIS

La forme des voûtes et en particulier de leur intrados a évolué au cours des siècles depuis la forme simple du plein cintre jusqu'à des courbes compliquées et ajustées pour que la voûte encadre au mieux les courbes de pression. Nous ne donnerons ici que les courbes les plus usuelles.

3.1.1. Définitions

On appelle surbaissement σ d'une voûte le rapport de la flèche f à la portée $2a$ (figure 1) où :

- . La flèche (ou montée) est la hauteur de la clé au-dessus de la ligne des appuis.
- . La portée est la distance horizontale entre appuis, mesurée parallèlement à l'axe de l'ouvrage.
- . L'ouverture est la distance horizontale entre appuis, mesurée perpendiculairement à l'axe de la voie ou de l'obstacle franchi.

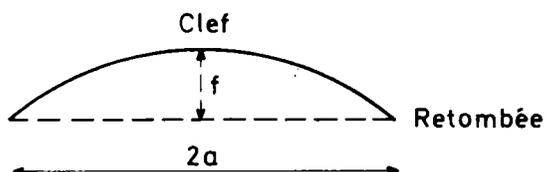


FIGURE 1 : Surbaissement d'une voûte $\sigma = \frac{f}{2a}$

La classification la plus courante des voûtes a pour fondement le surbaissement, donc les caractéristiques géométriques ou encore architecturales de l'intrados. Elle peut présenter des inconvénients (mineurs) puisque par exemple, la portée et la flèche sont des notions ambiguës pour des ouvrages dont le parement des culées prolonge l'intrados (le surbaissement du pont Adolphe de Luxembourg est de 0,336 au niveau des fondations et de 0,225 au niveau du sommier des appuis).

La classification suivante est couramment utilisée :

$$\begin{aligned} \sigma &> \frac{1}{2} : \text{voûtes surhaussées} \\ \sigma &\leq \frac{1}{2} : \text{voûtes surbaissées} \\ \frac{1}{2\sqrt{3}} &\leq \sigma \leq \frac{1}{2} : \text{voûtes peu surbaissées} \\ \frac{1}{7} &\leq \sigma \leq \frac{1}{2\sqrt{3}} : \text{voûtes assez surbaissées} \\ \sigma &\leq \frac{1}{7} : \text{voûtes très surbaissées} \end{aligned}$$

Une courbe d'intrados est dite complète lorsqu'elle se termine aux retombées par une tangente verticale. Dans les autres cas, c'est un arc.

3.1.2. Les courbes d'intrados

Une courbe d'intrados doit :

- être facile à tracer pour dessiner l'ouvrage et construire le cintre
- être facile à rectifier pour la taille des pierres,
- être agréable à l'oeil,
- dégager un gabarit suffisant et assurer un profil en long "confortable",
- fournir une voûte encadrant bien les courbes de pression.

La plupart du temps, pour les ouvrages anciens, son choix ne résulte pas d'un calcul.

3.1.2.1. Plein cintre

C'est la plus simple et la plus répandue parce que facile à tracer, à calculer et à exécuter. Elle consiste en un demi-cercle complet : son surbaissement est égal à 1/2. Le plein cintre, s'il respecte bien les trois premières conditions définies ci-dessus respecte mal les deux dernières.

3.1.2.2. Courbes elliptiques

Elles peuvent être surbaissées ou surhaussées.

1. Anse de panier

Une anse de panier est faite d'une succession d'arcs de cercle tangents entre eux, de rayons croissants des naissances à la clé. Elle est constituée d'un nombre impair d'arcs de cercles. Plus l'anse de panier est surbaissée, plus il y a d'arcs de cercles.

C'est une courbe qui se rapproche de l'ellipse : elle a été autrefois beaucoup utilisée parce que l'on trouvait avantageux de travailler sur des formes en arc de cercle. Les anses de panier ont presque toujours des jarrets ou une brisure aux changements de rayon, ce qui est désagréable à l'oeil.

Nombre de constructeurs ont recherché des procédés ingénieux pour calculer les rayons, les centres et les ouvertures angulaires de chacun des cercles, suivant le surbaissement que l'on désire (Méthodes de HUYGHENS, de MICHAL).

REMARQUE : Il est possible que la forme d'une voûte en anse de panier soit due aux déformations consécutives aux tassements sur cintre et au décintrement sur une forme en arc de cercle.

2. Ellipse

Elle a surtout été utilisée à partir du XIXème siècle. D'après SÉJOURNÉ, elle est très gracieuse quand elle a un surbaissement compris entre 1/3,5 et 1/5.

Le tracé ne pose pas de problème car en fait le tracé se fait toujours par abscisses et ordonnées et elle permet de dégager un débouché supérieur à celui d'une anse de panier.

On peut également rencontrer des courbes déduites d'une ellipse par des constructions géométriques simples (courbe parallèle à une ellipse, ellipse déformée).

3. Projection de chaînette

Son équation est $y = \alpha m \left(\text{Ch } \frac{x}{m} - 1 \right)$

Son utilisation provient de ce qu'elle est la courbe d'équilibre d'une voûte infiniment mince ayant pour ligne de charge une horizontale (Cf. I - 4.2.1. GREGORY).

4. Développante de cercle - Cycloïde

5. Courbes elliptiques composées de deux courbes

On peut rencontrer :

- un arc de cercle à la clé, une parabole du 3ème degré aux reins,
- un arc d'ellipse à la clé, un arc de cercle aux reins,
- deux paraboles, l'une à tangente horizontale à la clé, l'autre à tangente verticale aux naissances.

3.1.2.3. Arcs surbaissés

On rencontre :

- l'arc de cercle, très simple et utilisé depuis fort longtemps,
- l'arc d'ellipse, l'arc d'anse de panier,
- l'arc de la courbe d'équation $y = b \left(1 - \sqrt[n]{1 - \frac{x^2}{a^2}} \right)$
- des paraboles de degré 2n
- des courbes déformées à partir de courbes simples.

3.1.2.4. Ogives

Elles peuvent être surbaissées ou surhaussées.

L'ogive surhaussée est celle que l'on rencontre dans les cathédrales : elle a été fort utilisée au Moyen-Âge.

L'ogive surbaissée n'a été utilisée que rarement (pont de Martorell sur le Llobregat en Espagne, pont de la Trinité à Florence).

Les courbes constituant l'ogive sont des arcs de cercle ou d'ellipse ou encore d'autres courbes choisies pour encadrer au mieux les courbes de pression.

L'ogive présente l'avantage de pousser peu sur ses appuis. Sa stabilité est améliorée par une charge disposée à la clé.

L'ogive surhaussée présente l'inconvénient de dégager un gabarit faible et de relever le profil en long de la voie portée.

3.1.3. Les courbes d'extrados

3.1.3.1. Épaisseur des voûtes

On se gardera bien d'identifier l'épaisseur du bandeau à l'épaisseur de la voûte (Cf. remarque 2 du I - 2.2.1.) : la courbe d'extrados est rarement visible, sauf dans quelques ponts "récents" (Pont des Amidonniers par exemple).

L'extrados est déterminé souvent de façon empirique à partir de la courbe d'intrados en adoptant des épaisseurs en deux points, épaisseurs fournies par l'expérience. Ces deux points sont la clé et un autre point qui est :

- le milieu de la montée pour les pleins cintres et les ellipses,
- les reins pour les arcs peu surbaissés,
- la naissance pour les autres arcs.

Pour des voûtes nécessitant des calculs fins, la courbe est déterminée par les efforts s'exerçant sur la voûte.

Il est intéressant de s'attarder ici sur les formules proposées par quelques illustres constructeurs.

1. Épaisseur à la clé

Les notations utilisées sont :

e_0 : épaisseur à la clé (en m),

$2a$: portée de la voûte (en m).

- PERRONET aurait proposé en 1777 $e_0 = 0,325 + 0,035 (2a)$.
- DUPUIT propose en 1870 dans son Traité de l'équilibre des voûtes :
 - . pour les pleins cintres et les ellipses $e_0 = 0,20 \sqrt{2a}$
 - . pour les arcs $e_0 = 0,15 \sqrt{2a}$

Ces formules ne sont pas applicables soit pour les grandes portées (PERRONET), soit pour les petites portées (DUPUIT).

- En 1885, CROIZETTE-DESNOYERS réalise un progrès très sensible en proposant :

$$e_0 = \alpha + \beta \sqrt{2r}$$

où : α est fonction de la charge appliquée à l'ouvrage

$\alpha = 0,15$ pour les ponts routiers,
 $\alpha = 0,20$ pour les ponts de chemin de fer.

β est fonction du surbaissement et de la charge appliquée à l'ouvrage.

β entre 0,15 et 0,11 pour les ponts routiers (β augmente avec le surbaissement).

β entre 0,13 et 0,17 pour les ponts de chemin de fer.

r est le rayon de l'arc de cercle de même portée et même montée.

- SÉJOURNÉ affine ces formules en proposant $e_0 = \alpha (1 + \sqrt{2a}) \mu$

Voici comment il présente cette formule dans "Grandes Voûtes" :

α est un coefficient dont les valeurs sont données au tableau n° 1

Ponts sous				
Valeurs de α	Route	Chemin de fer à		Valeurs de α
		Voie normale	Voie étroite	
0,12	Limite inférieure			0,12
0,13				0,13
0,14	Bonne moyenne	Limite inférieure		0,14
0,15				0,15
0,16	Limite supérieure	Bonnes moyennes		0,16
0,17				0,17
0,18			Limite inférieure	0,18
0,19				0,19
0,20		Limite supérieure		0,20
0,21				0,21

TABLEAU n° 1

"Si les matériaux sont excellents, on se tiendra au-dessous des "bonnes moyennes" ; si médiocres, au-dessus.

On est déjà timide aux limites supérieures, bientôt poltron au-delà.

On est déjà hardi aux limites inférieures, bientôt téméraire en-deçà.

Il est quelquefois permis d'être hardi, même très hardi : mais il faut savoir qu'on l'est."

μ fonction du surbaissement σ , est :

- . pour les pleins cintres : $\mu = 1$
- . pour les ellipses surbaissées : $\mu = \frac{4}{3+2\sigma}$
- . pour les arcs : $\mu = \frac{4}{3}(1-\sigma+\sigma^2)$

2. Epaisseur aux reins

Elle est estimée à partir de l'expérience. SÉJOURNÉ propose (sans risque) les valeurs données au tableau n° 2.

	Joint où est donnée l'épaisseur e_1	$\lambda = \frac{e_1}{e_0}$
Pleins cintres	Milieu de la montée	2
Ellipses	Milieu de la montée	$1 + 2\sigma$
Arcs	peu surbaissés $\sigma \geq \frac{1}{2\sqrt{3}}$	A 60° de la clé
	assez ou très surbaissés	Naissances

TABLEAU n° 2

3.1.3.2. Courbes d'extrados

La règle est que la voûte obtenue encadre au mieux les courbes de pression. On utilise les mêmes courbes qu'à l'intrados et on se borne le plus souvent à réunir les deux points définis ci-dessus par un arc de cercle.

3.1.4. Vôutes en anneaux

Les ouvrages en maçonnerie sont coûteux en matériaux et ces matériaux y travaillent fort peu : le poids propre représente toujours plus de 40 % des efforts et les contraintes ont été limitées par les constructeurs au 1/10ème de la résistance à la compression simple de la pierre.

A la fin du XIXème siècle est apparue (ou réapparue: Cf.I - 1.1.) l'idée d'utiliser mieux la matière en construisant le pont en deux anneaux en maçonnerie de faible largeur reliés par un tablier en béton armé repor-

tant les charges sur les anneaux. SÉJOURNÉ l'a appliqué à plusieurs reprises. Voici par exemple la coupe schématique à la clé du pont des Amidonniers à TOULOUSE (Figure 2).

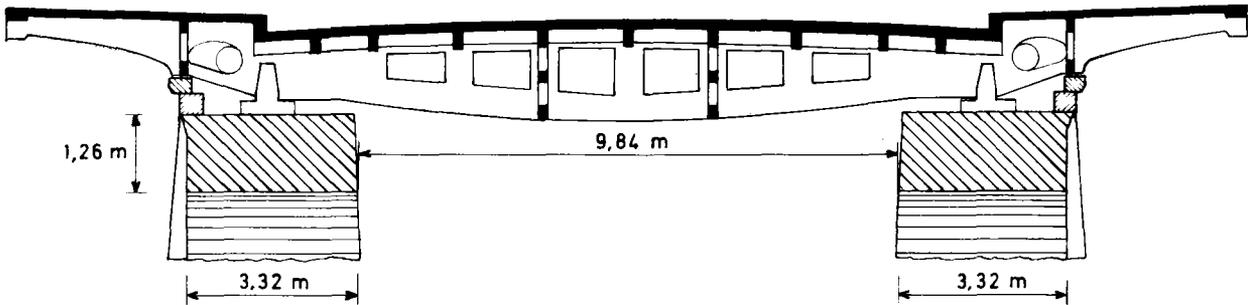


FIGURE 2 : Coupe transversale schématique de la section de clé du pont des Amidonniers

L'épaisseur à la clé e_0 y est de 1,26 m pour une voûte de 46 m de portée, et à 37° de la section de clé de 2,59 m. La contrainte maximale sous surcharge y est de 5 MPa, alors que la pierre utilisée (Calcaire de Vianne) a une résistance à la compression simple moyenne de l'ordre de 120 MPa.

3.1.5. Les appuis : piles et culées

Les dimensions des appuis résultent, lorsqu'elles sont calculées, ce qui n'est pas très vieux, du respect de quatre critères :

- la stabilité au renversement,
- la résistance à la compression de la maçonnerie de l'appui,
- la pression admissible sur le sol,
- l'esthétique.

Leurs dimensions ont évolué au cours des siècles. Dans les premiers ponts, les constructeurs leur ont donné une grande robustesse de façon à assurer la stabilité de l'appui en phase de construction : chaque pile était autostable sous la poussée de la voûte déjà construite. Par la suite, l'évolution technique (construction simultanée des voûtes) a permis de les affiner comme le montre la liste donnée au tableau n° 3.

Il existe, comme pour les voûtes, des formules plus ou moins empiriques définissant les épaisseurs à donner aux piles et aux culées. Pour les piles, les constructeurs du XIX^{ème} siècle ont ainsi adopté la formule $e_2 = \frac{2a}{10} + \frac{4H}{100}$ (où H est la hauteur vue de l'ouvrage) pour les pleins cintres et pour les autres formes des valeurs de $\frac{2a}{e_2}$ comprises entre 5 et 10.

Nous ne nous étendrons pas plus sur ce point qui sera repris dans les méthodes de calcul des appuis (Cf. II - 1.3.).

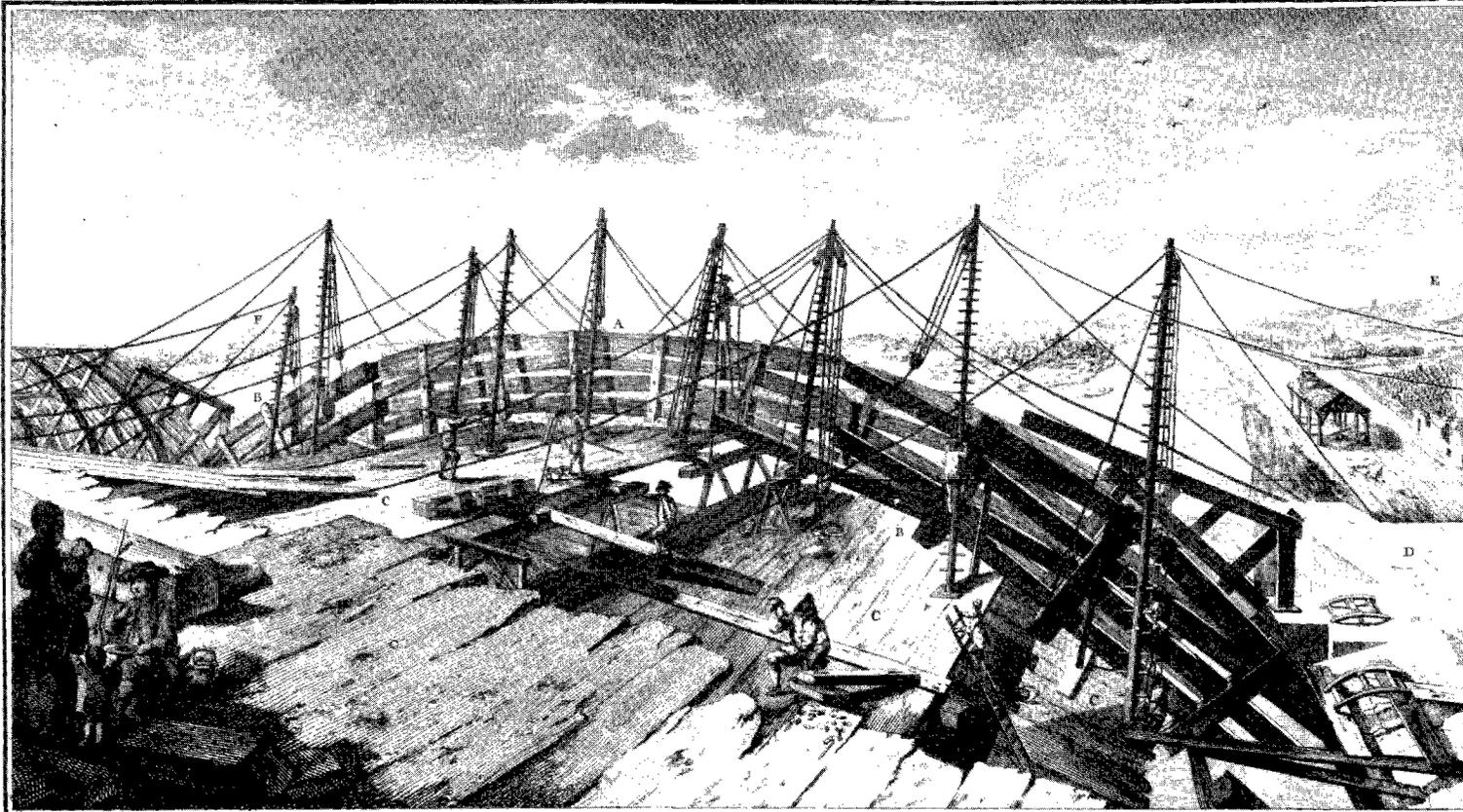


Photo de l'œuvre de l'Etat

Montée à l'eau d'une ferme par J.F. Germain et terminée au tour de l'ouvrage

II. VUE DES TRAVAUX DU PONT DE NEULLY.

Levage d'un Cintre de Charpente.

- A. 1^{re} Ferme déjà assemblée.
- B. 2^{de} Ferme assemblée à moitié.
- C. Ponts de service.

- D. Calée du côté de Courbevoie.
- E. Mont Valérien.
- F. Château de Madrid.

PHOTO 1 : Levage des cintres (Pont de NEULLY)

LÉGENDE : Les fermes du cintre sont élevées une par une. On trace au préalable sur les ponts de service et sur la tête de plusieurs piquets battus dans les terres de l'île les lignes du milieu et de l'aplomb de chaque ferme pour diriger les ouvriers dans le levage. On emploie deux ateliers à chacune : ils commencent par poser les premiers arbalétriers d'en bas et continuent jusqu'à ce qu'ils arrivent au milieu.

Dès qu'une ferme est montée entièrement et boulonnée, on enlève les tréteaux qui la soutiennent et on l'"ajuste" sur la ligne tracée sur les ponts de service.

Tant que les cintres des deux arches adjacentes ne sont pas réalisés, on cale ces fermes en deux endroits afin de décharger les piles de leurs poussées.

Les fermes d'un même cintre sont bien entendu contreventées latéralement.

PONTS	DATE	PORTEE 2a (m)	EPAISSEUR e ₂ DES PILES (m)	RAPPORT $\frac{2a}{e_2}$
Pont du Gard	19 A.J.C.	24,5	5	5
Pont Saint-Ange	138	18,3	7,32	2,5
Pont d'Avignon	1180	33	8	4
Pont de la Trinité	1570	29,2	7,88	3,7
Pont Royal	1685	23,5	4,5	5
Pont de Neuilly	1770	39	4,5	8,7
Pont de la Concorde	1790	31	2,92	10,6

TABLEAU n° 3 : Evolution de l'épaisseur des piles.

3.2. MODE D'EXÉCUTION DES PONTS EN MAÇONNERIE

La construction d'un pont en maçonnerie relève des procédés généraux de construction : aussi n'aborderons nous que les procédés particuliers à ce type d'ouvrage, à savoir :

- les cintres et les problèmes qu'ils posent dans leur emploi,
- le phasage de la construction par tronçons et par rouleaux.

3.2.1. Les cintres

3.2.1.1. Description

Les cintres utilisés pour la réalisation des voûtes en maçonnerie sont généralement en bois, quelquefois en charpente métallique, très rarement en maçonnerie (Pont de Lavour - Pont de Gignac). Ils doivent être peu déformables mais surtout régulièrement déformables. Il arrive que l'on ait à reconstruire une voûte en maçonnerie ou à étudier des documents d'archives : il n'est donc pas inutile de les décrire d'une façon assez détaillée.

Un cintre (figure 3) est en général constitué par un certain nombre de fermes espacées de 1,50 m environ et supportant un plancher.

Ce plancher est constitué par un voligeage en planches de 15 à 25 mm d'épaisseur qui repose sur des couchis. Ceux-ci sont des bois de 8 x 10 cm pour des ouvrages moyens, 10 x 14 cm pour des grands ouvrages. Dans les petits ouvrages, les couchis sont jointifs, ce qui économise le voligeage. Les couchis reposent sur des vaux : les vaux sont des pièces porteuses des fermes et sont soutenus à leurs extrémités par des contrefiches ou des poteaux. Ils sont en bois de gros échantillon (20 x 30) et peu-

vent être formés de plusieurs pièces superposées. Ils ont 2 à 4 m de longueur et sont assemblés entre eux par des plaques de tôle. Leur face supérieure est taillée suivant la courbe d'intrados.

Enfin, les fermes sont contreventées longitudinalement et transversalement par des moises ou par des croix de Saint-André.

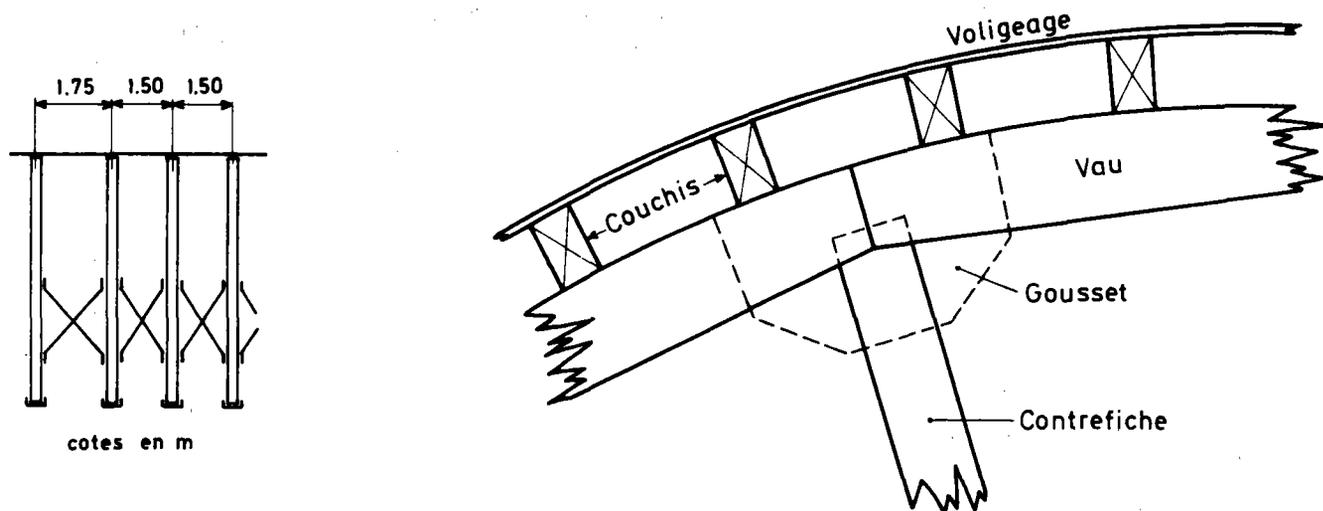


FIGURE 3 : Cintre en bois : Description des fermes

Les cintres de portée courante peuvent être classés en deux groupes :

- les cintres fixes,
- les cintres retroussés.

1. Les cintres fixes

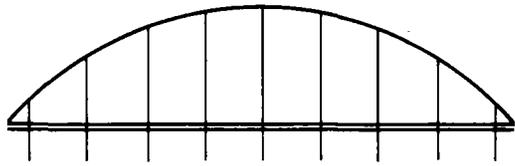
Ils comportent une série d'appuis répartis sur toute la portée de la voûte, sur lesquels reposent les poteaux verticaux ou rayonnants et des contrefiches supportant le plancher (figure 4).

Ces cintres sont utilisés pour les voûtes où il est facile de prendre appui sur le sol. Le nombre d'appuis intermédiaires peut être très limité.

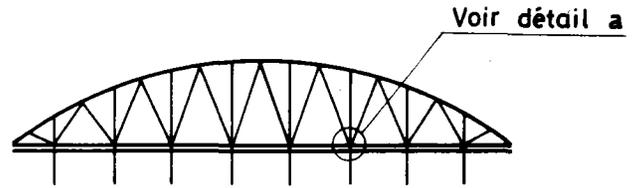
C'est une solution économique lorsque les ouvrages ne sont pas très hauts.

2. Les cintres retroussés

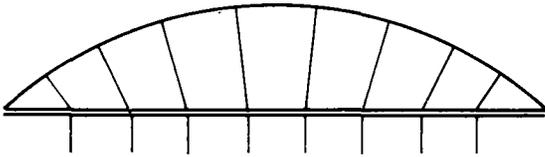
Ils ne s'appuient qu'au voisinage des culées ou des piles ou même sur ces parties de l'ouvrage par l'intermédiaire de corbeaux en pierre ou de redans à la base des piles (méthode déjà employée par les Romains au Pont du Gard). Ils sont donc utilisés lorsqu'il n'est pas possible de prévoir des appuis intermédiaires (problème hydraulique, géotechnique, géométrique, ...). Ils sont évidemment toujours employés pour un viaduc, ouvrage haut.



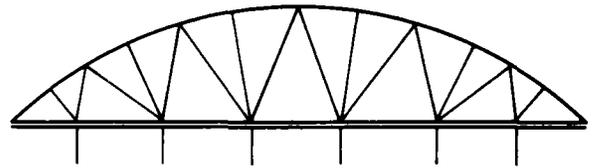
Poteaux verticaux



Poteaux verticaux et contre-fiches

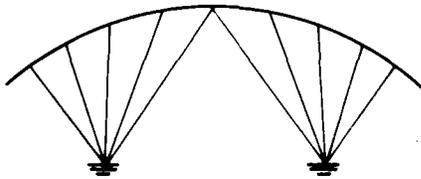


Poteaux rayonnants

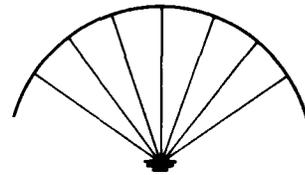


Système mixte (pont Antoinette)

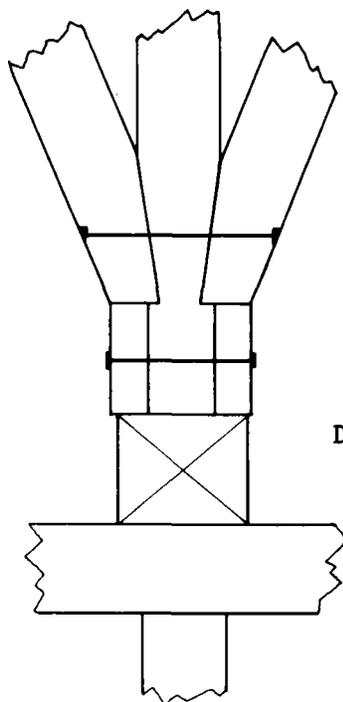
Cintres rayonnants



à 2 appuis



à 1 appui

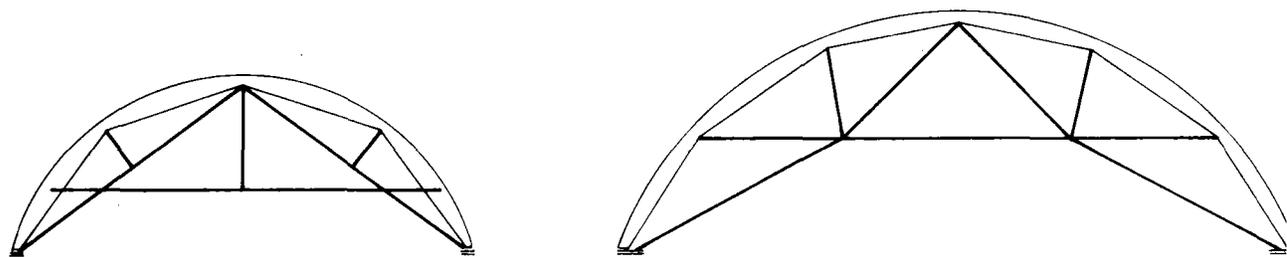


Détail a

FIGURE 4 : Cintres fixes

Le type du cintre retroussé est la ferme qu'on utilise presque dans la forme adoptée pour les toitures, avec arbalétriers et entraits (figure 5).

SÉJOURNÉ préconise l'emploi de cintres rayonnants, fixes ou retroussés, qui sont simples d'exécution, économiques, qui tassent peu et où l'on sait où se produiront les déformations.



Jusqu'à 8 ou 10 m

Jusqu'à 12 ou 15 m

Pont du SORNIN

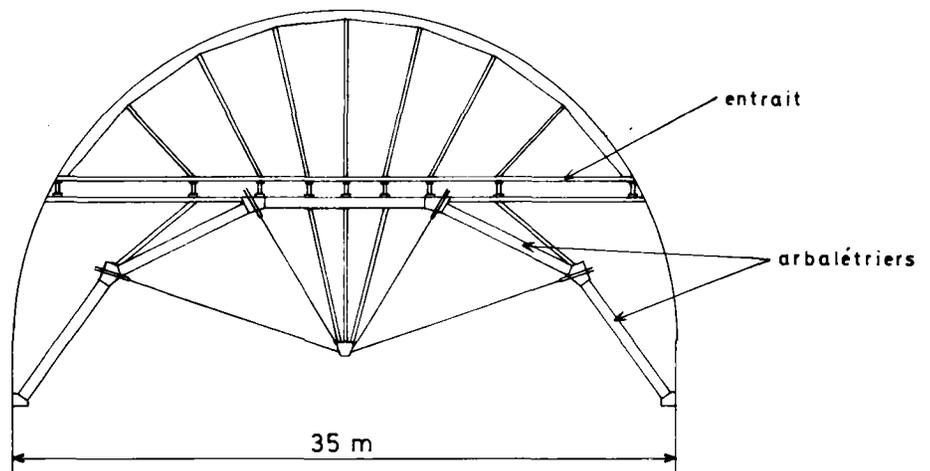


Figure 5 : Cintres retroussés

3.2.1.2. Sujétions d'emploi des cintres

Il s'agit, hormis les problèmes de calcul que nous n'aborderons pas :

- de la flexibilité des cintres qui peut amener des cassures dans les parties déjà construites (tassement sur cintre),
- du décintrement de la voûte (tassement au décintrement).

Nous traiterons au 3.2.1.3. le problème posé par la première sujétion.

Lorsqu'une voûte est achevée et qu'elle repose sur son cintre, elle charge ce cintre assez fortement et il est difficile de démonter les bois sans risquer des tassements importants à une époque où le mortier n'a pas encore fait prise. Le décintrement a toujours été pour les constructeurs anciens une phase pleine d'appréhensions, non dénuées de fondements puisque l'histoire est fertile en accidents survenus à ce moment.

L'un des exemples les plus malheureux est sans doute celui du pont de Pont-y-tu-Pridd au Pays de Galles vers le milieu du XVIIIème siècle (Cf. I - 1.2.3.). Le deuxième effondrement de l'ouvrage survient à ce moment critique. PERRONET a construit des voûtes hardies qui ont connu des tassements très importants (sur cintre et au décintrement): 0,41 m à la clé au pont de Nogent-sur-Seine pour une arche de 29,24 m d'ouverture et 0,77 m au pont de Neuilly pour une arche de 39 m d'ouverture dont 0,26 m au décintrement.

Les constructeurs ont donc cherché des procédés pratiques, autres que la ruine de quelques pièces, pour abaisser le cintre le plus doucement possible.

Les dispositifs qui ont été les plus fréquemment utilisés ont les suivants :

1. Les coins (Figure 6)

Ils sont en bois dur, intercalés entre le cintre et ses appuis ou placés sous les couchis ou les vaux. Ils présentent l'inconvénient de gonfler à l'humidité et ne sont utilisés que pour les petits cintres.

2. Les boîtes à sable (Figure 7)

Elles sont intercalées entre le cintre et ses appuis. Elles sont vidées selon un programme préétabli et soigneusement étudié. C'est, d'après SÉJOURNÉ, un excellent dispositif, très simple.

3. Les vérins

Le principe est le même que pour les boîtes à sable. Ils présentent en outre l'avantage de permettre le relevage du cintre en cours de construction.

4. Rupture d'une pièce spéciale

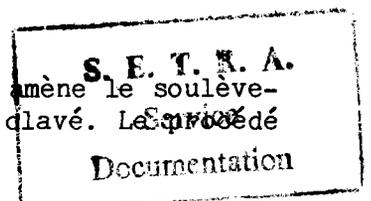
Il s'agit de ruiner une pièce spécialement établie à cet effet.

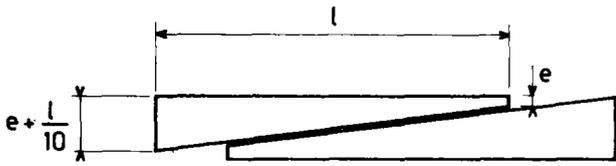
5. Détension de câbles

Dans les cintres retroussés à câbles d'acier, le décintrement est amorcé en détendant les câbles et poursuivi avec des boîtes à sable.

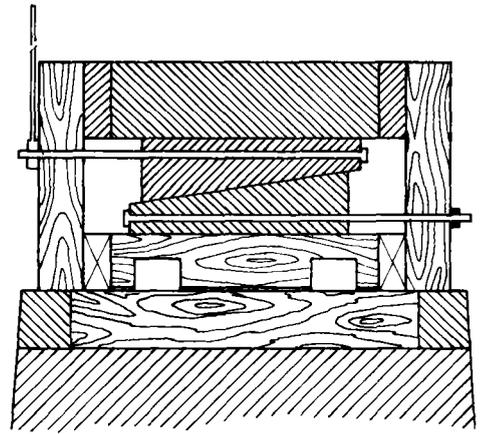
6. Vérins disposés dans la section de clé

Ils permettent d'ouvrir le joint de clé, ce qui amène le soulèvement de la voûte. Le joint de clé est ensuite solidement clavé. Le procédé est dû à FREYSSINET.





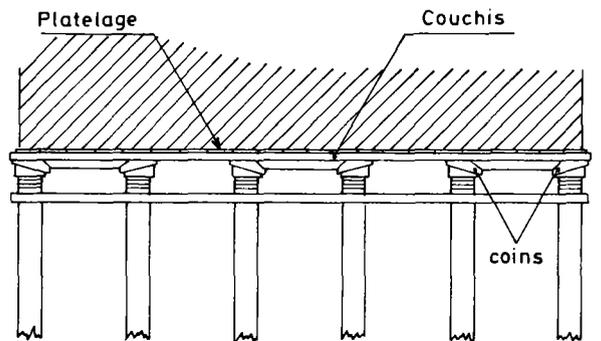
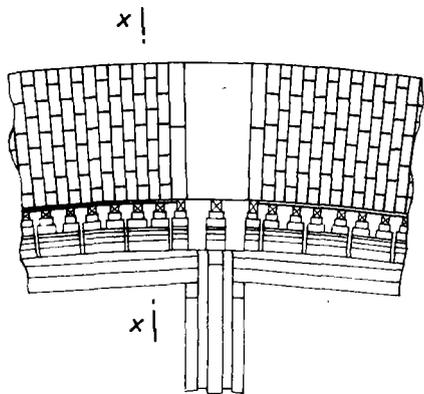
6a : Schéma



**6b : Coins du pont Adolphe
(Luxembourg)**

Élévation

Coupe suivant xx



6c : Disposition des coins sous le couchis (Pont de Crespano)

FIGURE 6 : Coins

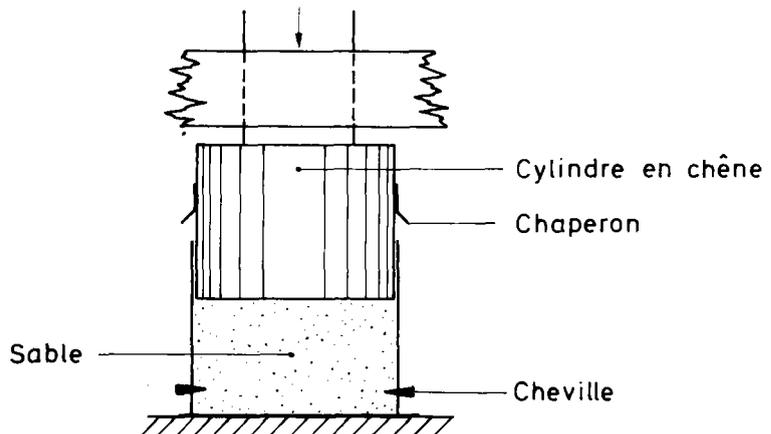


FIGURE 7 : Boîtes à sable

Outre ces dispositifs, les constructeurs ont cherché à procéder au décintrement dans les meilleures conditions possibles, en choisissant au mieux la période de cette opération. Les deux critères essentiels sont :

- la température ambiante : compte tenu des phénomènes de dilatation thermique, il y a intérêt à claver la voûte par temps froid et humide (le cintre gonfle) et à décintrer aux premières chaleurs (la voûte se soulève),
- l'état d'avancement des tympans de la voûte :
 - . pour les voûtes en plein cintre ou peu surbaissées, on monte les tympans jusqu'aux reins de façon à provoquer le soulèvement de la clé,
 - . pour les voûtes surbaissées, on les décintre nues,
 - . pour les voûtes surhaussées, il faut au contraire charger le "cerveau" (ou section de clé) car elles ont tendance à se soulever à la clé et on risquerait leur rupture au décintrement.

Enfin, si on décintre les tympans achevés et si on n'y a pas ménagé des joints de dilatation, ils risquent de se fendre par temps froid à moins qu'on ne les ait montés par temps froid (effets cumulés de la dilatation thermique et du raccourcissement de la voûte lors de sa mise en charge).

- . L'état de prise du mortier : les voûtes anciennes, hourdées à la chaux grasse qui ne faisait prise que lentement, tassaient énormément au décintrement. Avec les liants du XIX^{ème} siècle, la règle de MORANDIÈRE, à savoir un jour sur cintre par mètre de portée, permet un temps de prise assez long pour que les mortiers acquièrent une résistance suffisante.

Si la construction a été faite par rouleaux (Cf. I - 3.2.2.), il faut laisser plus longtemps la voûte sur cintre pour qu'au moment du décintrement les mortiers aient fait une prise à peu près égale suivant une même normale à l'intrados.

3.2.1.3. Les effets du décintrement

Avec les liants modernes du XIX^{ème} siècle, le tassement est faible (de l'ordre du millimètre).

Du fait, de la mise en charge de la voûte, celle-ci se raccourcit et risque de fissurer : la fissuration est limitée grâce à la mise en charge partielle de la voûte avant décintrement.

Il se produit des fissures à l'extrados des reins si l'on décintre trop tôt une voûte plein cintre ou surbaissée. On risque en outre de voir les arêtes des voussoirs des reins se toucher à l'intrados, jusqu'à l'apparition d'épaufrures et même de ruptures de pierres, si les joints y sont minces.

Ces risques peuvent être limités, outre les précautions déjà men-

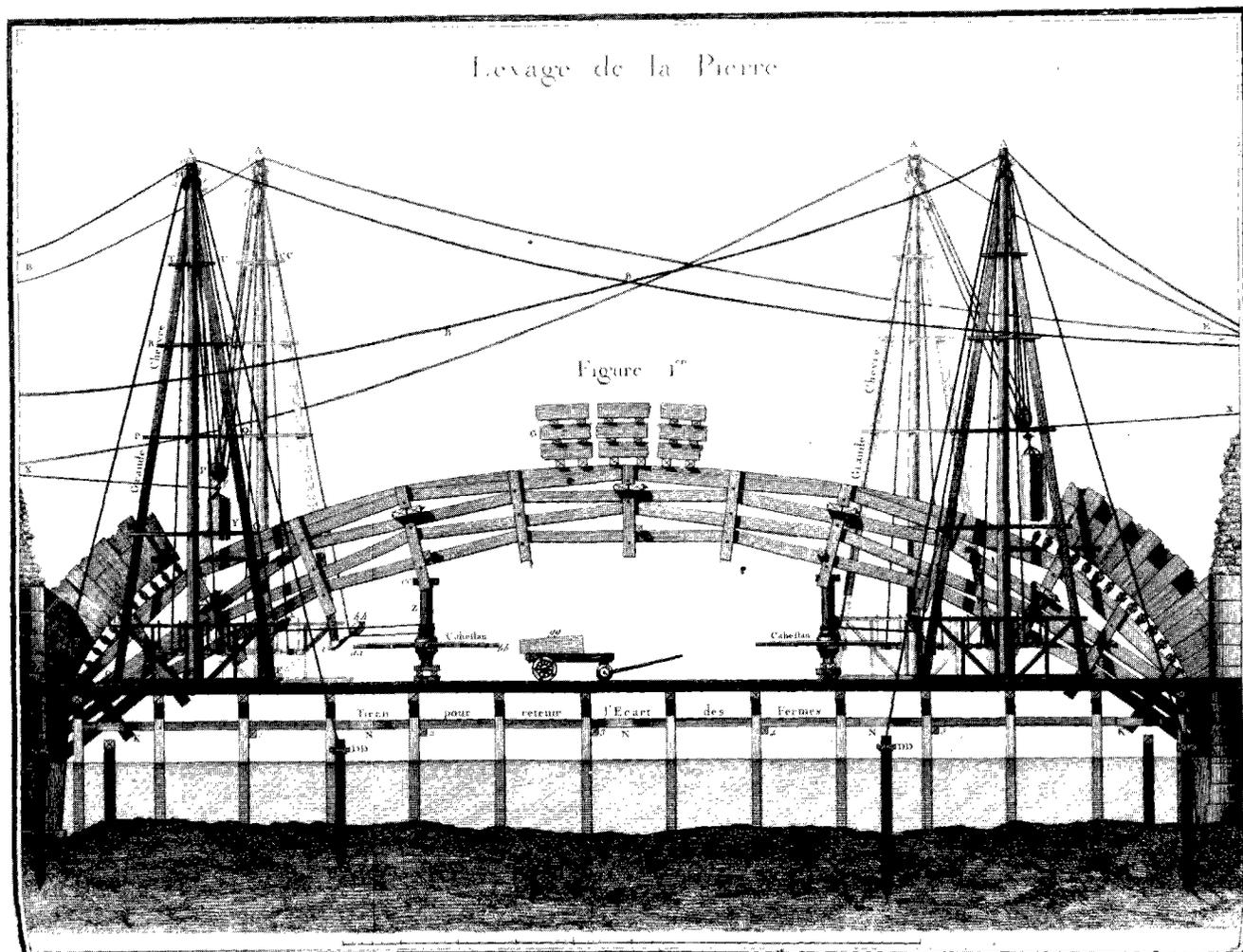


PHOTO 2 : Levage et pose de la pierre (Pont de MANTES)

LÉGENDE : Cette figure représente le levage de la pierre, tant pour la pose des voussoirs que pour charger les cintres.

Quatres écoperches ou grandes chèvres (A), équipées chacune de quatres gros palans et d'un cabestan (z), sont utilisées pour chaque arche et mises en place sur le pont de service.

La pierre arrive sur le chariot gg : elle est suspendue au palan et montée par douze manoeuvres appliqués au cabestan de l'écoperche AB. Pendant ce temps, deux autres hommes, placés sur le cintre de charpente transportent vers la pierre qui monte le palan q de la poulie mobile de l'autre écoperche CC. Lorsque la pierre est arrivée à la hauteur du dessus du cintre, on accroche ce palan à celui auquel elle est déjà suspendue. On fait ensuite tourner le second cabestan, en lâchant peu à peu le câble du premier pour amener la pierre où elle doit être placée. Puis, avec un moulinet placé sur la pile en X, trois ou quatre ouvriers la rappelant sur le tas (sur les assises déjà posées), on fait lâcher ensemble les deux cabestans et la pierre vient se placer sur les couchis à peu près au lieu de la destination.

G : voussoirs posés sur le milieu du cintre pour le charger.

K, N : tirant pour empêcher la poussée du cintre de la grande arche contre la deuxième pile qui n'est pas contre butée.

tionnées, en appareillant avec soin les matériaux, en les reliant parfaitement entre eux de manière à rendre la voûte la plus homogène possible, en employant des mortiers fermes et en battant fortement les pierres lors de l'exécution des maçonneries.

3.2.2. La construction par phases

Les cintres représentant une part importante de la dépense de construction de l'ouvrage et leur prix augmentant très vite avec la portée et l'épaisseur de la voûte, les constructeurs ont cherché à réduire leurs dimensions en construisant les voûtes par rouleaux.

Les cintres n'étant pas rigoureusement indéformables et pouvant tasser, on a cherché à minimiser les conséquences de leurs mouvements sur l'intégrité de la voûte en construisant celle-ci par tronçons.

3.2.2.1. La construction par rouleaux

Ce mode de construction consiste à construire la voûte par épaisseurs successives. Ce procédé était déjà utilisé par les Romains. Il présente l'avantage d'homogénéiser l'épaisseur des joints entre l'extrados et l'intrados, en particulier dans le cas de voûtes en briques.

Plus précisément, on construit à pleine épaisseur jusqu'au joint à partir duquel la voûte commence à s'appuyer sur le cintre, c'est-à-dire :

- les reins (section située à 60° de la section de clé environ) pour les pleins cintres et les voûtes peu surbaissées,
- les naissances pour les arcs assez et très surbaissés.

Au-dessus, on exécute la voûte en plusieurs épaisseurs ou rouleaux, dès que l'épaisseur totale dépasse 1 m environ. Le premier rouleau fait alors office de cintre pour le second et ainsi de suite.

Les rouleaux sont en général solidaires, c'est-à-dire que "les queues des assises de chaque rouleau forment dents d'engrenage avec les découpes nécessaires pour y encastrent les voussoirs du suivant" (SÉJOURNÉ). Dans les ouvrages anciens, (Romains ou du Moyen-Age), ils sont simplement superposés ainsi que dans les ouvrages en briques.

Certains auteurs (MORANDIÈRE, CROIZETTE-DESNOYERS) déconseillent la construction par rouleaux : ils lui reprochent une mauvaise répartition des charges, le premier rouleau portant presque tout, les autres n'ayant qu'un rôle de blocage. Une telle critique semble assez peu fondée et en tout état de cause, le fonctionnement exact d'une voûte en maçonnerie est très mal connu. Selon SÉJOURNÉ l'expérience, "cette maîtresse impérieuse", n'a jamais fait apparaître de désordres plus importants dans des voûtes exécutées de cette façon.

3.2.2.2. La construction par tronçons

La maçonnerie suit les mouvements du cintre en s'ouvrant aux endroits où les conditions d'appui sur le cintre subissent une discontinuité.

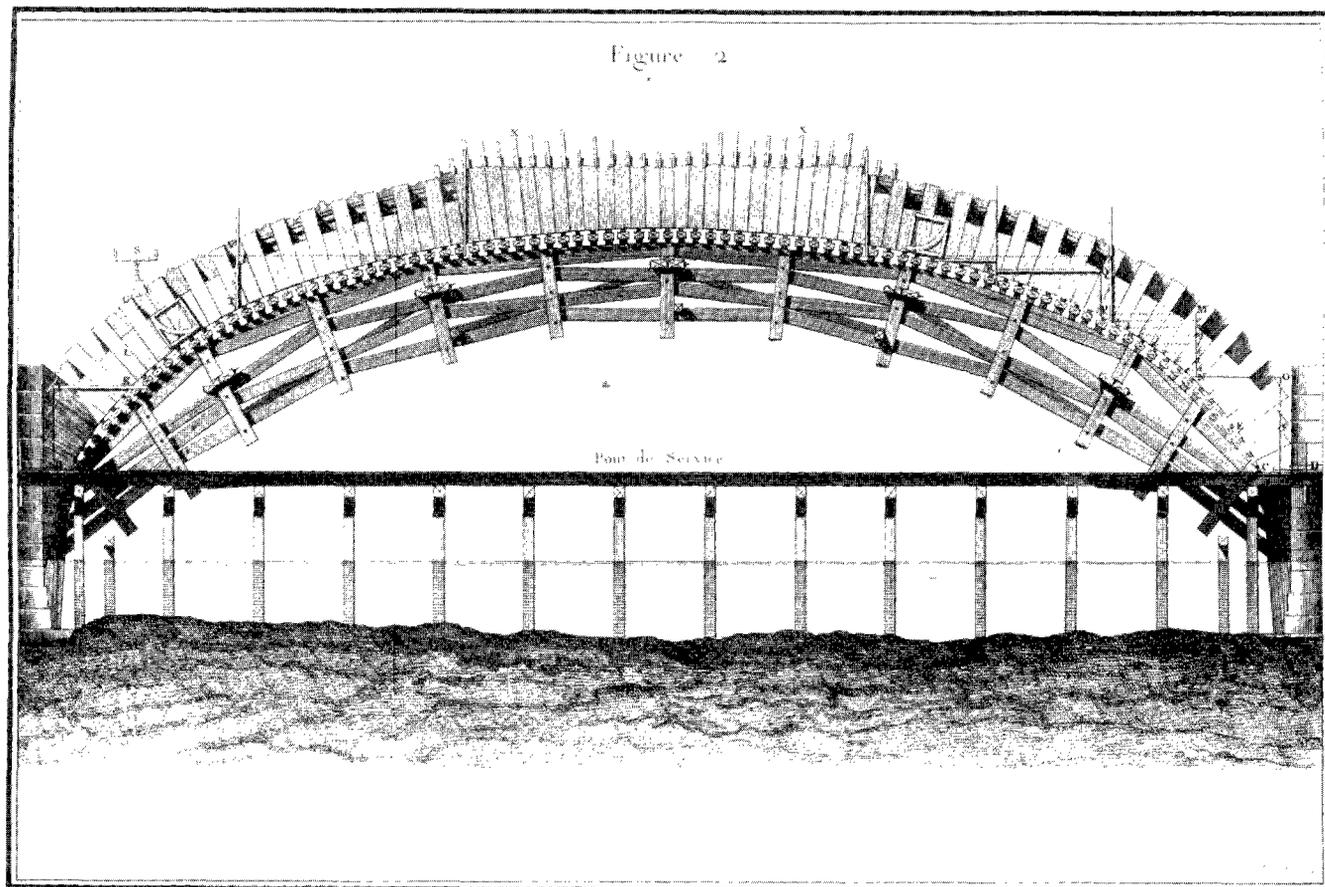


PHOTO 3 : Précaution nécessaire pour la pose de chaque cours d'assises de voussoirs, pour des voûtes construites sur des cintres retroussés ; et usage du quart de cercle (Pont de MANTES)

LÉGENDE : Cette planche présente les opérations de nivellement nécessaires à un bon positionnement des voussoirs, tenant compte du tassement de la voûte sur son cintre. Les hauteurs des arêtes de douelle, augmentées du tassement prévisible et des distances entre ces arêtes et le nu des culées et des piles sont calculées préalablement à la pose. L'inclinaison du voussoir est vérifiée à l'aide d'un quart de cercle, instrument muni d'un fil à plomb et sur lequel sont reportées les positions angulaires de chaque voussoir.

On notera les voussoirs posés sur câles et à sec de part et d'autre de la clé de voûte. Ces câles sont constituées de coins de bois de chêne, au nombre de deux par voussoirs. Ils sont placés entre des lattes savonnées, dans des entailles faites d'un seul côté à chaque voussoir.

Mais, en battant ces coins entre les joints des premiers rangs de voussoirs, leurs douelles se sont inclinées et sont "sorties" de la courbure des voûtes. Pour y remédier, on les a coulés en mortier de ciment sur six pouces de hauteur, après en avoir étouppé les joints sous les voûtes.

Ce sont par exemple :

- les points où les voussoirs commencent à s'appuyer sur le cintre (les reins ou les naissances selon le surbaissement),
- les points "fixes" du cintre tels que les points d'appui des vaux.

Pour éviter cette fissuration (ou plus modestement la limiter), on fractionne la voûte en tronçons en réservant des joints vides aux endroits mentionnés ci-dessus, joints que l'on viendra ensuite bourrer, une fois la construction achevée.

Ce fractionnement permet une construction plus rapide de la voûte qui peut ainsi être attaquée en plusieurs points à la fois.

Pour maintenir les joints vides, on utilise :

- . sous les assises posées à sec :
 - à l'intrados des bandes ou des tuyaux de plomb (figure 8),
 - à l'extrados des cales en chêne, des coins ou des barrettes en fer (figure 8),
- . entre les tronçons des coffrages ou des taquets (figure 9).

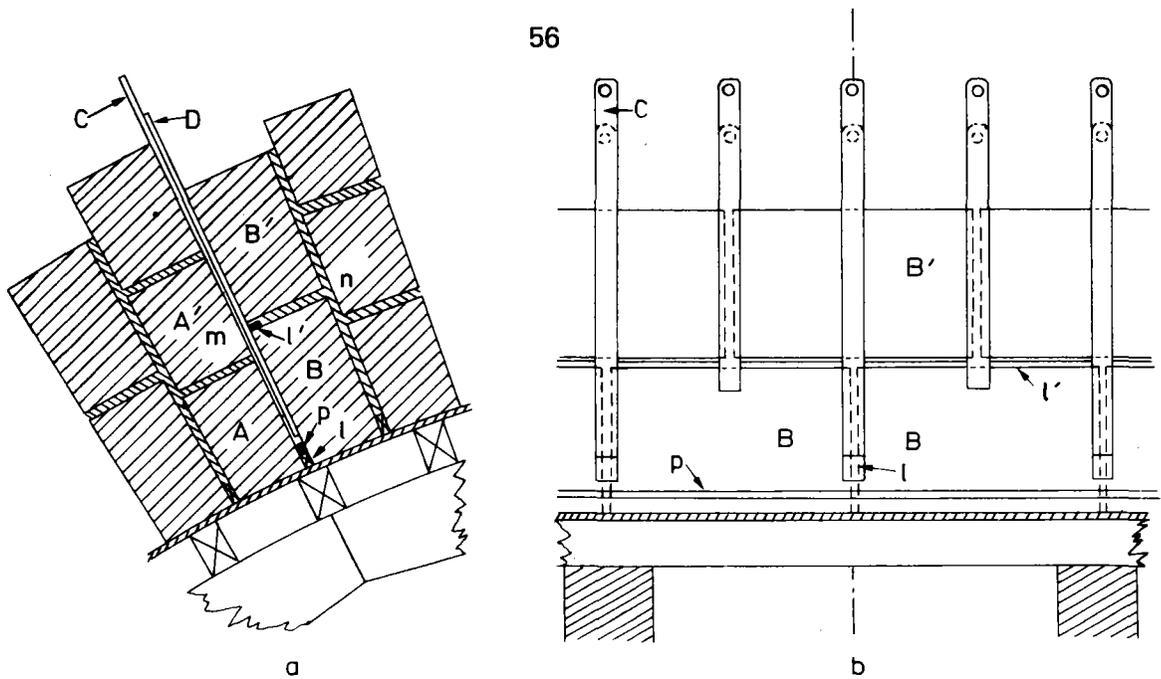
Une fois les différents tronçons achevés, leur maçonnerie ayant fait prise, on rend "continue" la voûte en matant les joints restants au refus absolu avec du mortier à peine humide, bourré avec un matoir et une masse en bois. Il s'agit, en quelque sorte, d'une mise en précontrainte de la voûte.

Le tuyau de plomb est destiné à empêcher le rebondissement du matoir au début de l'opération.

On clave ainsi d'abord la clé, puis tous les vides en descendant de chaque côté. Si la voûte est construite par rouleaux, on clave entièrement le premier rouleau avant d'entreprendre le second.

Le matage est une opération essentielle, délicate et qui doit être exécutée très soigneusement. SÉJOURNÉ disait que "l'Ingénieur a le devoir d'assister à tous les matages et de s'assurer par lui-même qu'ils ont été bien faits". Cette opération crée dans la maçonnerie des contraintes de compression de l'ordre de 1 à 2 MPa et permet de soulager le cintre. Les tassements en sont alors réduits dans des proportions très importantes. On notera que le matage permet à l'Ingénieur de modifier (presque à son gré) la courbe des centres de pression dans la voûte et que c'est une méthode de réparation (ou en tout cas une méthode partielle) de voûtes fissurées qui pourrait être employée.

Nous indiquons enfin qu'il est indispensable de "dégrader" les joints d'une voûte avant sa mise en charge, c'est-à-dire de les laisser vides sur une certaine profondeur (3 à 4 cm) ou encore de les réaliser en creux. Cette dégradation, dont le but est d'éviter des éclatements d'arêtes de pierres par excès de compression, se fait soit à l'extrados si le joint a tendance à se refermer à l'extrados (section de clé) soit à l'intrados. A l'intrados, on place pour cela au bas du joint un liteau de sapin qui arrête le mortier, à l'extrados, il faut les dégrader avant que le mortier ne soit devenu dur.



- l Liteau s'appuyant sur les moëllons bien équarris A (l'assise AA' est maçonnerie).
- p Tuyau de plomb (tuyau à gaz) appuyé sur le liteau l.
- D Barrette sur laquelle s'appuieront les moëllons bien équarris BB'.
- C Coin qui serre la barrette D.
- l' Liteau sous le moëllon B' : il retient le mortier du joint mn, il tombe quand on enlève la barrette.

Les barrettes D retiennent le mortier des joints verticaux et permettent de les ficher.

FIGURE 8 : Maintien des joints vides

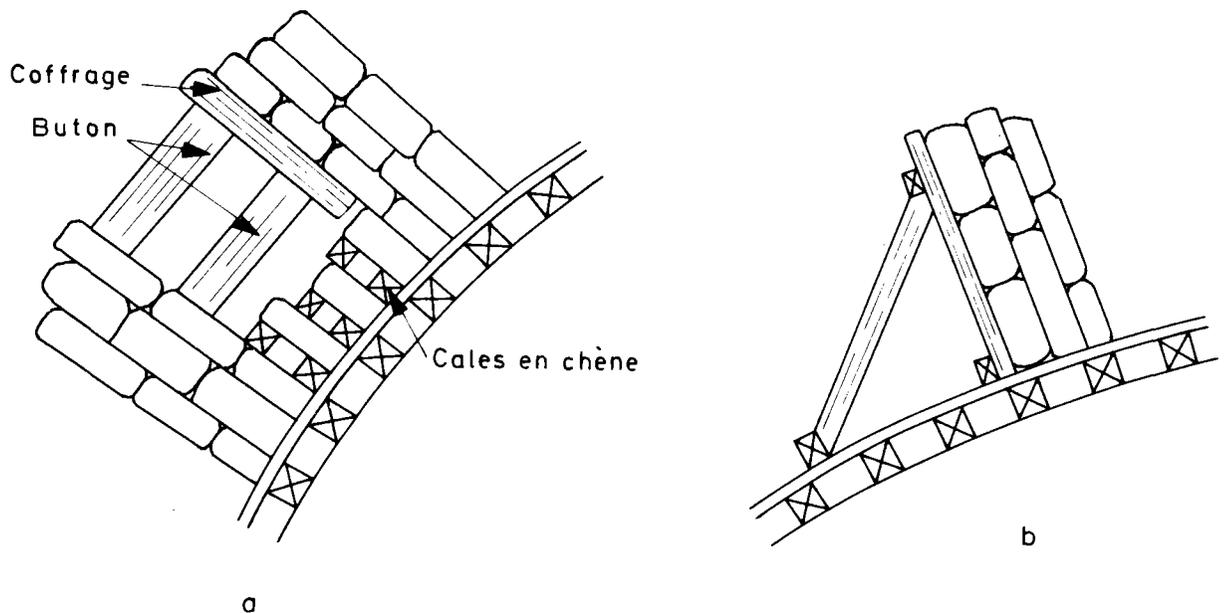


FIGURE 9 : Coffrages (a) - Taquets (b)

4. LE CALCUL DES VOÛTES EN MAÇONNERIE : HISTORIQUE

4.1. INTRODUCTION

Les ponts en maçonnerie ne font l'objet de calculs que depuis le début du XVIIIème siècle. Mais par suite du développement de nouveaux types de ponts et des techniques qui leur sont associées (métal, béton armé, béton précontraint), les Ingénieurs ont peu à peu perdu leur savoir-faire en maçonnerie d'autant plus que ces ouvrages ne posaient pas de problèmes graves. L'apparition récente de charges très lourdes (comme les cuves de réacteurs pour centrales nucléaires), la multiplication des opérations d'élargissement et surtout l'effondrement du pont Wilson franchissant la Loire à TOURS en Avril 1978 ont révélé l'importance de la connaissance intime des ponts en maçonnerie. L'un des aspects de cette science, qui n'est pas sans rebuter les Ingénieurs d'aujourd'hui formés aux méthodes modernes de calcul, est le "calcul" de ces ouvrages en vue d'évaluer leur réserve de résistance sous un chargement donné.

L'histoire du calcul des ponts en maçonnerie fait apparaître deux tendances qui coexistent encore de nos jours :

- l'une, la première parce que la plus proche de l'Ingénieur et de l'Architecte, relève, par son mode de raisonnement, de la théorie du Calcul à la Rupture, dont la formulation générale due à J. SALENÇON (1976-1978) (52 et 53) est toute récente,
- l'autre, qui n'est apparue que dans la première moitié du XIXème siècle, relève de la théorie de l'élasticité.

Nous présentons, dans ce quatrième chapitre, un bref historique du calcul des voûtes, en exposant quelques jalons importants de la première tendance, tout en rappelant l'évolution générale.

La théorie moderne établie à l'aide du calcul à la rupture fait l'objet du document "Evaluation de la stabilité par la théorie du Calcul à la Rupture" où le lecteur pressé pourra se contenter dans un premier temps de lire l'aperçu du chapitre 1 et le chapitre 2.

4.2. HISTORIQUE

C'est en effet depuis environ trois siècles que le problème de la force portante des voûtes et plus généralement des poutres préoccupe les Savants qui étaient alors des Ingénieurs et aussi des Architectes puisque, dès 1638, Galilée (20) étudiait la "résistance" de poutres-consoles et de poutres sur appuis simples. Depuis cette date, on peut distinguer trois époques qui correspondent approximativement à chacun des siècles.

La première partie de l'historique que nous présentons doit beaucoup à l'excellente étude du Mémoire de COULOMB (1773) faite par HEYMAN (27).

4.2.1. Avant le XIXème siècle : de LA HIRE à COULOMB

L'étude des voûtes plus particulièrement a été abordée en 1695 par P. LA HIRE dans son Traité de Mécanique (34) et par D.GREGORY en 1697 dans ses Philosophical Transactions (23).

GREGORY montre que pour qu'une voûte, constituée de voussoirs sans frottement entre eux, puisse être en équilibre sous son propre poids, il est nécessaire qu'on puisse inscrire dans son épaisseur une chaînette inversée.

LA HIRE s'intéresse également aux voûtes constituées de voussoirs sans frottement entre eux : "C'est un problème des plus difficiles qu'il y ait dans l'Architecture, que de connaître la force que doivent avoir les pieds-droits des voûtes pour en soutenir la poussée ...". Pour ce faire, il introduit en 1695 un excellent outil, le polygone des forces et la courbe des centres de pression mais en raison de l'hypothèse faite sur l'absence de frottement, il ne peut obtenir des conclusions satisfaisantes puisque, si les joints des naissances de la voûte sont horizontaux, l'équilibre n'est jamais possible.

Dans son Mémoire de 1712, LA HIRE fait faire un progrès considérable au calcul des voûtes :

.il observe qu'une arche qui est à la limite de stabilité se rompt en trois morceaux, les joints de rupture étant situés environ à égale distance des sections de clé et de naissance,

.bien qu'il ne considère pas ces joints comme des rotules, il suppose que la résultante des efforts sur ces joints est tangente à l'intrados de la voûte.

Il lui reste ensuite à écrire l'équilibre du "bloc" compris entre le joint de clé et le joint de rupture pour calculer la poussée horizontale de la voûte. Il en déduit facilement à quelle condition la culée sera stable (il s'agit ici de la stabilité au renversement).

LA HIRE procède donc à l'analyse de la stabilité de la voûte à partir de seules considérations sur les possibilités d'équilibre de la voûte mais il n'a pas poussé assez loin le raisonnement, sans doute faute d'une vision claire de la chose.

La partie centrale de la voûte, entre les deux joints de rupture, fonctionnant comme un coin s'enfonçant entre les extrémités de la voûte, cette analyse a pris le nom de "Théorie du coin". Elle a été développée par des Ingénieurs comme EYTELWEIN dans son Manuel de Statique (17) mais sans succès.

A l'exception de cette erreur les développements sont parfaitement corrects et ses résultats sont néanmoins assez bons. Cette contribution est donc remarquable. Elle introduit clairement les notions de lignes de centres de pression et les mécanismes de rupture par formation de rotules : la voûte se casse par rotation de quatre blocs les uns par rapport aux autres. Curieusement, il a fallu quarante trois ans pour voir COULOMB retrouver et préciser correctement ces résultats. On peut toutefois citer le Savant Italien POLENI qui eut à expertiser le Dôme de Saint-Pierre (47) mais faute de place, nous passerons directement à COULOMB après avoir toutefois signalé les essais de DANYZY relatés par FREZIER en 1737 (18) : ils montrent clairement la justesse des idées de COUPLET et la tangence de la résultante à l'intrados au joint de rupture.

C.A. COULOMB publie en 1773 un "Essai sur l'application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'Architecture", parmi les mémoires des Savants Etrangers de l'Académie (7). Ce Mémoire constitue un évènement exceptionnel mais peut être trop ignoré. Il est bien connu que COULOMB y jette les fondements de la mécanique des sols modernes mais il y traite aussi de la flexion des poutres, de la rupture des poteaux en maçonnerie et de la stabilité des voûtes en maçonnerie. C'est aussi une étude résolument moderne par les raisonnements développés, qui sont ceux du calcul à la rupture parce qu'ils sont avant tout ceux d'un Ingénieur.

Les principaux résultats concernant les voûtes, obtenus par COULOMB, sont les suivants :

- .Après avoir fait l'étude des voûtes comportant des joints sans frottement, il remarque que cette approche est d'un intérêt tout à fait limité puisque conduisant à des résultats absurdes.
 - .Il considère donc des joints satisfaisant au critère de frottement sec dit de COULOMB et introduit un mécanisme de ruine par glissement le long d'un joint.
 - .Il élimine enfin ce mode de rupture qui ne se produit jamais dans la réalité et introduit le mécanisme de ruine par rotation de blocs les uns par rapport aux autres. Ce mécanisme le conduit à des résultats très importants, par l'écriture des seules équations d'équilibre de ces blocs :
- 1). pour qu'une voûte soit stable, il est nécessaire que le centre de pression sur un joint quelconque (ou encore le point de passage de la résultante) soit à l'intérieur de la voûte. Il ajoute, en outre, que, pour respecter le critère de résistance à la compression, ce point doit être assez loin de l'extrados ou de l'intrados.
 - 2). Il existe une poussée horizontale maximale et une poussée horizontale minimale et COULOMB donne le moyen de les déterminer, que l'on peut décrire très rapidement.

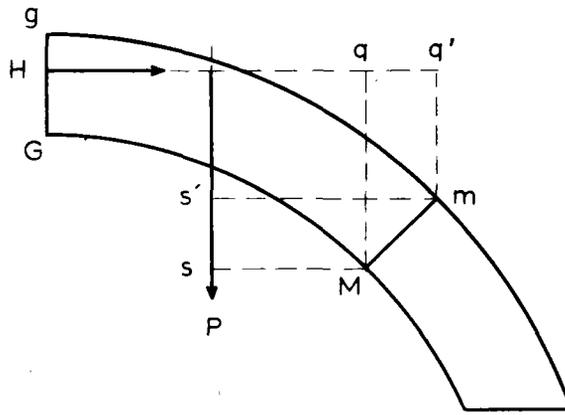


Figure 3

Si P est la résultante des efforts verticaux s'exerçant sur le bloc GgmM et H la poussée horizontale à la clé, avec les notations de la figure 3.

$$H_{\min} = \text{Max} \frac{P sM}{qM} \qquad H_{\max} = \text{Min} \frac{P s'm}{q'm}$$

Il précise enfin qu'il suffit de considérer H_{\min} s'exerçant en g sur le joint de clé et H_{\max} en G. Il s'agit de la seule erreur de COULOMB que MÉRY évoquera environ soixante ans plus tard.

Certains de ces résultats avaient déjà été obtenus par COUPLET (avec une erreur comme nous l'avons vu) mais COULOMB surclasse son prédécesseur qu'il ne cite pas (a-t-il connu ses travaux ?). Ses raisonnements sont en effet d'une rigueur exemplaire : toutes les hypothèses qui sont à leur origine sont clairement énoncées, les propriétés qui en découlent sont démontrées sans erreur dans un cadre très général grâce au calcul variationnel (en particulier sans faire d'hypothèse sur la position des joints de rupture comme le faisait COUPLET) et la validité de ses hypothèses est justifiée par l'expérience.

Nous verrons que la théorie du calcul à la rupture permet de préciser la nature des solutions présentées par COULOMB et qu'en l'absence d'informations complémentaires sur le comportement des matériaux de la voûte, il n'est pas possible d'aller plus avant que lui dans l'analyse de la stabilité de la voûte. Tout au plus peut-on affiner, avec des méthodes de calcul modernes, ses conclusions.

Lorsque l'on tient compte de la résistance finie à la compression simple et des effets de l'effort tranchant, on peut également (certains lui "reprocheront" de ne pas l'avoir fait) aller plus loin dans l'étude des poussées extrêmes et en particulier étudier le cas de problèmes à chargement dissymétrique qu'il n'aborde pas. Mais nous trouvons tout à fait imméritées les critiques de PONCELET (48) qui, après avoir évoqué les règles établies par COULOMB pour éviter l'écrasement des maçonneries, écrivait en 1852 :

"La généralité et le vague dans lesquels COULOMB s'était renfermé sur ce point (ie. l'étendue de la surface réelle d'appui entre deux voussoirs et la répartition des pressions sur les joints qui restent indéterminées) et celui qui concerne la position de la poussée à la clé, le défaut même d'exemple ou de toute application des principes à des cas spéciaux, suffisent pour expliquer comment les belles et utiles conceptions de cet illustre Ingénieur étaient demeurées, jusque dans ces derniers temps, en un complet oubli, malgré leur valeur scientifique et pratique".

Nous avons voulu souligner, au contraire, le caractère exceptionnel du Mémoire de COULOMB qui marque un point culminant dans l'étude des voûtes (entre autres problèmes) en lui réservant le titre de cet article.

Après COULOMB, il n'y a plus de travaux théoriques au XVIIIème siècle mais l'art de la construction fait d'énormes progrès grâce à PERRONET qui réduit l'épaisseur des piles et conçoit des arcs très surbaissés.

4.2.2. Le XIXème siècle

Ce siècle commence avec les célèbres essais de BOISTARD, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées en 1800, relatés par LESAGE en 1810 (37) dans un document à l'usage de Messieurs les Ingénieurs des Ponts et Chaussées. Ces essais, réalisés sur des voûtes de différentes formes, confirment l'hypothèse de la rupture en un mécanisme de rotation à quatre blocs, infirment l'hypothèse de COUPLET sur la position des joints de rupture à mi-montée de la voûte et portent aussi sur les efforts appliqués aux cintres, problème qui n'avait jamais été abordé auparavant.

Mais sur le plan théorique, depuis COULOMB, aucun progrès et même plutôt l'oubli. Le premier à avoir ramené les Ingénieurs à la théorie de COULOMB est AUDOY, alors Chef de bataillon du Génie, qui publie en 1820 (3) son "Beau Mémoire inséré au quatrième numéro du Mémorial de l'Officier du Génie" (d'après PONCELET). L'apport le plus important d'AUDOY est certainement, outre d'avoir donné aux Ingénieurs des formules, malheureusement fort compliquées, de dimensionnement des voûtes, d'avoir introduit la notion de "coefficient de sécurité" pour parer aux surcharges accidentelles, aux défauts des fondations ou à des malfaçons.

Ce sont surtout LAME et CLAPEYRON, leurs études à peine terminées, qui, consultés sur la stabilité du Dôme de la Cathédrale de Saint-Isaac de Saint-Petersbourg rédigent en 1823 un remarquable Mémoire sur la stabilité des voûtes (36) publié dans les Annales des Mines et rapporté à l'Académie des Sciences par M. DE PRONY et M. CH. DUPIN. Ce Mémoire, où ni BOISTARD, ni COUPLET, ni COULOMB ne sont cités, réaffirme que la seule hypothèse acceptable est celle de la rupture par rotation mais il n'apporte rien de fondamentalement neuf. On y voit cependant soulever un problème qui fera l'objet de beaucoup d'attention par la suite, à savoir celui de la connaissance de la répartition exacte des contraintes sur les joints.

Peu après, NAVIER (41) publie en 1825 et 1826 ses leçons à l'Ecole des Ponts et Chaussées. Citons PONCELET (48) :

"M. NAVIER, après avoir exposé les différents faits d'expérience connus, relatifs à la stabilité et à la rupture de l'équilibre des voûtes en berceau, se borne à un résumé très clair et très succinct des conditions générales de cet équilibre, eu égard au frottement et à la cohésion des mortiers sur le joint des reins, ainsi que de la marche à suivre pour s'assurer, a posteriori si une voûte donnée est stable relativement aux divers modes de rupture dont elle est susceptible. (ceci conformément aux principes de COULOMB).

...M. NAVIER fait suivre ces indications générales de considérations relatives à l'élasticité des matériaux d'une voûte supposée en équilibre stable, au mode de distribution de pressions sur les plans de joints ou d'ap-

pui,.. ". Il déduit du comportement élastique du matériau la règle du tiers central, à savoir que le centre de pression sur un joint doit se trouver à l'intérieur du tiers central et que la contrainte maximale de compression doit être limitée à une fraction de la résistance et de signification de nombreuses analyses ultérieures.

Nombre d'Ingénieurs ont recherché par la suite à simplifier les résultats de NAVIER pour obtenir des tables numériques pratiques : de GARBEL en 1835 (21), PETIT en 1835 (43), MICHON en 1848 (39), CARVALLO en 1852 (5) entre autres. PONCELET est lui-même un ardent défenseur de l'"Ecole élastique". Mais plutôt que de décrire ces travaux qui ne constituent qu'un raffinement de ce qui existe déjà, nous nous intéresserons à l'autre école, qui a cherché à généraliser les travaux de COULOMB en étudiant les propriétés du polygone qui a pour sommets les centres de pression sur les différents joints de la voûte, polygone qu'on a appelé courbe des pressions ou des centres de pression plus proprement et qui a été introduit par LA HIRE en 1712.

Les travaux de quatre hommes nous paraissent devoir être mis en valeur : E. MÉRY, H. MOSELEY, H. SCHEFFLER, A. DURAND-CLAYE.

4.2.2.1. E. MÉRY et l'épure de MÉRY

MÉRY, Ingénieur des Ponts et Chaussées à BREST, rédige un mémoire sur l'équilibre des voûtes en berceau vers 1830; mémoire où il développe des recherches auxquelles il s'est livré en 1826 et 1827 à l'Ecole des Ponts et Chaussées.

C'est un mémoire qui paraît en 1840 dans les Annales des Ponts et Chaussées (38). Nous donnons au 4.3. la description de la méthode graphique qui y est exposé.

Il y considère que la maçonnerie n'a pas de résistance à la traction et a une résistance finie à la compression. Il en déduit que:

"L'intrados et l'extrados forment deux limites dont la courbe des pressions ne doit jamais sortir, et, lorsque cela arrive, l'équilibre est impossible".

Dans ce cas, la voûte se rompt par rotation de blocs. Comme COULOMB, il est amené à considérer "deux positions extrêmes de la courbe des pressions, qui correspondent l'une au maximum de la poussée et l'autre au minimum".

MÉRY est le premier Ingénieur à avoir cherché à caractériser ces lignes. Il montre, dans le cas d'un problème symétrique, que :

- la ligne de poussée minimale est tangente à l'extrados près de la clé et à l'intrados près de la naissance,
- la ligne de poussée maximale est tangente à l'intrados près de la clé et à l'extrados près de la naissance.

Donc, contrairement à ce que COULOMB avait proposé, les lignes de poussée extrême ne passent pas nécessairement à l'intrados ou à l'extrados à la clé. Les joints où ces lignes touchent les contours de la voûte

sont les joints de rupture. A l'état limite, (vis à vis du critère de traction seule) ils sont au nombre de cinq (si l'un d'eux est à la clé) ou six et il n'existe qu'une seule ligne interne à la voûte.

Il donne ensuite le moyen de construire ces lignes par tâtonnements et étaye son mémoire par de nombreux exemples.

Enfin, il fait observer que, les pierres n'ayant pas une résistance infinie à la compression, la condition nécessaire de stabilité qu'il a énoncée doit être restreinte : la courbe des pressions ne doit pas, en fait, s'approcher trop du contour de la voûte. Il donne le moyen de déterminer ces nouvelles limites de la courbe, en limitant la contrainte de compression sur les joints. Sa démonstration n'est pas très claire : il admet l'hypothèse du comportement élastique linéaire de la pierre et trouve que l'intervalle entre le centre de pression et le contour doit pouvoir supporter les deux-tiers de la résultante, ce que l'on peut traduire en langage moderne par :

$$|M| \leq N h (1 - 4 N/3 \sigma_0 S)$$

où h est la demi-épaisseur de la section rectangulaire, M et N le moment fléchissant et l'effort normal et σ_0 la résistance à la compression admissible fixée au dixième de la valeur limite.

MÉRY conclut en disant que "la recherche (de la ligne des pressions réelle) n'est nullement nécessaire pour être assuré de la solidité de la voûte", que l'on peut examiner aussi la stabilité au glissement mais que cette étude est en général inutile.

Nous nous sommes étendus sur ce mémoire parce qu'il nous semble nécessaire de redonner à l'épure de MÉRY (c'est à dire au tracé de la ligne des pressions) la signification que lui a donnée son auteur. Cette méthode a été par la suite dénaturée par la théorie de l'élasticité, s'est transformée en une règle dite du "tiers central" et a ainsi perdu son sens profond.

En effet, telle qu'elle est décrite dans le cours de Construction de Ponts de CROIZETTE-DESNOYERS (11), dans les Grandes Voûtes de SÉJOURNÉ (55) et telle qu'elle est encore appliquée de nos jours, elle consiste, dans le cas d'un problème symétrique par exemple, à effectuer les opérations suivantes :

- Rechercher la ligne de centres de pressions passant par le tiers central supérieur à la clé et le tiers central inférieur aux reins (i.e. à 60° de la section de clé). Ces points de passage imposés à la ligne sont situés sur les "joints de rupture". Dans certaines variantes, le joint situé aux reins est remplacé par le joint des naissances ou bien sa position est calculée comme le faisait COULOMB (ligne de poussée minimale).
- Vérifier que cette ligne reste à l'intérieur du tiers central à l'exception toutefois de quelques joints.
- Vérifier que la contrainte normale aux joints ne dépasse pas le dixième de la résistance à la compression simple du matériau, cette contrainte étant calculée dans l'hypothèse d'un comportement élastique linéaire comme en béton armé.

On voit donc qu'on a ainsi perdu la démarche originelle et seule correcte : l'absence de résistance à la traction fait passer directement au tiers central alors que cette condition de tiers central, si elle pouvait être justifiée, proviendrait de la limitation en compression. Mais cette méthode, bien qu'utilisée à contre sens, a permis la réalisation de nombreux ouvrages encore en service. Ceci est tout à fait normal, puisque, dans le cas d'un projet, on s'arrange pour avoir une ligne de centres de pression à l'intérieur du tiers central donc à l'intérieur de la voûte. Mais elle n'est pas utilisable pour la vérification d'un ouvrage.

4.2.2.2. H. MOSELEY et H. SCHEFFLER

H. MOSELEY, dans un mémoire lu en 1837 à la Société Philosophique de CAMBRIDGE et dans divers écrits publiés en 1839 et 1843 (24, 27, 40, 48) utilise aussi la notion de lignes de centres de pression qu'il appelle "ligne de résistance" et sans avoir eu connaissance des travaux de COULOMB, il retrouve les mêmes résultats.

H. SCHEFFLER, Conseiller des Travaux Publics du DUCHE DE BRUNSWICK, publie en 1857 un Traité de la Stabilité des Constructions (19, 54) où il analyse beaucoup plus complètement que ses prédécesseurs les propriétés des lignes de centres de pression. Il caractérise en particulier de façon correcte les lignes de poussées minimale et maximale, dans le cas d'un problème symétrique, par leurs conditions de contact avec l'extrados et l'intrados. Il aborde également les problèmes dissymétriques. Il énonce enfin correctement la condition de stabilité de la voûte vis à vis du critère de traction.

Les travaux de ces deux auteurs, s'ils sont connus en FRANCE puisque PONCELET les mentionne, n'ont néanmoins pas eu de suite. Peut être ont-ils eu le tort d'énoncer un principe de moindre résistance, selon lequel la nature ne fournit que le moindre effort (dans une voûte, la ligne des centres de pression réelle serait la ligne de poussée minimale) qui prête maintenant à sourire mais plus vraisemblablement, la théorie toute neuve de l'élasticité est plus attrayante parce qu'elle "lève" l'indétermination du problème des voûtes : il existe une et une seule ligne de pressions, la répartition des contraintes sur les joints est connue et ces certitudes apaisent les Ingénieurs soucieux d'exactitude.

4.2.2.3. A. DURAND-CLAYE (15, 16)

La méthode trouvée par A. DURAND-CLAYE est sans doute la plus intéressante du XIXème siècle, non seulement par ses résultats mais aussi par les principes qui en sont à l'origine. Nous ne la décrirons que très sommairement mais nous reproduirons au préalable quelques réflexions que cet Ingénieur a écrites en 1867 dans les Annales des Ponts et Chaussées.

"Mais pour que le tracé de cette courbe (la courbe des centres de pression) ait quelque valeur,.. il convient de définir rationnellement la poussée qui lui sert d'origine. A chaque valeur prise par la poussée, à chaque point d'application correspond une courbe de pression : on cherche si, parmi ces courbes, il s'en trouve une correspondant à l'équilibre.. Ainsi, recherche de la possibilité d'une solution d'équilibre, voilà quel est le véritable sens de la construction et des tâtonnements indiqués par M. MERY (équilibre est pris au sens de respect des équations d'équilibre et des critères de

critères de résistance du matériau constitutif)".

Citons également : "On n'a aucune idée du degré de stabilité de la voûte puisqu'on s'arrête dès qu'une courbe d'équilibre est trouvée et que la voûte peut en contenir une infinité ...".

"Ce sont ces tâtonnements et ces hypothèses arbitraires (joints de rupture prédéterminés) que nous cherchons à supprimer..Nous déterminerons toutes les solutions d'équilibre que peut comporter la voûte".

Nous verrons que ces réflexions sont tout à fait modernes et si DURAND-CLAYE avait poussé le raisonnement jusqu'au bout, il eût trouvé avec un siècle d'avance les solutions actuellement proposées.

La démarche du calcul est la suivante :

Soit une voûte découpée en n blocs. Sur les joints limitant ces blocs, l'effort normal et le moment fléchissant sont limités par la résistance du matériau à la traction et à la compression. DURAND-CLAYE écrit la relation entre les efforts limites en supposant la répartition des contraintes sur le joint trapézoïdale ou triangulaire, seule concession faite à l'élasticité.

Il en déduit, par les équations d'équilibre, pour chaque joint, les valeurs limites de la poussée horizontale à la clé en fonction de la position du centre de pression à la clé.

Il est ensuite facile, en considérant l'ensemble des joints, de déterminer l'ensemble des lignes de centres de pression pour lesquelles la voûte est en équilibre. Il en déduit les valeurs des poussées horizontales minimale et maximale. Il propose aussi un coefficient de sécurité, égal au rapport de la résistance à la compression pour laquelle la voûte est certainement instable et de la résistance à la compression réelle.

Cette méthode est arrivée trop tôt, car en l'absence de moyens de calculs puissants, elle nécessite des calculs très laborieux que les méthodes graphiques n'ont pas réussi à simplifier.

4.2.2.4. Fin du XIXème siècle

Pour voir comment on calcule les voûtes à la fin du XIXème siècle, qui mieux que SÉJOURNÉ pourrait nous donner le point de vue des Ingénieurs? L'humilité qu'il adopte doit nous faire réfléchir :

"Jusqu'à ce qu'on en ait une meilleure, pour calculer le travail des voûtes, accepter - malgré ses défauts - l'hypothèse élastique.

Les essais, quoiqu'on en ait écrit, ne justifient pas l'application aux voûtes de formules de déformation.

Pour les voûtes, on s'est de tout temps beaucoup trop pressé d'édifier des théories. On a tout d'abord raisonné au lieu de regarder, calculé au lieu de mesurer. On a couru de suite à des hypothèses permettant le calcul, comme si l'on pouvait trouver quelque chose en dehors de l'expérience.

Les voûtes faites de matériaux élastiques sont certainement élastiques mais non comme l'entend la Résistance des Matériaux : leur élasticité n'est pas si simple ...

Il faut provisoirement continuer à les supposer telles.

On n'a pas, en ce moment, pour le calcul des voûtes, de meilleure hypothèse que l'hypothèse élastique" (55).

4.2.3. Le XXème siècle

Le XXème siècle a vu l'apparition de structures nouvelles, en raison de l'utilisation de matériaux nouveaux tels que l'acier, le béton armé et le béton précontraint. Peu à peu, on n'a plus construit de ponts en maçonnerie. Mais la conservation des ponts existants a fixé les efforts de quelques Ingénieurs, essentiellement anglais ou de culture anglo-saxonne.

Les deux tendances se sont maintenues, mais il semble que la tendance "calcul à la rupture" ait fini par l'emporter et passe maintenant dans les usages.

Les méthodes de vérification élastique ont été étudiées à partir de 1936 par PIPPARD (44, 45, 46) et perfectionnées par la suite par divers auteurs comme DAVEY (12), CHETTOE et HENDERSON (6) et plus récemment AGRAWAL (12).

Ces méthodes sont toutes fondées sur le calcul élastique de la voûte en maçonnerie, le calcul prenant en compte l'apparition des rotules. En particulier la méthode développée par PIPPARD consiste à considérer que la voûte est articulée à ses naissances (puisqu'un très léger déplacement horizontal des appuis provoque l'apparition de telles rotules). A partir de là, pour une voûte de forme donnée (la ligne moyenne est parabolique et le rapport portée/flèche fixé), pour un chargement donné (charge concentrée à la clé), il est facile de s'assurer de la stabilité de la voûte vis à vis de la résistance à la traction et à la compression. Les essais effectués sur des ouvrages réels semblent montrer que le critère de compression est le plus contraignant et il est le seul considéré finalement. Cette méthode a ensuite été généralisée durant les années 1950 et même encore récemment pour être appliquée à des ouvrages de géométrie quelconque, grâce à l'utilisation de facteurs correctifs.

Cependant, le développement des théories de la plasticité et surtout de l'analyse limite a permis, vers les années 1950, un retour en arrière inattendu. Ainsi KOOHARIAN, en 1953 (33), sur une idée de DRUCKER, montre que les théorèmes de l'analyse limite s'appliquent au problème de la stabilité des voûtes en maçonnerie et que cette application passe soit par l'utilisation de la ligne des centres de pression comme l'ont fait COULOMB, MÉRY et DURAND-CLAYE, soit par l'utilisation de champs de vitesses où la voûte se "casse" en blocs en rotation les uns par rapport aux autres.

Mais c'est J. HEYMAN qui a été le plus ardent défenseur de cette approche qu'il a appliquée avec succès à de nombreux ouvrages, que ce soit des voûtes de cathédrales ou des ponts. Nous renvoyons le lecteur intéressé à ses nombreuses publications (25 à 32). HEYMAN considère, à la différence

des "élasticiens", que le critère de compression peut être négligé, les pierres ayant une grande résistance à la compression simple (ce n'est pas toujours vrai mais ce n'est pas déraisonnable) et que la rupture n'intervient pas par glissement. Dans ces conditions, une voûte est stable s'il existe une ligne de centres de pression interne à la voûte. Il définit ensuite un coefficient de sécurité géométrique, fondé sur l'existence d'une épaisseur minimale de la voûte pour supporter un chargement donné.

Tout récemment, J. SALENÇON (52, 53) a mis en forme une théorie du calcul à la rupture, élargissant des travaux antérieurs de DRUCKER (1954) (44) et RADENKOVIC (1961, 1962) (49, 50). Cette théorie a fait l'objet d'application à des problèmes de Mécanique des Sols (par exemple 10) et le problème qui nous préoccupe ici a été étudié dans son cadre. Cette analyse est présentée au chapitre 1 du document "Evaluation de la stabilité par la théorie du calcul à la rupture".

4.3. L'Epure de MÉRY

Bien que la méthode, dite de MÉRY, puisse être considérée comme dénaturée dans sa forme actuelle, il n'est pas mauvais de l'avoir mise en oeuvre au moins une fois : elle a quand même la vertu d'être le moyen de calcul de très nombreux ouvrages qui ont "tenu". Elle permet en outre de mieux comprendre ce qu'est une ligne de centres de pression.

Nous présentons donc ici :

- d'une part, la méthode graphique de tracé d'une ligne de centres de pression, que certains ont appelée abusivement ligne enveloppe des résultantes (il s'agit alors en fait de la ligne des pressions),
- d'autre part, la méthode de détermination des joints de rupture.

Cet exposé nécessite quelques notions élémentaires de statique graphique qui sont décrites en annexe à ce chapitre 4.

Dans la suite, on considère donc une voûte en maçonnerie, de géométrie fixée, soumise à un chargement donné (charges permanentes et charges routières). Les charges sont verticales. Cette voûte est considérée encastree sur ses appuis.

4.3.1. Méthode graphique du tracé de la ligne de centres de pression passant par des joints fixés à l'avance

Le problème consiste à rechercher la ligne de centres de pression passant par :

- deux points fixés à l'avance dans le cas d'un problème symétrique (géométrie et chargement symétriques),
- trois points fixés à l'avance dans le cas d'un problème dissymétrique.

En effet, une voûte biencastrée est un système hyperstatique de degré 3 du point de vue des milieux curvilignes : 3 points sont donc nécessaires pour définir une ligne de centres de pression, ce nombre étant ramené à 2 si le problème est symétrique.

La méthode consiste à découper la voûte en un certain nombre de voussoirs souvent plus grands que les voussoirs réels afin de ne pas trop compliquer et multiplier les calculs mais suffisamment petits pour que les arcs des courbes d'intrados et d'extrados puissent être assimilés à des segments de droites. On admet que chacun de ces voussoirs supporte la partie des tympans et de toutes les charges situées verticalement au-dessus de lui. On néglige dans ces calculs toute composante horizontale des forces provenant de ces charges.

Afin de simplifier les calculs et de permettre une détermination graphique des charges appliquées à chacun de ces voussoirs (calcul de surfaces), on doit ramener les ordonnées des trapèzes qui représentent les charges dans le rapport du "poids volumique de ces charges" au poids volumique des maçonneries. Ainsi, dans la figure 4, bien qu'en réalité la cote supérieure des remblais soit constante (suivant la ligne supérieure en trait plein), les surfaces à considérer pour les charges de remblai sont limitées par les lignes pointillées.

Ligne limitant la surface de calcul
de la charge de remblai

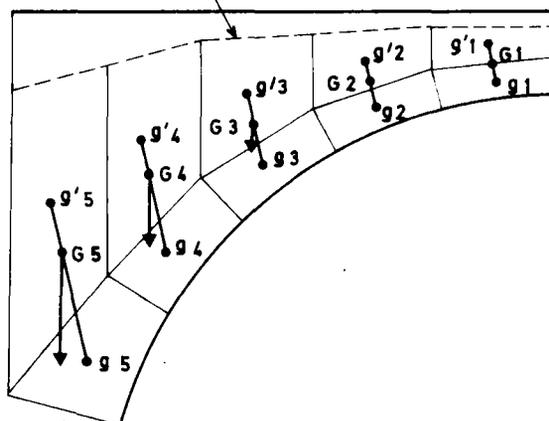


FIGURE 4 : Epure de Méry
Détermination des charges appliquées à la voûte

A partir de cette représentation de la voûte et des charges qui lui sont appliquées, on peut déterminer les forces appliquées à chaque voussoir (ligne d'action et grandeur). On définit ainsi un système de forces (F_i). La ligne de centres de pression associée à ce découpage est déduite du polygone funiculaire des forces.

Le polygone des forces permet en effet de déterminer la résultante des efforts sur chaque joint, à partir de la connaissance de la résultante sur un joint. Les résultantes sont alors les "rayons polaires" pa_i

du polygone des vecteurs (se reporter à l'annexe). Le polygone coupe le joint délimitant deux voussoirs adjacents au centre de pression. Le problème consiste donc à tracer le polygone funiculaire des forces associé au système (F_i) passant par deux ou trois points donnés.

La méthode générale de ce tracé est donnée en annexe à cette partie. La voûte étant en équilibre, le système (F_i) est un système concourant ou parallèle et la méthode décrite en fin d'annexe est donc applicable.

4.3.1.1. Cas du problème symétrique

Les points imposés sont :

- le tiers central supérieur de la section clé I
- le tiers central inférieur de la section des reins ou des naissances J suivant les différentes écoles.

Dans ce type de problème, on sait que la poussée verticale à la clé est nulle ; la résultante des efforts sur la section de clé est donc horizontale : c'est la poussée H. On raisonne sur une demi-voûte.

La construction du polygone est directe si l'on sait facilement déterminer la résultante des forces F_i en grandeur et en direction. Soit F cette résultante et soit R la résultante des efforts à droite s'exerçant sur la section des reins (ou des naissances). La voûte étant en équilibre, les trois forces H, F et R sont concourantes et leur somme vectorielle est nulle d'où la ligne d'action de R et la valeur de la poussée H (figure 5).

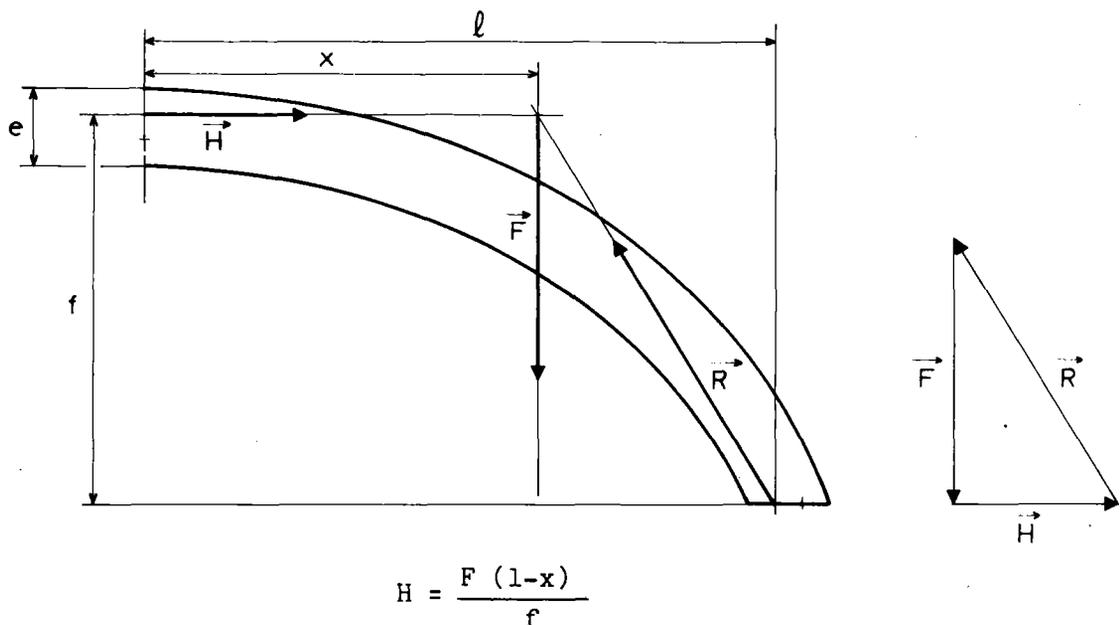


FIGURE 5 : Problème symétrique : Détermination de la poussée à la clé

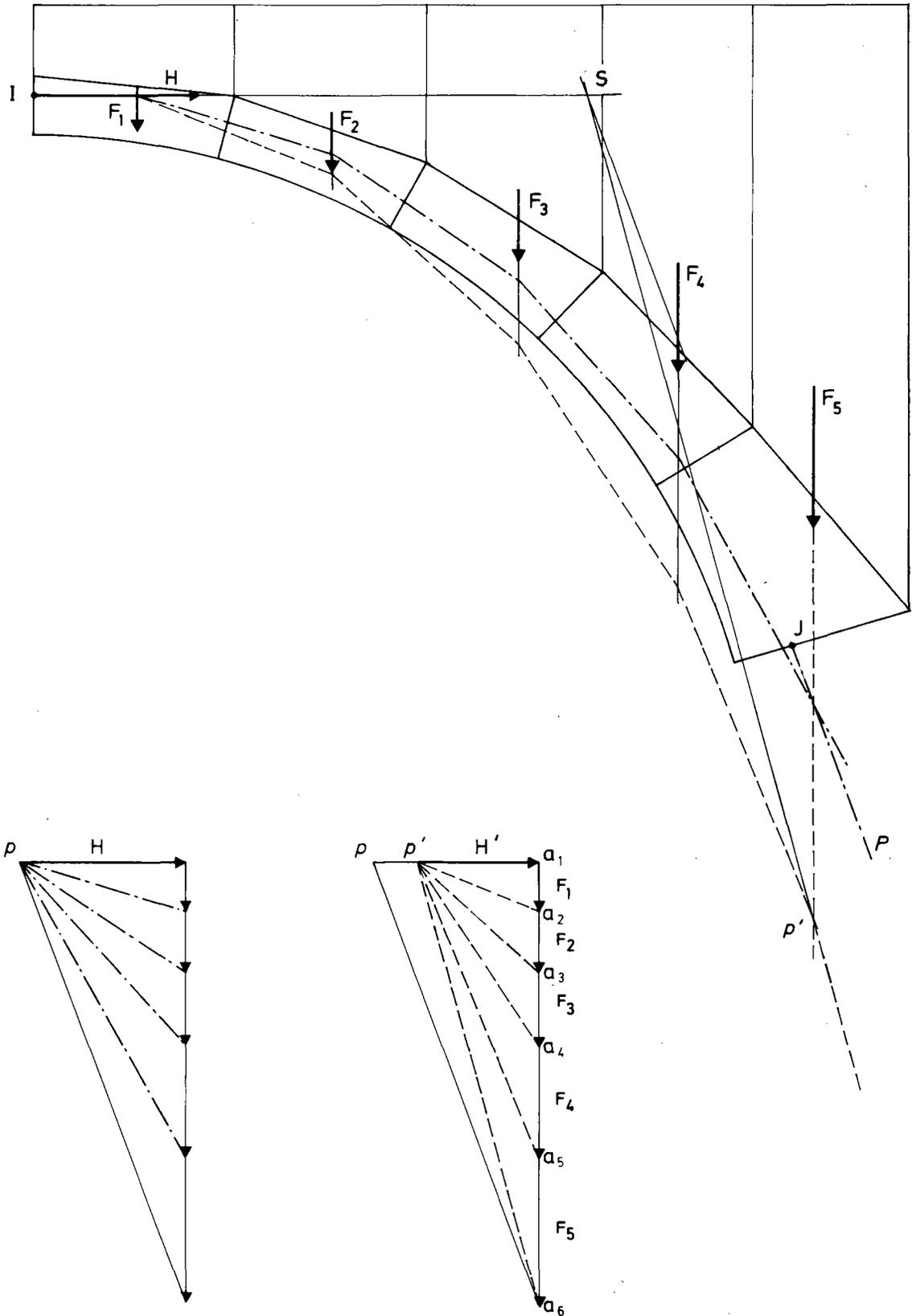


FIGURE 6 : Epure de Méry : Cas symétrique

Si l'on ne dispose pas facilement (ce qui est rare) de la résultante des forces (F_i), on peut procéder comme suit (figure 6) :

- on trace un premier polygone funiculaire des forces (F_i) P' de pôle p' quelconque, définissant une poussée horizontale H' sur la section de clé et passant par I ,
- le point de rencontre S des deux côtés extrêmes du polygone funiculaire se trouve :
 - d'une part sur l'horizontale de I ,
 - d'autre part sur la parallèle à la corde a_1a_n du polygone des vecteurs (cette corde est verticale).

Il en résulte que le point S est fixe et il appartient à la ligne d'action de la résultante des efforts (F_i) appliqués à la voûte.

Le côté extrême du polygone cherché passant par J , la résultante des efforts sur ce joint a pour direction SJ : on en déduit aisément le pôle p en menant pa_n parallèle à SJ .

Il est enfin très simple de construire le polygone P : le côté $\alpha_i\alpha_{i+1}$ recoupe le côté $\alpha'_i\alpha'_{i+1}$ sur l'horizontale de I (se reporter à l'annexe 2.1.) qui est l'axe commun des deux polygones.

4.3.1.2. Cas du problème dissymétrique

Les points imposés sont (en général) :

- le tiers central inférieur de la section des reins ou des naissances du côté "chargé" K ,
- le tiers central supérieur de la section des reins ou des naissances du côté "non chargé" I ,
- le milieu de la section de clé J .

Dans ce cas, les charges routières appliquées à la voûte sont des charges réparties sur une demi-voûte.

C'est l'application directe du 2.4. de l'annexe. Deux méthodes sont utilisables. Dans chacune d'elles, on commence par tracer un polygone funiculaire P' , de pôle p' , quelconque, passant l'un des trois points, soit I .

La première consiste à (figure 7) :

- tracer les verticales de J et K qui coupent P' en J' et K' respectivement,
- tracer par p' les parallèles à IJ' et $J'K'$ qui coupent le polygone des vecteurs en x et y ,
- tracer par x la parallèle à IJ et par y la parallèle à JK : l'intersection de ces deux droites donnent le pôle p du polygone funicu-

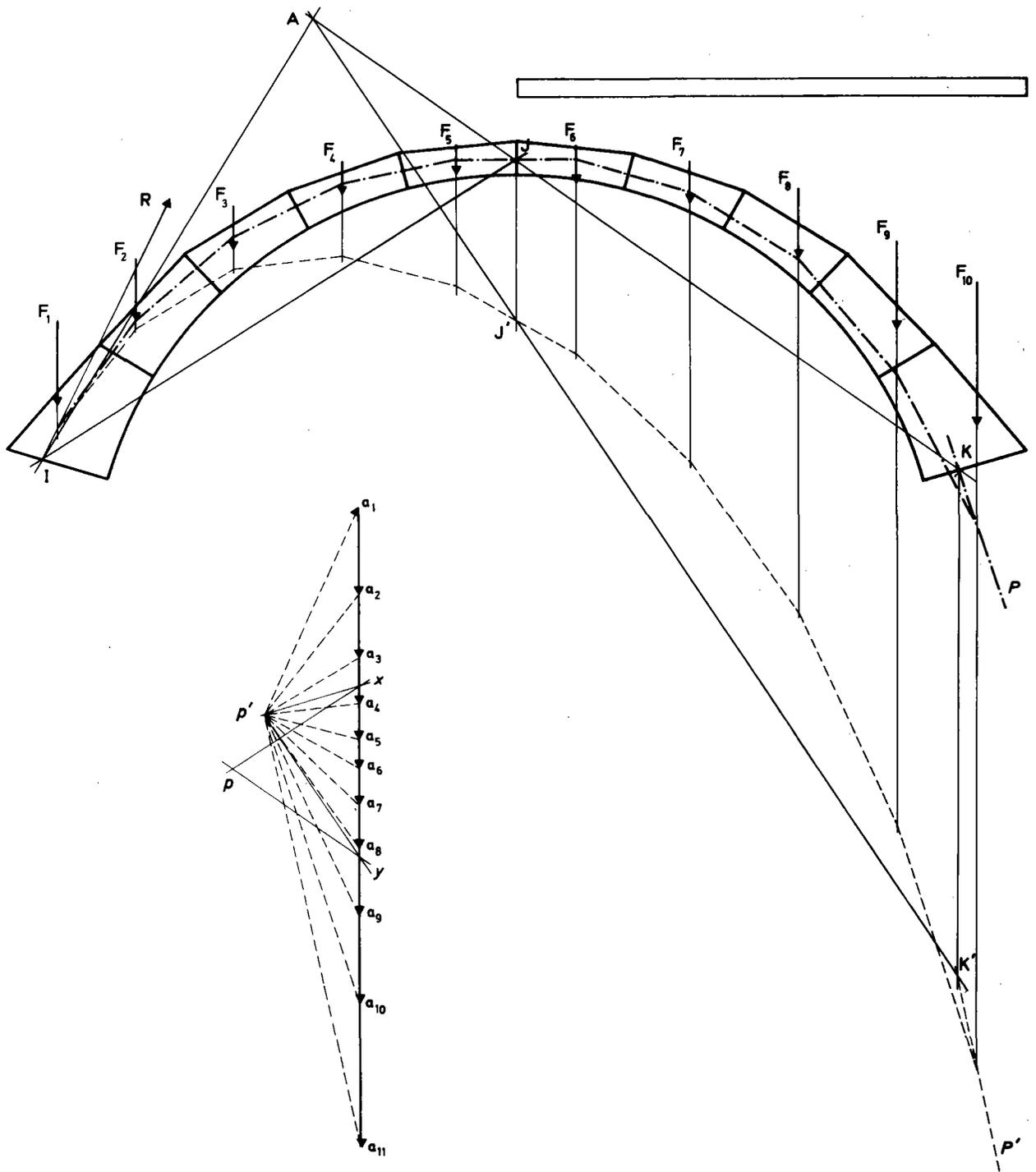


FIGURE 7 : Détermination du polygone des forces passant par les points I, J, K en problème dissymétrique

(Première méthode)

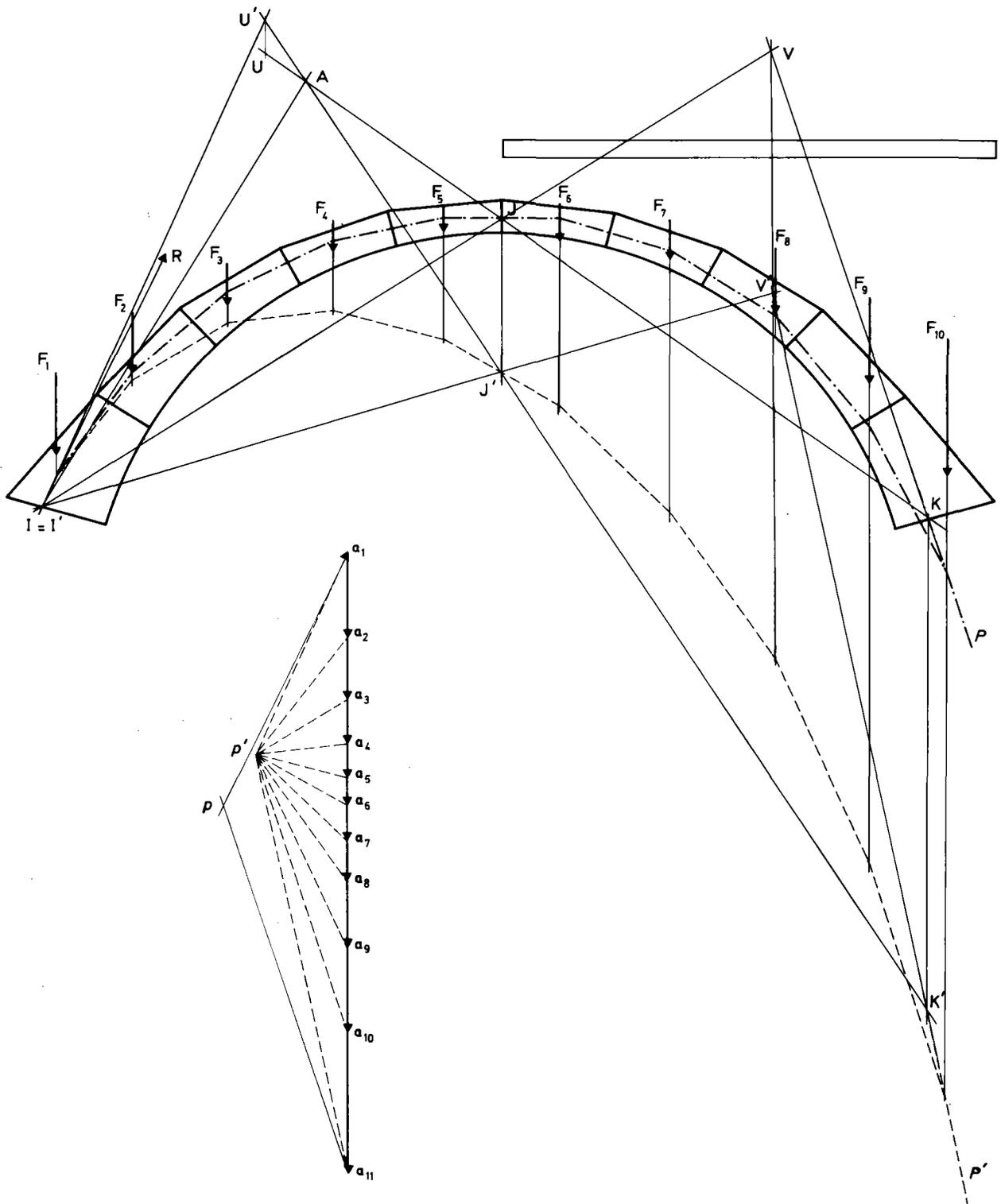


FIGURE 8 : Détermination du polygone des forces passant par les points I, J, K en problème dissymétrique

(Deuxième méthode)

laire P recherché. L'axe commun des polygones P et P' est la parallèle à pp' passant par I : son utilisation facilite la construction de P.

La deuxième méthode consiste à (figure 8) :

- rechercher les points I', J', K' homologues de I, J, K en prenant l'intersection de P' avec les verticales issues de I, J, K. En particulier I' = I,
- rechercher l'homologue U de U', point d'intersection de $I\alpha'_1$ avec J'K' : U est à l'intersection de la verticale passant par U' et de JK. UI est le support de $I\alpha_1$,
- le pôle p est à l'intersection de la parallèle à UI passant par a_1 et de la parallèle à VK passant par a_n .

On a aussi la propriété intéressante suivante : si A est le point d'intersection de JK et J'K', l'axe commun aux deux polygones P et P' est la droite IA. On a donc en particulier pp' parallèle à IA.

4.3.2. Méthode de détermination des joints de rupture

La position des joints de rupture, c'est-à-dire des points de passage obligés des lignes de centres de pression, est :

- soit forfaitaire et résulte alors de l'expérience,
- soit déterminée par un calcul.

* Si elle est forfaitaire, elle n'en est pas moins variable selon les auteurs comme on l'a vu (Cf. I - 4.2.2.1.). En outre, la position des joints aux reins dépend de la forme de la courbe d'intrados par sa nature et son surbaissement. On a, si le joint est repéré par sa position angulaire α par rapport au joint de clé, (d'après CROIZETTE-DESNOYERS - 1885):

- pour le plein cintre 60°
- pour l'ellipse surbaissée au 1/3 45°
- pour l'ellipse surbaissée au 1/4 40°
- pour l'arc de cercle surbaissé au 1/5 43°
- pour l'arc de cercle surbaissé au delà du 1/5 43°

Pour les courbes très surbaissées, le joint de rupture se situe aux naissances. On peut, en général, pour les pleins cintres et les ellipses, se contenter de ces valeurs forfaitaires pour des calculs approximatifs.

* Sinon, la détermination de la position du joint des reins est faite à l'aide de la méthode mise au point par COULOMB (se reporter au I - 4.2.1.). C'est la position du point de contact avec l'intrados (ou le tiers central inférieur) de la ligne de poussée minimale. Avec les notations de la figure 3, g et M sont pris, selon les auteurs, soit sur le contour de la voûte soit sur la limite du tiers central.

ANNEXE AU CHAPITRE 4NOTIONS DE STATIQUE GRAPHIQUE

"La statique graphique a pour objet la composition des forces et la recherche des conditions de leur équilibre" (EUGENE ROUCHE (1889)).

1. DEFINITIONS1.1. Polygone des vecteurs d'un système de forces

Le polygone des vecteurs d'un système de forces $(F_i) = F_1, F_2, \dots, F_i, \dots, F_n$ est la ligne brisée obtenue en menant, bout à bout, à partir d'une origine arbitraire a_1 , les vecteurs respectifs $a_1a_2, \dots, a_{i-1}a_i, \dots, a_n a_{n+1}$ des forces $F_1, F_2, \dots, F_i, \dots, F_n$ (figure 1).

REMARQUE Si le système de forces (F_n) est en équilibre, alors le polygone des vecteurs est fermé, c'est-à-dire que a_1 et a_{n+1} coïncident.

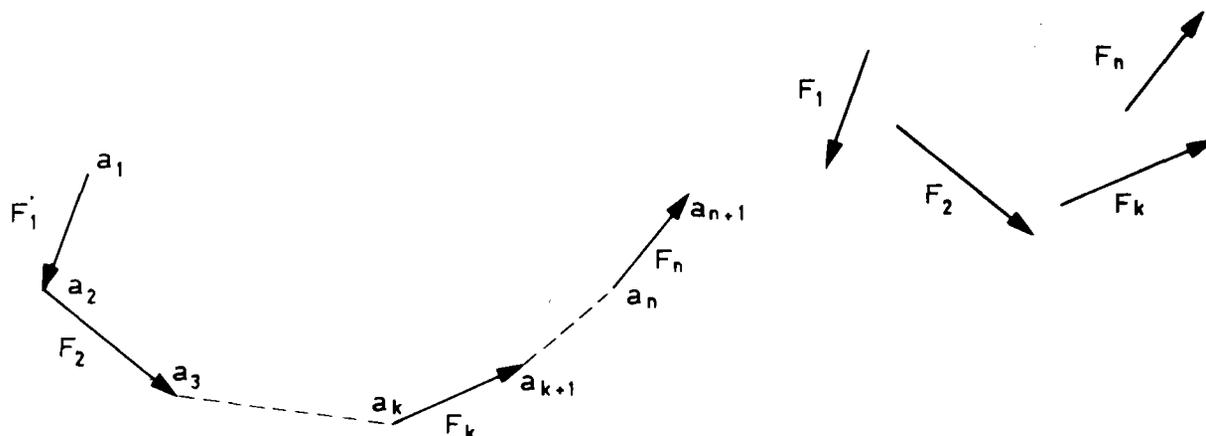


FIGURE 1 : Polygone des vecteurs d'un système des forces

1.2. Polygone funiculaire

On considère un système de forces (F_i) appliquées à un corps solide et toutes situées dans le même plan.

Ce système est défini par les lignes d'action D_i des forces F_i et par le polygone de leurs vecteurs $a_i a_{i+1}$.

Soit dans le plan des forces un point p appelé pôle du polygone des vecteurs. Lorsque l'on joint ce pôle p aux divers sommets a_i du polygone des vecteurs, on obtient les rayons polaires pa_i (figure 2).

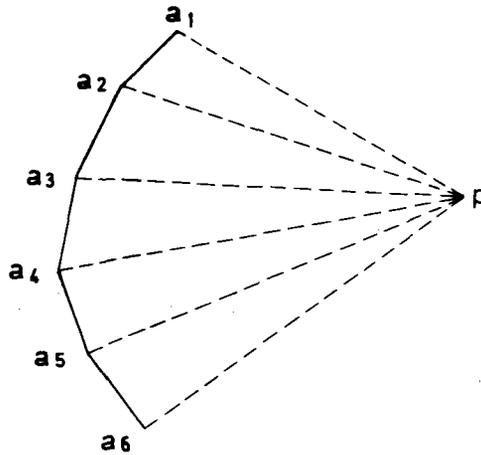


FIGURE 2 : Pôle et rayons polaires

Par un point ω quelconque du plan des forces, on mène la parallèle $\omega\alpha_1$ au premier rayon pa_1 jusqu'à sa rencontre α_1 avec la ligne d'action D_1 de la première force F_1 , puis on tire par α_1 la parallèle $\alpha_1\alpha_2$ au second rayon pa_2 jusqu'à sa rencontre α_2 avec la ligne d'action D_2 de la deuxième force F_2 et ainsi de suite. Le polygone ainsi formé $\omega\alpha_1\alpha_2\dots\alpha_n\psi$ est appelé le polygone funiculaire du système (F_i) de pôle p (figure 3).

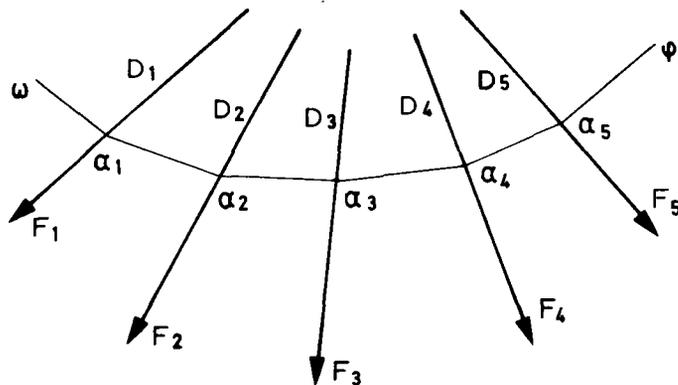
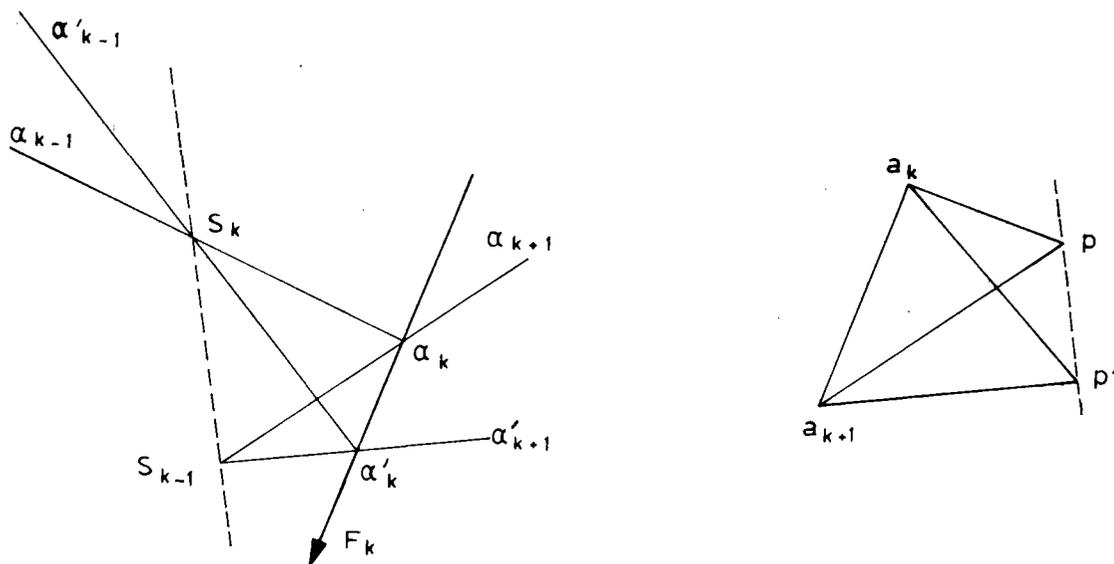


FIGURE 3 : Polygone funiculaire de (F_i) de pôle p

2. PROPRIETES DES POLYGONES FUNICULAIRES D'UN SYSTEME DE FORCES (F_i)

2.1. Axe commun à deux polygones funiculaires d'un même système de forces

Si l'on considère deux polygones funiculaires quelconques, relatifs à un même système de forces, les points où les côtés du premier rencontrent respectivement les côtés homologues du second sont situés sur une même droite, appelée axe commun aux deux polygones et parallèle à la droite joignant les deux pôles.

DEMONSTRATION (figure 4)**FIGURE 4 : Axe commun à deux polygones funiculaires**

Soient P et P' les deux polygones de pôles p et p' et S_k l'intersection des côtés de rang k, $\alpha_{k-1}\alpha_k$ et $\alpha'_{k-1}\alpha'_k$, côtés parallèles aux rayons pa_k et $p'a_k$. α_k et α'_k sont situés sur la ligne d'action D_k de F_k , parallèle à a_ka_{k+1} .

Considérons les deux triangles a_kpp' et $S_k\alpha_k\alpha'_k$. Le côté a_kp est parallèle à $S_k\alpha_k$ et le côté a_kp' est parallèle à $S_k\alpha'_k$. Si, les bases pp' et $\alpha_k\alpha'_k$ restant fixes, les sommets a_k et S_k se déplacent de façon que les côtés conservent leur parallélisme, alors $a_{k+1}pp'$ et $S_{k+1}\alpha_k\alpha'_k$ sont deux positions correspondantes des triangles variables. Le déplacement a_ka_{k+1} du sommet du premier étant parallèle à la base $\alpha_k\alpha'_k$ du second, le déplacement S_kS_{k+1} du sommet du second est alors parallèle à la base pp' du premier. Tous les segments S_kS_{k+1} sont donc parallèles à pp' donc les points S_k sont alignés sur une parallèle à la droite joignant les pôles.

COROLLAIRE

Il résulte du théorème précédent que, si l'on dispose d'un polygone funiculaire P ($\omega\alpha_1\alpha_2\dots\alpha_n\psi$) de pôle p d'un système de forces (F_i), il est facile de construire pour ce même système un autre polygone P' de pôle donné p' dont un côté de rang assigné k passe par un point donné I (figure 5).

En effet, on aura le côté $\alpha'_{k-1}\alpha'_k$ du polygone P' en menant par I la parallèle au rayon polaire $p'a_k$. On en déduira le point d'intersection S_k des côtés de rang k et enfin l'axe commun L des polygones P et P' en menant la parallèle à pp' .

Il est ensuite aisé de construire un côté $\alpha'_{i-1}\alpha'_i$ en menant par le point S_i , intersection de L et $\alpha_{i-1}\alpha_i$, la parallèle au rayon polaire $p'a_i$.

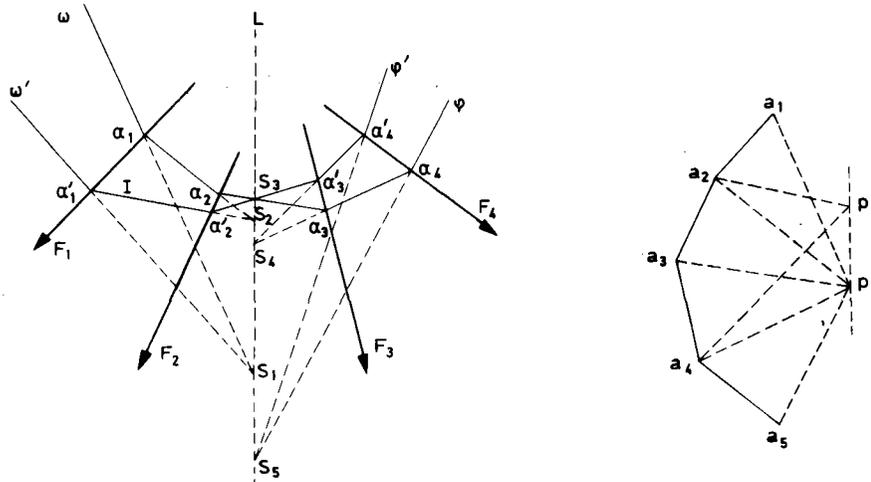


FIGURE 5 : Tracé du polygone P' de pôle p' dont le côté de rang 2 passe par I

2.2. Lieu du point de rencontre de deux côtés de rangs assignés

Si, dans chacun des polygones funiculaires (en nombre infini) qui sont relatifs à un même système de forces (F_i), on prend le point de rencontre du côté de rang i et du côté de rang k , le lieu de ces points est une droite parallèle à la corde $a_i a_k$ du polygone des vecteurs (figure 6).

DEMONSTRATION

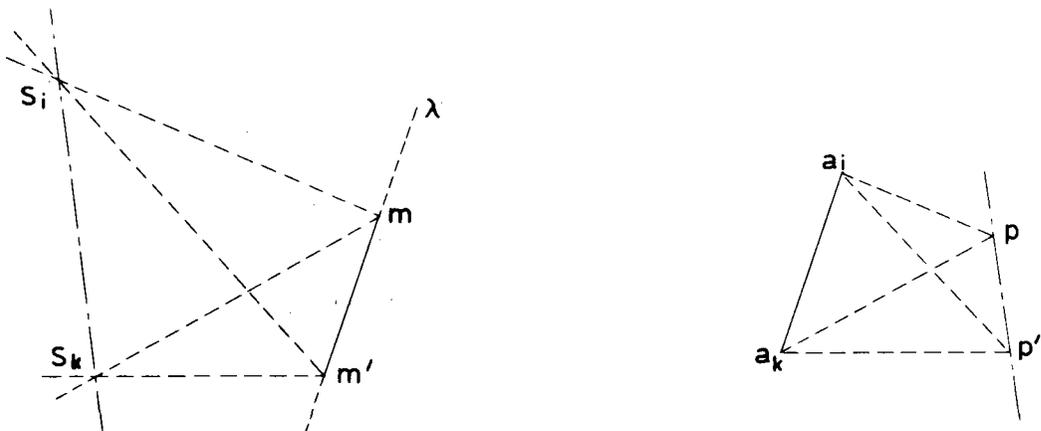


FIGURE 6 : Lieu du point de rencontre de deux côtés de rangs assignés

Soient P et P' deux polygones funiculaires quelconques du système (F_i) p et p' leurs pôles, S_i l'intersection des deux côtés de rang i , S_k l'intersection des deux côtés de rang k , m l'intersection des côtés de rang i et k du polygone P et m' l'intersection des côtés de rang i et k du polygone P' .

Soient les triangles pa_ia_k , mS_iS_k : le côté pa_i est parallèle à mS_i et le côté pa_k parallèle à mS_k . Si, les bases a_ia_k , S_iS_k restant fixes, les sommets p et m se déplacent de façon que les côtés des triangles conservent leur parallélisme, $p'a_ia_k$ et $m'S_iS_k$ seront deux autres positions correspondantes des triangles variables.

Le déplacement pp' du sommet du premier étant parallèle à la base S_iS_k du second, le déplacement mm' du sommet du second est alors parallèle à la base a_ia_k du premier. Il en résulte que le lieu des points m est une droite parallèle à la corde a_ia_k .

2.3. Fermeture d'un polygone funiculaire

Un polygone funiculaire est dit fermé lorsque le premier côté $\omega\alpha_1$ et le dernier $\alpha_n\phi$ coïncident avec la droite $\alpha_1\alpha_n$.

Si le polygone des vecteurs d'un système de forces (F_i) est fermé, si un polygone funiculaire du système est fermé, alors tous les polygones funiculaires du système sont fermés.

DEMONSTRATION

En effet, puisque a_1 et a_{n+1} coïncident dans le polygone des vecteurs, alors a_1 et a_n sont distincts et a_1a_n est parallèle à F_n . Or, le polygone des vecteurs étant fermé, dans tout polygone funiculaire du système, le dernier côté $\alpha_n\phi$ aura la même direction que le premier $\omega\alpha_1$. Pour qu'un tel polygone funiculaire soit fermé, il faut et il suffit que le premier côté $\omega\alpha_1$ et l'avant dernier, soit le nième côté, $\alpha_{n-1}\alpha_n$ concourent sur F_n .

Il résulte du 2.2. que, si cette situation se produit pour l'un des polygones funiculaires, la droite D_n support de F_n , parallèle à a_1a_n , est le lieu des points de rencontre du premier et du nième côté de tous les polygones funiculaires du système (F_i) .

COROLLAIRE

Lieu des pôles des polygones funiculaires passant par deux points donnés.

Si, parmi les polygones funiculaires d'un système de forces, on considère seulement ceux dont deux côtés de rangs assignés i et k passent respectivement par deux points donnés I et K , le lieu des pôles de ces polygones est une droite parallèle à IK .

DEMONSTRATION (figure 7)

Dans un premier temps, on recherche un pôle a situé sur une droite donnée a_kY , passant par a_k , de direction quelconque.

Soit un polygone funiculaire P' quelconque du système (F_i) de pôle P' . Soit X la droite support de a_ia_k . Les parallèles à X menées par I et K coupent les droites supports de $\alpha'_{i-1}\alpha'_i$ et $\alpha'_k\alpha'_k$ en I' et K' . La paral-

lèle à $I'K'$ menée par p' coupe X en a . Soient les forces f_1 et f_2 ayant la première pour vecteur a_1a et pour ligne d'action II' , la seconde pour vecteur aa_k et pour ligne d'action KK' .

Soit alors le système de forces ($f_1 F_i F_{i+1} \dots F_{k-1} f_2$; $a a_i a_{i+1} \dots a_k a$) et le polygone de forces associé $Q'I'\alpha'_i\alpha'_{i+1} \dots \alpha'_{k-1}K'Q'$ de pôle p' . Ce polygone étant fermé ainsi que le polygone des vecteurs, tout autre polygone funiculaire de ce même système de forces est fermé : en particulier, celui de ces polygones qui a son premier côté passant I . Les côtés de ce polygone, autres que le premier et le dernier sont les côtés $\alpha_{i-1}\alpha_i, \dots, \alpha_{k-1}\alpha_k$ du polygone P recherché. Puisqu'il est fermé, son premier et son dernier côté se confondent avec IK et donc pa est parallèle à IK : le pôle p se trouve donc à l'intersection de la parallèle à IK menée par a avec la droite a_kY . On vérifie ensuite facilement que ce pôle p permet effectivement de tracer le polygone funiculaire passant par I et K .

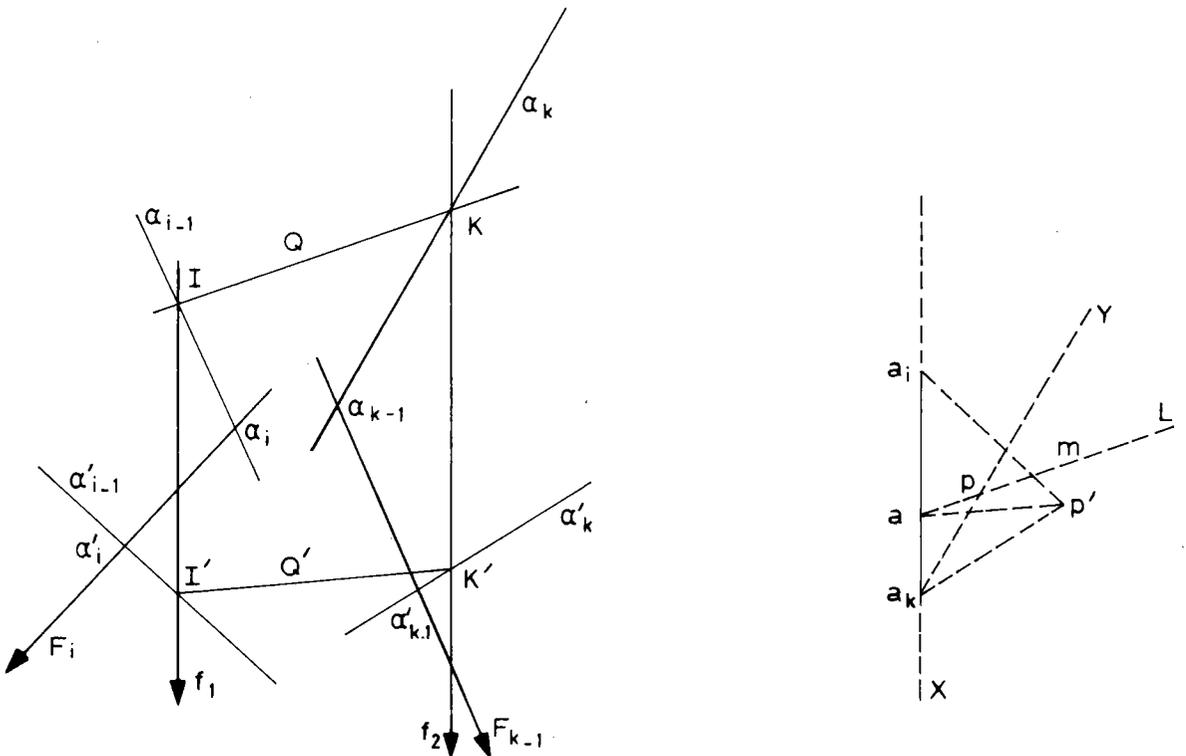


FIGURE 7 : Lieu des pôles des polygones funiculaires passant par I et K

2.4. Polygone funiculaire passant trois points donnés

Etant donné un système de forces (F_i), il est facile de tracer le polygone funiculaire P de ce système dont trois côtés de rangs donnés i, h, k passent par trois points donnés I, H, K situés dans le plan du système de forces (F_i).

Le pôle p du polygone P appartient :

- au lieu des pôles des polygones funiculaires dont les côtés de rangs i et h passent par I et H ,
- au lieu des pôles des polygones funiculaires dont les côtés de rangs h et k passent par H et K .

Le pôle p est donc à l'intersection de deux droites.

La méthode est alors la suivante , pour par exemple $i = 1, h = 2, k = 3$ (figure 8). Soit P' un polygone d'essai ($\omega'\alpha'_1\dots\alpha'_n\psi'$) de pôle p' .

- Mener les parallèles II' et HH' à a_1a_2 .
- Mener par p' la parallèle à $I'H'$ qui coupe a_1a_2 en x .
- Le pôle p se trouve sur la parallèle à $I'H$ passant par x .
- Mener les parallèles HH'_1 et KK' parallèles à a_2a_3 .
- Mener par p' la parallèle à H'_1K' qui coupe a_2a_3 en y .
- Le pôle p se trouve sur la parallèle à HK passant par y .

p est ainsi déterminé et il est ensuite facile de tracer le polygone P .

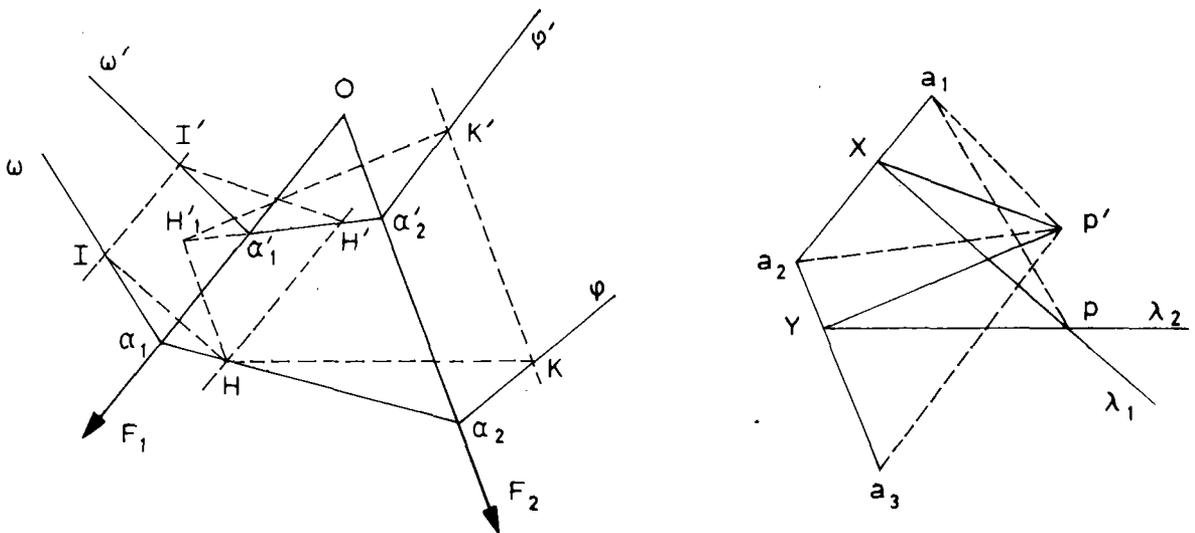


FIGURE 8 : Tracé du polygone funiculaire (P) dont les côtés de rangs 1, 2 et 3 passent par I, H, K.

REMARQUE

On peut obtenir des propriétés plus intéressantes lorsque le système des forces est concourant ou parallèle.

On dit que deux figures situées dans un même plan sont homologiques lorsqu'elles se correspondent point par point et droite par droite, de telle sorte que deux points homologues quelconques soient alignés avec un point fixe O et que deux droites homologues quelconques se coupent sur une droite fixe L . Le point fixe O est appelé centre d'homologie et la droite

fixe L axe d'homologie. Toute droite passant par le centre d'homologie prend le nom de rayon (figure 9).

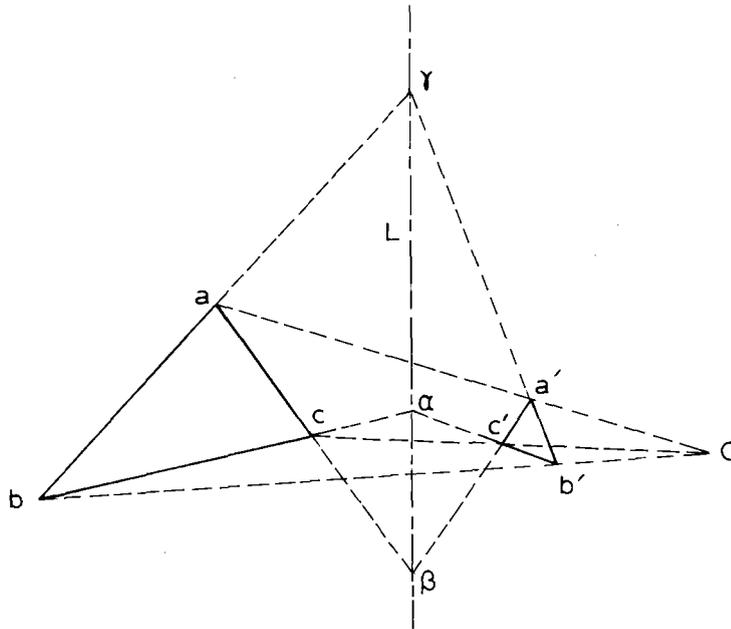


FIGURE 9 : Figures homologues

Lorsque le centre d'homologie est à l'infini, dans une direction donnée, la direction commune à tous les rayons prend le nom de direction homologique.

Alors si μ est l'intersection de la droite mm' joignant deux points homologues avec l'axe d'homologie, le rapport $\frac{\mu m'}{\mu m}$ est constant et est appelé rapport d'homologie.

On montre alors que deux polygones funiculaires quelconques P et P' d'un même système de forces concourantes sont deux figures homologues dont le centre d'homologie est le point de concours des forces et l'axe d'homologie l'axe commun aux deux polygones. La propriété est conservée lorsque les forces sont parallèles, le centre d'homologie étant rejeté à l'infini dans la direction des forces. Le rapport d'homologie est alors égal au rapport des distances polaires ep, ep' (figure 10).

Il en résulte une méthode de construction très simple du polygone funiculaire passant par trois points donnés I, H, K (figure 11).

On suppose toujours un polygone d'essai P' de pôle p' construit. Les points homologues de I, H, K se trouvent sur les rayons OI, OH et OK. Il suffit, pour construire P, de construire la figure homologue de P'. Pour cela, l'homologue u du point u' où $\omega'a'_1$ coupe H'K' se trouve sur Ou' et sur HK. En joignant U à I, on a la droite homologue de I'u' donc $\omega I\alpha_1$ de P. Le deuxième côté est α_1H qui coupe $O\alpha'_2$ en α_2 , le troisième côté est α_2K et ainsi de suite.

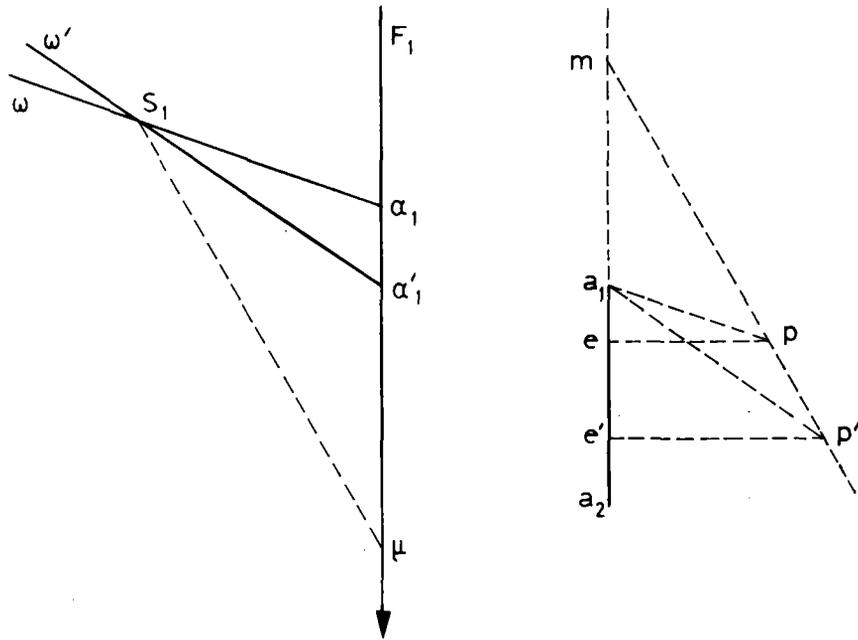


FIGURE 10 : Polygones funiculaires homologues dans le cas de forces parallèles

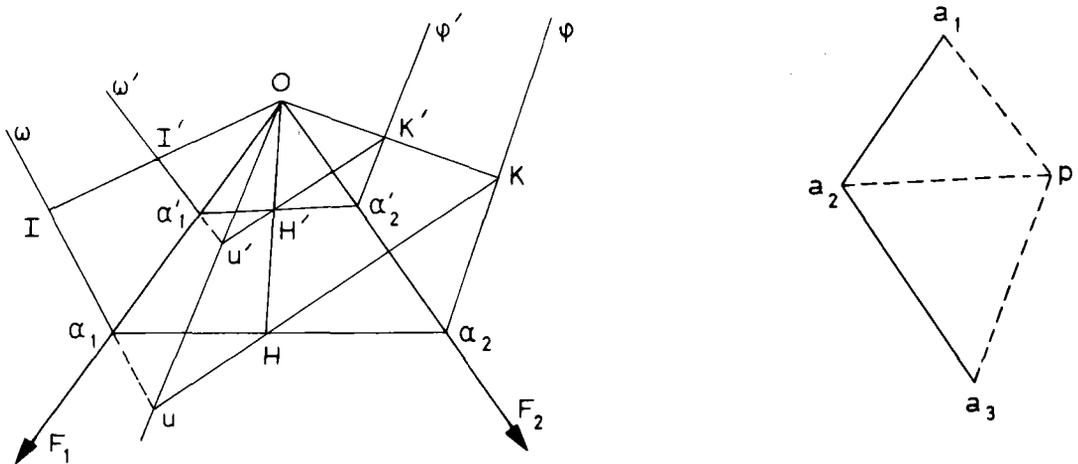


FIGURE 11 : Tracé du polygone funiculaire (P) dont les côtés de rangs 1, 2 et 3 passent par I, H et K

BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 2

1. AGRAWAL S.R. (1973)

Survey and Tabulation Method of assessment and strengthening of Masonry arch bridges - Journal Institution Engineers - Civil Engineers Division 53, 3, pp. 148.

2. CROIZETTE DENOYERS Ph.(1885)

Cours de construction des ponts, Vve Dunod, PARIS.

3. DEBES G. (1935)

Maçonneries - Béton - Béton armé.

Tome I. Chaux et ciments - Mortiers béton.

Tome II. Béton armé - Pierres naturelles et artificielles.

Exécution des maçonneries - Plâtre - Goudron et bitume.

PARIS - Librairie de l'Enseignement Technique, Eyrolles.

4. DRYSDALE R.G., HAMID A.A., HEIDEBRECHT A.C. (1979)

Tensile strength of concrete masonry - Journal of the Structural Division - ASCE - Vol 105 - n° ST7 Proc. Paper 14669 - July 1979 - pp. 1261-1276

5. FRANCIS A.J., HORMAN C.B., JERREMS L.E. (1971)

The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork - Proceedings Second International Brick Masonry Conference, British Ceramic Research Association 1971, pp. 31-37.

6. HAMID A.A., DRYSDALE R.G., HEIDEBRECHT A.C. (1979)

Shear strength of concrete masonry joints - Journal of the Structural Division - ASCE - Vol 105 - n° ST7, Proc. Paper 14670 - July 1979 - pp. 1227-1240.

7. HAMID A.A., DRYSDALE R.G. (1980)

Concrete Masonry under combined shear and compression along the mortar joints - ACI - Journal Title n° 77-33 - Sept-Oct. 1980 - pp. 314-320.

8. HAMID A.A., DRYSDALE R.G. (1981)

Proposed failure criteria for concrete block masonry under biaxial stresses - Journal of the Structural Division - ASCE Vol. 107 - n° ST8, Proc. Paper 16465 - August 1981. pp. 1675-1687.

9. HATZINIKOLAS M., LONGWORTH J., WARWARUK J., (1980)

Failure modes for eccentrically loaded concrete block - ACI - Journal Title n° 77-28, Juillet Août 1980 - pp. 258-263.

10. HENDRY A.W., (1980)

Tests on stone masonry specimens - The Inst. Journal of masonry construction - Vol 1 - n° 2 - 1980. pp. 78-81.

11. LOOTVOET A. (Sept. 1981)

Technologie des maçonneries - Ministère de l'Urbanisme et du Logement
Ministère des Transports - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

12. MANDEL J. (1978)

Propriétés mécaniques des matériaux - Eyrolles.

13. MESNAGER (1908)

Cours de Matériaux de Construction - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

14. PAGE A.W. (1979)

A non linear analysis of the composite action of masonry walls on beams - Proc. Instn. Civ. Engrs - Part 2 - 67, Mar, pp. 93-110.

15. PAGE A.W., SAMARASINGHE W., HENDRY A.W. (1980)

The failure of masonry shear walls - The International Journal of Masonry Construction - Vol. 1 n° 2 pp. 52-57.

16. PAGE A.W. (1980)

A biaxial failure criterion for brick masonry in the tension-tension range - The International Journal of Masonry Construction - Vol 1 n° 1 pp. 26-29.

17. PAGE A.W. (1981)

The biaxial compressive strength of brick masonry - Proc. Instn. Civ. Engrs - Part 2 - 71, Sept., pp. 893-906.

18. ROCHET L. (1977)

Etude du comportement à la rupture des milieux discontinus - Application aux maçonneries - Etude sur modèle - C.E.T.E. - Laboratoire Régional de Lyon - Groupe Mécanique des Roches - (Décembre).

19. SÉJOURNÉ P. (1913)

Grandes Voûtes, Bourges.

20. SUTHERLAND R.J.M. (1981)

Brick and block masonry in engineering - Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 1 - 70, Feb., pp. 31-63.

21. SUTHERLAND R.J.M. (1981)

Brick and block masonry in engineering - Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 1 - 70, Nov., pp. 811-828.

22. THOMAS F.G. (1953)

The strength of brickwork - The Structural Engineer (LONDON) Vol. 31 - n° 2 - pp. 35-46.

23. TOURTAY M. (1885)

Sur l'influence des joints dans la résistance à l'écrasement des maçonneries de pierres de taille - Annales des Ponts et Chaussées Tome 2 - pp. 582-591.

24. International Recommendations for Masonry Structures Masonry - CIB Report - Publication 58.

25. Standard Specifications and Code of Practice for Road Bridges - Section IV - Brick, Stone and Block Masonry.

BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 4**1. AGRAWAL, S.R. (1971)**

Assessment of strength of masonry arches. Journal of the Indian Congress, paper n° 286, vol 34, pp. 55-99 (voir Rivière).

2. AGRAWAL, S.R. (1973)

Survey and tabulation method of assessment and strengthening of masonry arch bridges. Journal Institution Engrs. Civ. Engrs. Division 53, 3, pp. 148-160 (voir Rivière).

3. AUDOY (1820)

Mémorial de l'Officier du Génie, 4 (voir aussi Poncelet).

4. BÉLIDOR B.F. (1729)

La Science des Ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile, Paris.

5. CARVALLO (1853)

Stabilité des voûtes. Annales des ponts et Chaussées 1 p. 1 (voir Poncelet).

6. CHETTOE. C.S. HENDERSON. W. (1957)

Masonry arch bridges a study, Proc. Instn. Civ. Engrs. Structural Paper, n° 53, Vol pp. 723-774 (voir Rivière).

7. COULOMB C.A. (1773)

Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoires de Mathématique et de Physique, présentés à l'Académie Royale des Sciences par divers Savants et lus dans ses Assemblées - Vol 7 - 1773 - pp. 343-82 - Paris.

8. COUPLLET. P. (1729)

De la poussée des voûtes. Histoire de l'Académie Royale des Sciences, 79, Paris.

9. COUPLET. P. (1730)

De la poussée des voûtes. Histoire de l'Académie Royale des Sciences, 117, Paris.

10. COUSSY. O. SALENÇON. J.(1979)

Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture. Annales des Ponts et Chaussées, 4ème trimestre, 1979 - pp. 7-35.

11. CROIZETTE-DESNOYERS. Ph.(1885)

Cours de construction des ponts, Vve Dunod, Paris.

12. DAVEY. N. (1953)

"Tests on Road bridges" National building studies. Research paper n° 16. Department of scientific and industrial research (Building Research Station) pp. 1-33.

13. DELBECQ. J.M. (1980)

Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie et en béton non armé par le calcul à la rupture. Document Interne S.E.T.R.A.

14. DRUCKER. D.C. (1954)

Coulomb friction. Plasticity and limit loads. Jnl. Appl. Mech. Trans. ASME, Vol 21, pp. 71-74.

15. DURAND-CLAYE. A. (1867)

Stabilité des voutes en maçonnerie. Annales des Ponts et Chaussées I pp. 63-96.

16. DURAND-CLAYE. A. (1880)

Stabilité des voûtes et des arcs. Annales des Ponts et Chaussées I pp. 416-440.

17. EYTELWEIN.

Manuel de Statique (voir Scheffler).

18. FRÉZIER. A.F. (1737)

La théorie et la pratique de la coupe de pierres et des bois pour la construction des voûtes et autres parties des bâtiments civils et militaires, ou traité de stéréotomie à l'usage de l'architecture (3 vol.). Strasbourg et Paris.

19. FOURNIÉ. V. (1864)

Traité de la stabilité des constructions par le Dr. Hermann Scheffler, Dunod Paris (traduction française).

20. GALILÉE. (1638)

Discorsi e Dimostrazioni matematiche, intorno a due nuove scienze attenenti alla meccanica e i movimenti locali, Leida.

21. GARIDEL. de. (1835)

Mémorial de l'Officier du Génie, 4 (voir Poncelet).

22. GAUTIER. H. (1717)

Dissertation sur l'épaisseur des culées de ponts, Paris.

23. GREGORY. D. (1697)

Catenaria Philosophical Transactions - n° 231, p. 637.

24. HANN. J. (1843)

Bridges. Section I - Theory - London.

25. HEYMAN. J. (1966)

The Stone Skeleton, Int. Journal of solids and Structures, Vol 2 pp. 249-279.

26. HEYMAN. J. (1969)

The safety of masonry arches, Int. Jnl. Mech. Sci., 11, pp. 363 - 385.

27. HEYMAN. J. (1972)

Coulomb's memoir on statics : an essay in the history of civil engineering, Cambridge.

28. HEYMAN. J. PADFIELD. C.J. (1972)

Two masonry bridges : I clare College Bridge, Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 1, 52, Nov. pp. 305-318.

29. HEYMAN. J. THRELFALL. B.D. (1972)

Two masonry bridges : II. Telford's Bridge at Over, Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 1, 52, Nov. pp. 319-330.

30. HEYMAN. J. (1977)

Equilibrium of shell structures, Oxford Engineering Science Series.

31. HEYMAN. J. HOBBS. N.B. JERMY. B.S. (1980)

The rehabilitation of Teston Bridge, Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 1, 68, Aug. pp. 489-497.

32. HEYMAN. J. (1980)

The estimation of the strength of masonry arches, Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2, 69, Dec. pp. 921-937.

33. KOOHARIAN. A. (1953)

Limit analysis of voussoir (segmental) and concrete arches, Jnl. Amer. Concrete Instn. Vol 89, pp. 317-328.

34. LA HIRE. Ph. (1695)

Traité de Mécanique, Paris.

35. LA HIRE. Ph. (1712)

Sur la construction des voûtes dans les édifices, Mémoires de l'Académie Royale des Sciences 69, Paris.

36. LAMÉ. M.G. CLAPEYRON. E. (1823)

Mémoire sur la stabilité de voûtes. Annales des Mines, 8, 789.

37. LESAGE. P.C. (1810)

Recueil de divers mémoires extraits de la Bibliothèque Impériale des Ponts et chaussées à l'usage de MM. les Ingénieurs (2 Vol.). Paris.

38. MÉRY. E. (1840)

Equilibre des voûtes en berceau, Annales des Ponts et Chaussées, 1 pp. 50-70.

39. MICHON. (1848)

Mémorial de l'Officier du Génie, 15 (voir Poncelet).

40. MOSELEY. H. (1839)

(Voir Hann, Poncelet, Heyman).

41. NAVIER. C.L.M.H.

Résumé des leçons données à l'Ecole des Ponts et Chaussées, sur l'application de la mécanique à l'établissement des constructions et des machines, 2ème Edition, Paris.

42. PARENT. A. (1713)

Essais et Recherches de Mathématiques et de Physique, Paris.

43. PETIT. (1835)

Mémorial de l'Officier du Génie, 12 (voir Poncelet).

44. PIPPARD. A.J.S. TRANTER. E. CHITTY. L. (1936)

The mechanics of the voussoir arch, Jnl. Instn. Civ. Engrs. 4, 281.

45. PIPPARD. A.J.S. ASHBY. R.J. (1938)

An experimental study of the voussoir arch, Jnl. Instn. Civ. Engrs. 10, 383.

46. PIPPARD. A.J.S. (1948)

The approximate estimation of safe loads on masonry bridges, Jnl. Instn. Civ. Engrs. 1, 365 (voir Rivière)

47. POLENI. G. (1748)

Memorie istoriche della gran cupola del templo Vaticano, Padova.

48. PONCELET. J.V. (1852)

Examen critique et historique des principales théories ou solutions concernant l'équilibre des voûtes. Comptes-rendus de l'Académie des Sciences. Paris 35, 494, 531, 577, Tome XXXV. n° 17, 2ème semestre 1852.

49. RADENKOVIC. D. (1961)

Théorèmes limites pour un matériau de Coulomb, C.R. Ac. Sc. Paris, pp. 4103-4104.

50. RADENKOVIC. D. (1962)

Théorie des charges limites. Séminaire de Plasticité, J. MANDEL Ed. P.S.T. Min. Air, n° 116, pp. 129-142.

51. RIVIÈRE. P. (1980)

Evaluation de la stabilité des ponts maçonnerie. Laboratoire Régional d'Angers. C.E.T.E. de l'Ouest. France.

52. SALENÇON. J. (1976)

Calcul à la rupture. Cours DEA-ENPC. Paris.

53. SALENÇON. J. (1978)

Calcul à la rupture et analyse limite, cours ENPC, Paris.

54. SCHEFFLER. H. (1857)

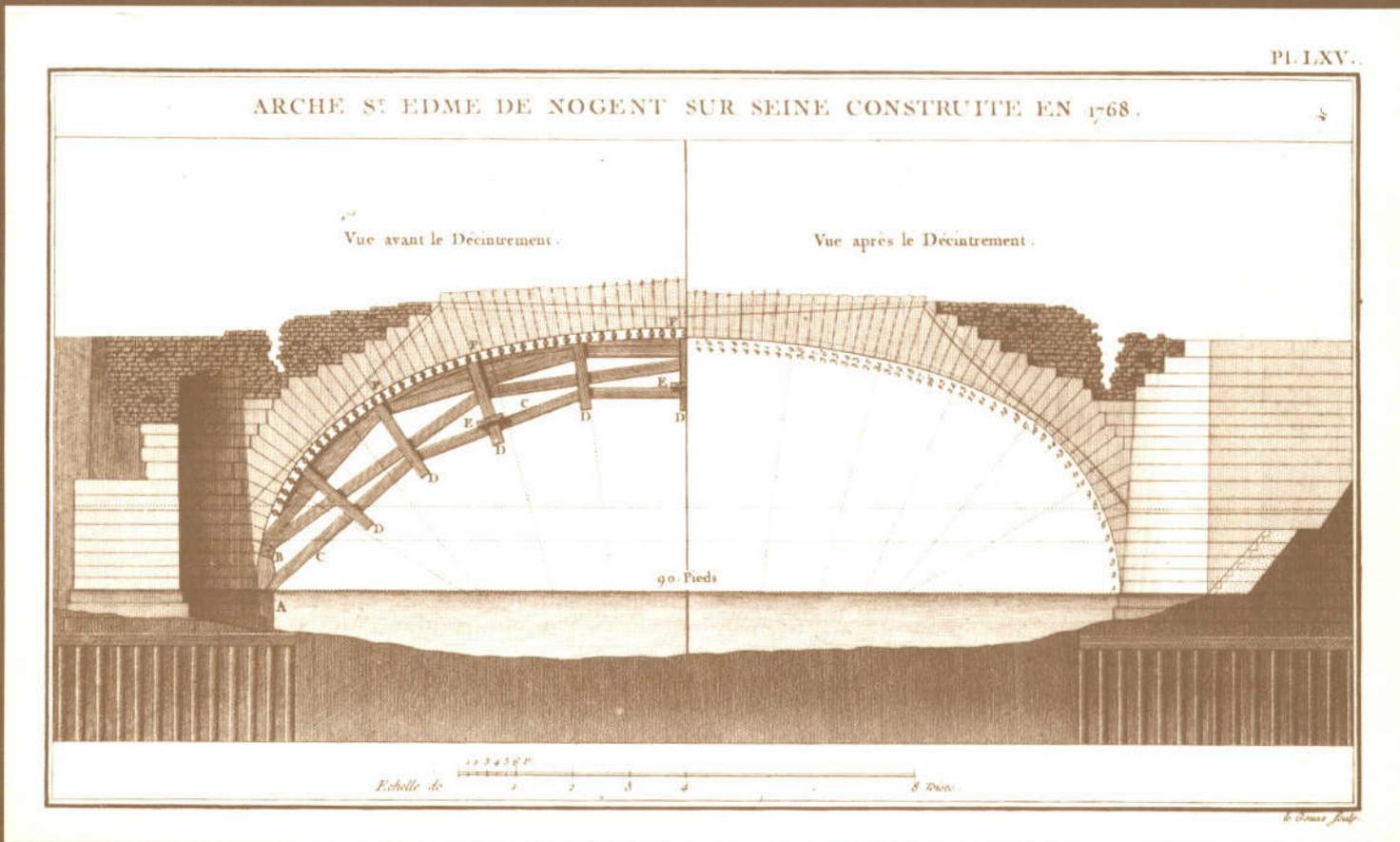
(Voir Fournié, Poncelet).

55. SÉJOURNÉ. P. (1913)

Grandes Voûtes, Bourges.

4930
T.2

Les ponts en maçonnerie



Evaluation de la Stabilité

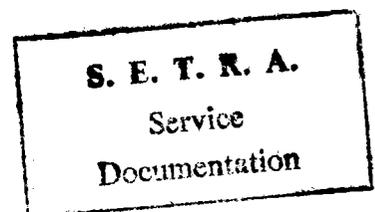
MINISTERE DES TRANSPORTS

DIRECTION DES ROUTES

244, Bd . Saint - Germain - 75775 PARIS - CEDEX 16 .

Les ponts en maçonnerie

Evaluation de la Stabilité



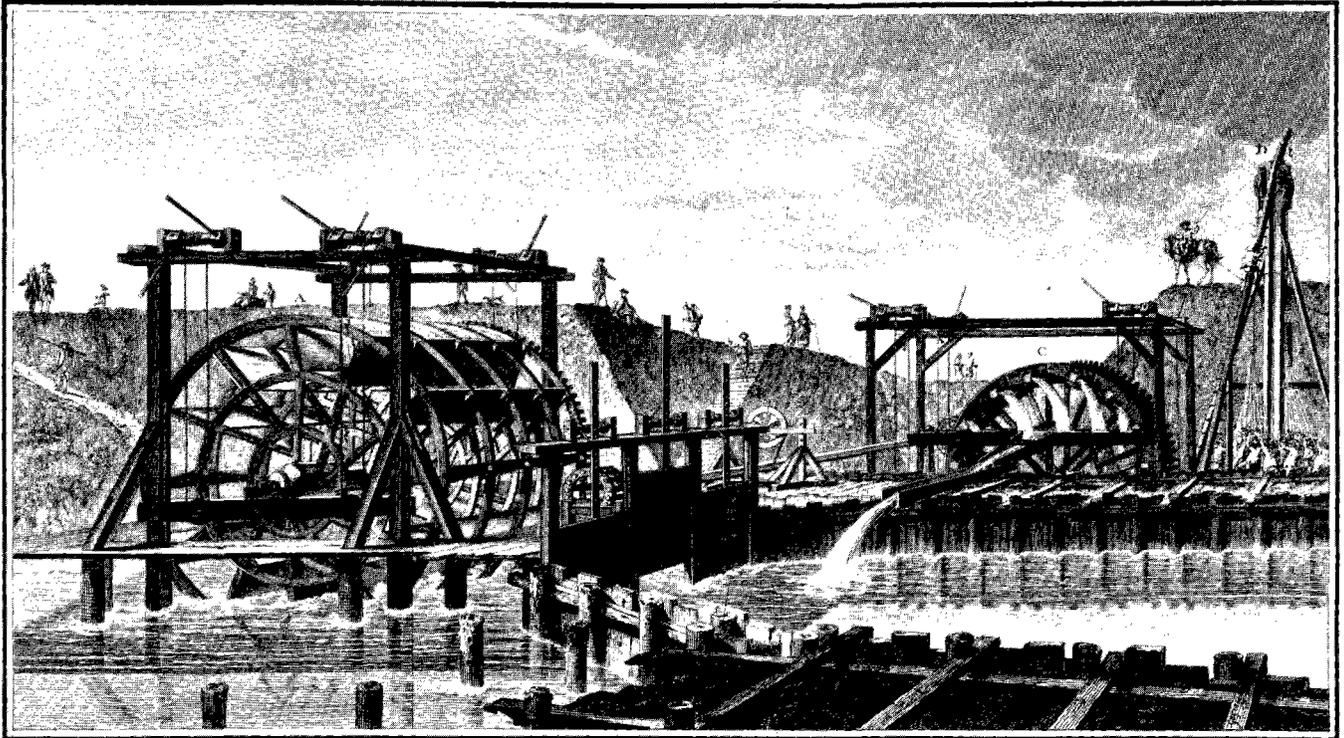
Juin 1982

4930

T. 2

Document réalisé et diffusé par le Département des Ouvrages d'Art du
46, avenue Aristide Briand - 92223 BAGNEUX - Tél 664 - 14 - 77

SETRA



PL. XI^b VUE DES TRAVAUX DU PONT DE NEUILLY.

A. Roue à Aubes
 B. Barrage par le courant
 C. Roue à godets

Epuisement des eaux pour la fondation de la 2^e Pile du côté de Courbevoie.

D. Sonette battant les Pieux
 de la 2^e Pile.

Le présent document a été rédigé par **Jean-Michel DELBECQ**, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Sa présentation a été assurée par :

- * **Gérard DELCAMBRE**
- * **Annie GUILLEMEAU**
- * **Anita VOITUS**

Les photos de ce document sont extraites, grâce à l'amabilité du Centre de Documentation Pédagogique de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, du livre :

"Description des projets et de la construction des ponts de NEUILLY, de MANTES, d'ORLÉANS, et autres ; du projet du Canal de Bourgogne pour la communication des deux mers par DIJON et de celui de la conduite des eaux de l'Yvette et de Bièvre à PARIS, en soixante-sept planches".

"Approuvé par l'Académie Royale des Sciences".

"Dédié au Roi par M. PERRONET, Chevalier de l'Ordre du Roi, Son Architecte et Premier Ingénieur des Ponts et Chaussées, des Académies Royales des Sciences de PARIS, STOCKOLM, etc ... (Tome Premier, 1782)".

Ces photos ont été réalisées par "l'Atelier Dubure Photo".

S O M M A I R E

<u>AVANT-PROPOS</u>		1
<u>CHAPITRE 1</u>	CALCUL DES VOÛTES EN MAÇONNERIE PAR LA THÉORIE DU CALCUL À LA RUPTURE	5
1.1.	Aperçu	5
1.2.	Analyse détaillée	9
1.2.1.	Etude de la stabilité d'une voûte	11
1.2.2.	Transformation du problème	15
1.2.3.	Interprétation géométrique - Lignes de centres de pression	19
1.2.4.	Propriétés des lignes de centres de pression	21
1.2.5.	Méthode des lignes de centres de pression internes	24
1.2.6.	Analyse de la stabilité d'une voûte au moyen de mécanismes par blocs	26
1.2.7.	Exemples numériques	29
<u>ANNEXE 1 AU CHAPITRE 1</u>	DÉMONSTRATION DE LA DEUXIÈME CONDITION DE STABILITÉ AFFAIBLIE	43
	1. Calcul de la fonction d'appui π du convexe $G(x)$	43
	2. Condition nécessaire de stabilité de la poutre	44
<u>ANNEXE 2 AU CHAPITRE 1</u>	EXISTENCE ET CARACTÉRISATION DES LIGNES DE POUSSÉE HORIZONTALE EXTRÊME INTERNES À LA VOÛTE ET PARTOUT COMPRESSIVES	49
<u>CHAPITRE 2</u>	APPLICATION PRATIQUE DU CALCUL À LA RUPTURE À L'ANALYSE DE LA STABILITÉ DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE	57
2.1.	Introduction	57

2.2.	Méthode pratique d'analyse de la stabilité d'une voûte en maçonnerie	57
2.2.1.	Principe général	57
2.2.2.	Définition des actions	58
2.2.3.	Les sollicitations de calcul	66
2.2.4.	Résistance des maçonneries	66
2.2.5.	Le calcul proprement dit	67
2.3.	Analyse de la stabilité des appuis	68
2.3.1.	Principe de la vérification	68
2.3.2.	Méthode pratique	69

BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 1

71

AVANT - PROPOS

Les ponts en maçonnerie constituent la majeure partie de notre patrimoine en Ouvrages d'Art tant par leur nombre (les plus récentes enquêtes montrent qu'ils représentent environ 80 % des ouvrages ayant une portée supérieure à 2 m) que par leur valeur historique et architecturale. Ce sont des ouvrages anciens (ils ont pour la plupart plus d'un siècle d'âge) aux caractéristiques géométriques limitées et souvent insuffisantes, auxquels les Gestionnaires sont tentés de prêter une solidité à toute épreuve sans s'en assurer, faute de savoir le faire. C'est à eux en particulier que l'on s'adresse en dernier recours pour le passage d'un convoi exceptionnel, de préférence à des ouvrages plus modernes.

Cette confiance est-elle justifiée ? Elle repose sur l'idée que dans un pont en maçonnerie, la charge permanente est nettement supérieure aux charges routières même exceptionnelles et que les désordres les plus graves ne proviennent que de leurs fondations. Si cette dernière affirmation est souvent vérifiée (et des exemples récents la confirment), il ne faut cependant pas en conclure qu'un tel ouvrage peut supporter n'importe quelle charge. Un pont, même en maçonnerie ne vieillit bien que s'il est entretenu et que si son étanchéité reste intègre. SÉJOURNÉ écrivait dans son oeuvre, "Grandes Voûtes" : "on peut croire impérissable un pont en maçonnerie bien fondé, en bons matériaux, avec une bonne chape bien protégée". Le défaut de la cuirasse apparaît là : le mauvais étanchement des ouvrages, soit par mauvaise conception, soit par entretien insuffisant ou inexistant, affaiblit la capacité portante de ces ouvrages par disparition ou désagrégation des joints de mortiers. Ce phénomène est aggravé par les effets du trafic moderne : circulation lourde, intensive qui sollicite de façon dynamique les structures et les matériaux. Bien plus, même lorsqu'il a bien vieilli, un pont en maçonnerie ne peut pas recevoir sans une étude préalable une charge lourde. Ce ne sont pas tous des ouvrages massifs, le matériau maçonnerie n'a pas des capacités de résistance illimitées, leurs fondations ne sont pas inébranlables et les modifications géométriques qu'on leur impose pour répondre aux besoins de la circulation moderne les soumettent à des modes de fonctionnement nouveaux et à des contraintes supplémentaires. De fait, il s'avère que, en utilisant des coefficients de sécurité raisonnables, nombre d'ouvrages semblent à la limite de leurs capacités de résistance. SÉJOURNÉ écrivait aussi : "Il est quelquefois permis d'être hardi, même très hardi : mais il faut savoir qu'on l'est". Il faut donc, au moins dans les cas suivants, s'assurer de la marge de sécurité présentée par un pont en maçonnerie :

- Autorisation de passage d'un convoi exceptionnel.
- Modification sensible de la nature du trafic empruntant l'ouvrage (exemple : ouverture d'une carrière à proximité).
- Modernisation de l'ouvrage par élargissement.
- Ouvrage présentant des désordres de fondations et/ou de structure.

Ce problème n'est pas simple et lorsqu'on l'aborde, on est amené à se poser les questions suivantes :

- * Quelle est la géométrie de la structure et plus précisément de la partie résistante de la structure ?
- * Quelles sont les capacités de résistance du (ou des) matériau (x) la constituant ?
- * Quel est le chargement appliqué à la structure ?
- * Comment évaluer la stabilité, c'est-à-dire à la fois comment modéliser la structure et quelle méthode de calcul employer ?
- * Quelle marge de sécurité adopter sur ce calcul, c'est-à-dire que vaut la connaissance que l'on a de l'ouvrage, que vaut sa modélisation, que vaut la méthode de calcul ?

Pour tenter de répondre à ces questions, au moins partiellement, trois documents ont été rédigés qui ont pour thèmes :

- * Historique et constitution des ponts en maçonnerie.
- * Evaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture.
- * Guide pour l'utilisation du programme VOÛTE en vue de la détermination de la stabilité des ponts en maçonnerie.

Ces documents, regroupés sous le titre général "Constitution et Stabilité des ponts en maçonnerie" constituent une présentation (non exhaustive) de quelques aspects de la morphologie et du fonctionnement des ponts en maçonnerie directement utiles à l'évaluation de leur stabilité. Toutefois, on s'est attaché à rédiger chacun d'eux, de façon à les rendre aussi indépendants que possible (1), leur thème leur conférant un intérêt propre.

Le premier document "Historique et Constitution" est consacré à la description des notions utiles à la résolution du problème de l'évaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie. Il présente leur structure, leur fonctionnement et quelques phénomènes pathologiques susceptibles de les affecter. Un bref historique constitue en outre une introduction aux théories modernes de calcul de la maçonnerie.

Le présent document "Évaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture" est consacré à la présentation théorique de la méthode mise au point au S.E.T.R.A. pour apprécier la capacité portante d'une voûte.

(1) **NOTA** : Les références entre les trois documents indiquent le numéro du document concerné (I, II, ou III, correspondant à l'ordre de présentation ci-dessus).

Le premier chapitre expose cette approche qui, tout en se situant dans la continuité d'une histoire déjà vieille de trois siècles, relève de la théorie toute récente du Calcul à la Rupture : on peut être surpris de ne pas voir dans ce document une part plus importante accordée aux méthodes de calcul élastique mais il ne serait pas raisonnable, en l'état actuel de nos connaissances, de vouloir procéder à un calcul utilisant une loi de comportement du matériau, élastique ou non.

La seule réponse au problème posé réside dans le Calcul à la Rupture qui apporte la meilleure réponse possible, compte tenu des informations dont on dispose sur l'ouvrage. Bien entendu, on ne trouvera pas ici le développement complet de la théorie mais les principes qu'il est essentiel de connaître pour interpréter correctement les résultats du programme de calcul mis au point. Pour le lecteur pressé, un aperçu est donné dans ce but en tête de ce chapitre.

Le deuxième chapitre assure le passage de la théorie à la pratique. L'intention n'est pas de bâtir un règlement de calcul des ouvrages en maçonnerie au même titre que le BAEL pour les ouvrages en béton armé. C'est une proposition faite dans le cadre moderne des méthodes semi probabilistes ou plus précisément de la méthode des états limites avec introduction de coefficients partiels de sécurité : autour de cette méthode, un programme de calcul informatique a été construit et les résultats de ce programme permettent une étude plus complète de la stabilité des appuis et des fondations.

Le troisième document présente, quant à lui, l'outil informatique conçu au S.E.T.R.A. pour appliquer cette théorie.

Tous les problèmes ne sont évidemment pas abordés dans ces documents et de nombreuses recherches restent encore à mener pour lever les incertitudes qui pèsent sur le calcul des ouvrages en maçonnerie.

- . Les hypothèses faites sur les caractéristiques de l'ouvrage (géométrie interne, matériaux) ont une influence considérable sur les résultats. Il importe de rechercher des procédés simples pour déterminer la géométrie de la voûte et d'étudier le matériau maçonnerie (il faut entendre ici les propriétés mécaniques de la maçonnerie telle qu'on la rencontre dans les ouvrages et non de la maçonnerie "idéale" en Laboratoire).
- . L'évaluation de la stabilité est faite en considérant une partie active, résistante, la voûte, soumise à son poids propre, aux charges permanentes provenant du reste de l'ouvrage considéré comme passif et aux charges routières. Quelle peut être la marge supplémentaire de sécurité (ou le supplément de capacité portante) apportée par les murs de tête, par le remplissage surmontant la voûte ?
- . Le calcul qui est présenté est un calcul plan : on ne considère pas les effets de la répartition transversale des charges si ce n'est d'une façon forfaitaire et très simpliste (souvent justifiée).
- . La méthode de calcul utilisée fournit une valeur par excès de la capacité portante de l'ouvrage. Comment évaluer cet excès ?

Voilà autant de points d'interrogation sur la structure d'un pont en maçonnerie et son comportement sans compter ceux qui se posent sur les fondations pour lesquels toute la théorie est à bâtir. La méthode proposée ici ne prétend pas éluder ces problèmes mais elle les "cache" humblement dans un coefficient égal à 3 : jusqu'à ce que l'on ait une meilleure connaissance de ces ouvrages, pour évaluer la stabilité des voûtes, accepter, malgré ses insuffisances, cette approche, c'est ce que ces documents proposent aux Gestionnaires d'un patrimoine inestimable.

1. CALCUL DES VOUTES EN MAÇONNERIE PAR LA THÉORIE DU CALCUL A LA RUPTURE

Ce chapitre étant d'un abord relativement difficile, il fait l'objet d'un aperçu que le lecteur pressé doit consulter. Il en résulte d'inévitables redites dans le texte entre le chapitre 1.1. et les chapitres suivants.

Les notations utilisées dans ce chapitre sont les notations classiques de la Mécanique des Milieux Continus. Elles sont parfois différentes des notations normalisées dans le domaine des Ouvrages d'Art.

1.1. APERÇU

Le problème est posé comme suit :

Soit une voûte en maçonnerie, de géométrie fixée, encastrée à ses extrémités, constituée d'un matériau dont on connaît le (ou les) critère de résistance, soumise à un chargement défini par des densités volumiques ou surfaciques sur le contour de la voûte. Cette voûte est-elle stable ?

La théorie générale du calcul à la rupture permet d'affirmer, qu'en l'absence d'informations plus complètes sur la loi de comportement du matériau constitutif, il n'est possible d'apporter qu'une réponse partielle à cette question. Plus précisément, on peut affirmer que la voûte est certainement instable si le chargement considéré se trouve à l'extérieur d'un certain domaine dans l'espace des chargements, domaine appelé "ensemble des chargements potentiellement supportables". Ce domaine est un domaine convexe si le (ou les) critère de résistance du matériau constitutif est lui-même convexe.

La démarche, dans le problème particulier qui nous intéresse, est la suivante :

Les critères de résistance admis par tous les auteurs pour la maçonnerie sont :

- la maçonnerie n'a pas de résistance à la traction,
- la maçonnerie a une résistance à la compression simple grande mais finie σ_0 ,
- le critère de résistance à l'interface pierre-mortier dans les joints est le critère de frottement sec de COULOMB, la cohésion étant nulle : ce critère sera négligé par la suite comme le font tous les auteurs, l'expérience le justifiant mais il n'y aurait pas de difficulté théorique à le prendre en compte. Cela étant, si la voûte est stable sous un chargement donné, il y a compatibilité entre les équations d'équilibre et les critères de résistance en tout point de la voûte. Il en résulte que, si l'on découpe la voûte en un nombre fini de blocs par des sections de directions quelconques (figure 1), chacun de ces blocs est en équilibre et il existe sur les "joints" limitant ces blocs une répartition de contraintes normale et tangentielle équilibrant les forces extérieures à chacun des blocs et respectant les critères de résistance.

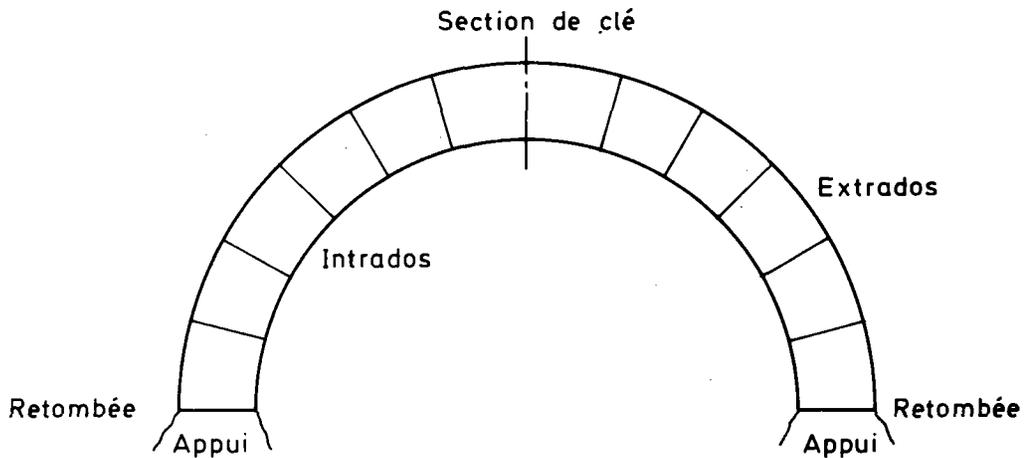


FIGURE 1 : Découpage en blocs

Les éléments de réduction du torseur des forces agissant sur un joint sont au milieu I de ce joint : les efforts normal N et tangent T et le moment M . On montre alors que si ces efforts sont supportés par le joint, nécessairement le point de coordonnées (N, M, T) se trouve à l'intérieur d'un domaine convexe. Lorsque l'on néglige les effets de l'effort tangent, ce qui est justifié ici, ce domaine est limité par deux arcs de parabole (figure 2) d'équations $|M| \leq Nh(1 - N/\sigma_0 S)$, équations que l'on rapprochera avec intérêt de la condition de MERY (13) (Cf. I - 4.2.1.). En particulier, on obtient que le centre de pression sur le joint doit se trouver au moins à l'intérieur de la voûte.

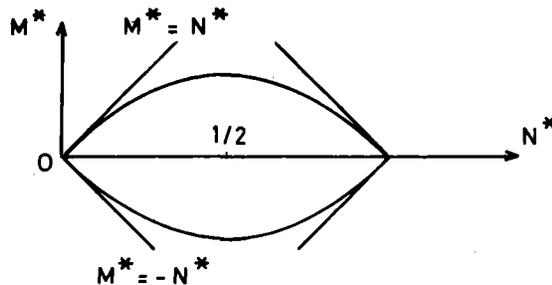


FIGURE 2 : Domaine de stabilité potentielle pour une section dans le plan (N, M)

Cette condition sur le triplet (N, M, T) doit être respectée sur chaque joint : la ligne des centres de pression est donc l'outil adapté pour cette analyse. On peut alors caractériser les lignes qui vérifient cette condition et à partir de là, écrire un programme de calcul informatique qui permet d'étudier n'importe quel cas de charge et n'importe quelle forme de voûte. Nous avons établi ces propriétés, qui généralisent les résultats de H. SCHEFFLER (16) (Cf. I - 4.2.2.2.) et A. DURAND-CLAYE (4,5) (Cf. I - 4.2.2.3.) mais plutôt que d'entrer dans le détail, il importe de bien saisir le principe de la démarche.

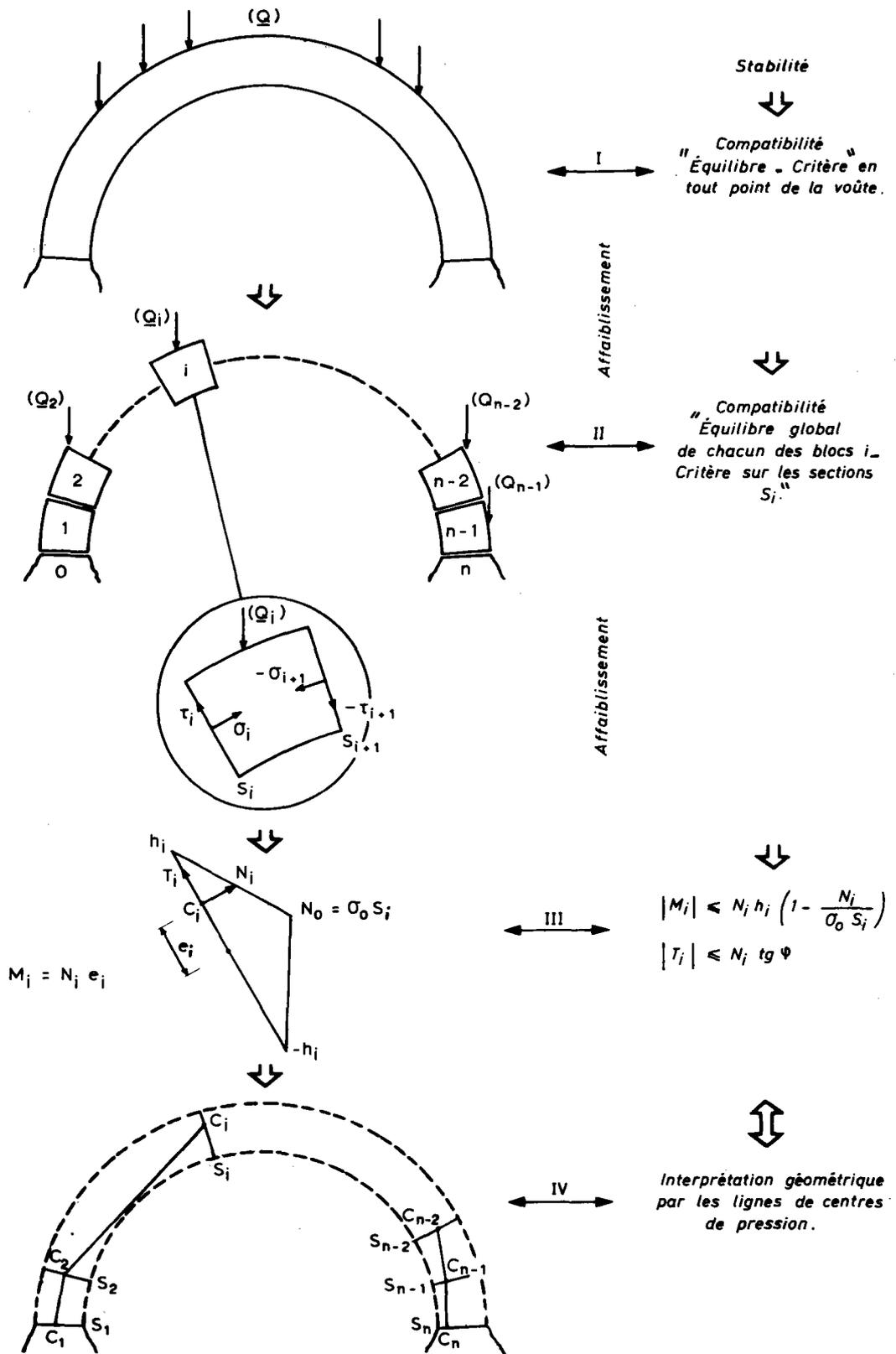
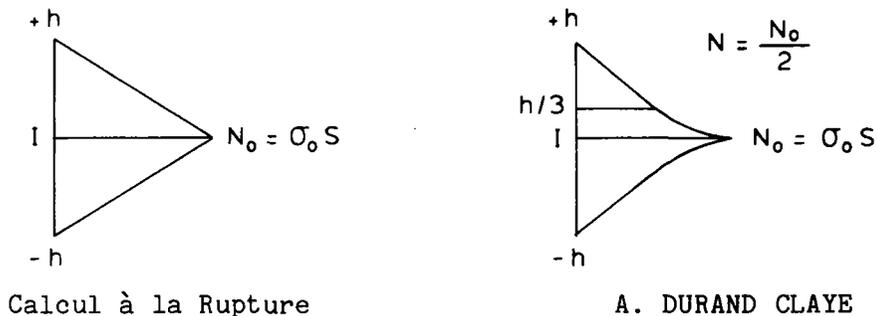


FIGURE 3 : Etapes du raisonnement

La condition de "stabilité potentielle" - c'est à dire compatibilité entre équilibre et critère en chaque point de la voûte est affaiblie à deux reprises (Figure 3) :

- d'abord en écrivant uniquement l'équilibre global de chacun des blocs,
- ensuite en écrivant la possibilité d'équilibre des joints.

Il est clair que s'il n'existe aucune ligne de centres de pression vérifiant sur chaque joint le critère global en (N, M, T), la voûte est certainement instable. La démarche est bien celle qu'a adoptée A. DURAND-CLAYE (4,5) mais le critère adopté sur le joint est différent (figure 4).



**FIGURE 4 : Joint rectangulaire de hauteur 2h :
relation entre N et M à l'état limite**

On peut définir de façon générale un coefficient de rupture (et non de sécurité), "rapport" du chargement extrême pour lequel la voûte est à l'état limite de l'instabilité et du chargement réel (figure 5). L'approche faite ci-dessus permet donc d'obtenir un majorant F_M de ce coefficient de rupture : si $F_M < 1$, la voûte est certainement instable.

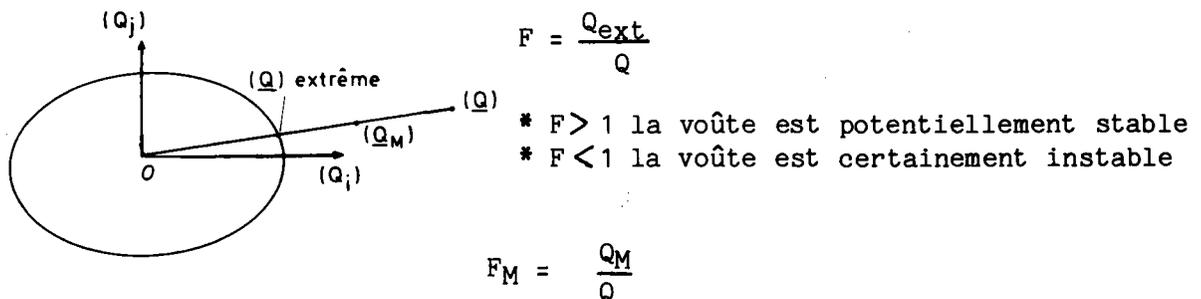


FIGURE 5 : Coefficient de rupture

L'analyse décrite relève d'une approche par l'extérieur en contraintes :

- . approche par l'extérieur, puisque l'on recherche les chargements pour laquelle la voûte est certainement instables,
- . en contraintes, puisque l'on travaille sur les efforts (N, M, T).

En utilisant le principe des puissances virtuelles, qui permet d'écrire les équations d'équilibre, il est facile de "dualiser" cette approche pour en faire une approche par l'extérieur en vitesses dont le principe (schématisé) est le suivant :

Supposons que "le mécanisme de ruine" de la voûte soit un mécanisme de rupture par blocs en rotation les uns par rapport aux autres, les culées restant fixes. Dans ce mécanisme, la puissance des efforts intérieurs se limite à la puissance des efforts sur les "joints de rupture" : on montre, d'une façon générale en calcul à la rupture, que cette puissance peut être majorée par une quantité fonction du champ de vitesses considéré, appelée puissance dissipable par COUSSY (2).

Il est, par ailleurs, facile de calculer la puissance des forces extérieures. Il est alors clair que la voûte est certainement instable si la puissance des forces extérieures excède la puissance dissipable dans le mécanisme.

Cette approche est donc très simple et conduit à la minimisation de la puissance dissipable sous certaines conditions. La solution conduit à un mécanisme constitué de quatre, cinq, six ou sept blocs comme l'ont montré toutes les "expériences" (voulues ou non) de rupture de voûtes.

1.2. Analyse détaillée

Nous présentons ici deux méthodes d'approche de ce problème. Le texte sera organisé en quatre parties :

La première partie (chapitres 1.2.1., 1.2.2.) pose le problème.

La seconde partie (chapitres 1.2.3., 1.2.4., 1.2.5.) décrit la méthode "des lignes de centres de pression internes" mise au point pour étudier la stabilité des voûtes et de leurs appuis.

La troisième partie (chapitre 1.2.6.) décrit la méthode duale de la précédente, définie à partir de la notion de mécanismes par blocs. Son étude a été amorcée par PERIE et VAUDEVILLE (14) sous la direction de J.M. DELBECQ et J. SALENÇON mais elle est reprise ici complètement et présentée de façon plus "didactique".

La quatrième partie (chapitre 1.2.7.) présente quelques exemples numériques.

Il ressort de cette présentation une analogie très grande avec l'article de COUSSY et SALENÇON (2) : c'est volontairement que nous avons voulu marquer la similarité des raisonnements et résultats dans les domaines des voûtes et de la mécanique des sols (existence de poussée minimale et de poussée active, de poussée maximale et de poussée passive, utilisation de mécanismes par blocs, ..).

Nous remercions ici les auteurs de leur accord sur cette formule et en particulier J. SALENÇON pour les précieux conseils qu'il a pu nous donner pour mener à bien cette étude.

Avant de présenter cette étude, il convient de justifier notre position par rapport aux méthodes de calcul faisant appel au comportement élastique linéaire de la maçonnerie, méthodes que nous avons rejetées de ce document. Nous avons déjà vu, au I- 4.2.2.4., l'attitude tout-à-fait réservée de SÉJOURNÉ vis-à-vis de l'hypothèse élastique : il l'admettait en attendant de disposer d'une meilleure hypothèse : "acceptons la donc, non parce qu'elle est vraie mais parce que des voûtes minces ainsi calculées tiennent. Mais ne l'acceptons que très provisoirement sous bénéfice d'inventaire expérimental, c'est-à-dire jusqu'à ce que de nouveaux essais établissent d'autres formules qui s'ajustent mieux aux faits".

L'analyse élastique classique (en fait telle qu'on l'utilise dans la résistance des matériaux) ne peut bien évidemment pas fournir la charge ultime d'une voûte en maçonnerie : il faudrait prendre en compte dans les calculs le comportement exact du matériau maçonnerie, au-delà du domaine élastique. Se limiter à un calcul élastique linéaire est beaucoup trop simpliste et introduit des erreurs grossières dues en particulier à la non prise en compte des possibilités d'adaptation de la maçonnerie et de la structure. Ceux qui ont procédé à ce genre de calculs savent combien les arcs sont sensibles à des mouvements d'appuis, aux effets de la température. Il n'est pourtant pas raisonnable de supposer qu'un déplacement de quelques millimètres des appuis peut avoir une influence importante sur la charge ultime de l'ouvrage. Il n'est pas plus raisonnable de supposer que la température puisse avoir un effet important sur la valeur de cette charge. Les ouvrages en maçonnerie s'adaptent bien : leur "ductilité" provient des capacités de résistance de la maçonnerie (forte en compression, faible en traction) et de la possibilité qu'ont ainsi des blocs de maçonnerie de tourner les uns par rapport aux autres. Il faudrait aussi dans ce type de calculs prendre en compte l'histoire complète de la structure : les matages des joints utilisés dans la construction, les phasages ont une influence sur l'état de contraintes dans la voûte. Seul le calcul à la rupture permet de s'affranchir de la connaissance de cette histoire en donnant un résultat rigoureux dont on connaît la signification. Que dire en outre de l'utilisation de "programmes à barres" (type STRUDL) et de la valeur de la modélisation de la voûte ? La théorie des poutres ne s'applique qu'à des solides suffisamment élancés et la plupart des voûtes sont des structures très massives. Les Ingénieurs n'aiment pas l'indétermination, ils souhaitent avoir des certitudes, connaître l'état réel d'une structure. Il est malheureusement impossible de l'atteindre actuellement. Le calcul à la rupture permet d'ignorer le comportement des matériaux et conduit à considérer l'état limite de la voûte "qui est unique et donc défini sans ambiguïté". Il est donc le meilleur résultat possible compte tenu des informations dont on dispose sur les matériaux et la structure : il reste ensuite à l'Ingénieur à savoir apprécier la valeur de ce résultat. Lorsque cela est possible (en particulier au cours d'essais bien menés), il est apparu que le calcul à la rupture donne des résultats très acceptables. Vouloir mieux, c'est-à-dire décrire l'état réel de la voûte, suppose des recherches longues et difficiles et le résultat ne pourra vraisemblablement être obtenu qu'au prix de calculs complexes et onéreux (méthode des éléments finis avec prise en compte du comportement du matériau). Attendre l'aboutissement de ces recherches, dans le cas où elles seraient faites, n'aurait pas été raisonnable : l'outil actuel, présenté dans le cadre de ce document, est directement utilisable et performant. Il ne résout pas tous les problèmes (déplacements d'appuis admissibles en particulier) mais acceptons le en attendant mieux.

1.2.1. Etude de la stabilité d'une voûte

1.2.1.1. Position du problème

On se propose d'étudier la stabilité d'une voûte :

- de géométrie respectant les caractères définis au 1.2.1.1.1.,
- dont le (s) matériau (x) constitutif (s) obéit aux critères de résistance définis en 1.2.1.1.2.,
- soumise à un chargement respectant les caractères définis au 1.2.1.1.3.

1.2.1.1.1. Géométrie

La voûte est définie par la trace de son contour dans un plan vertical longitudinal : ce contour y définit l'extrados et l'intrados. L'intrados est concave et peut présenter des points anguleux, en général à la clé, de la voûte (figures 6 et 7). L'extrados peut présenter, comme cela se produit fréquemment au voisinage des appuis, un point d'inflexion, sans que cela ne modifie les propriétés démontrées. Les sections transversales de la voûte sont rectangulaires. Cette voûte repose sur ses extrémités (ou retombées) sur les maçonneries des piles ou des culées qui en sont donc un prolongement. On considèrera des voûtes inarticulées.

1.2.1.1.2. Matériau (x)

La voûte est soit constituée d'un matériau homogène isotrope (cas d'une voûte en béton non armé), soit de pierres homogènes isotropes séparées par des joints secs ou en mortier (le mortier est alors homogène isotrope).

Les critères de résistance que nous adopterons seront donc les suivants.

- Matériau(x) homogène(s) isotrope(s) (béton, pierre, mortier):

Si $\sigma_i, i = 1 \text{ à } 3$ sont les contraintes principales du tenseur des contraintes, le critère de rupture, que l'on dénommera critère de traction-compression est $f(\underline{\sigma}) = \text{Sup } \sigma_i (\sigma_i - \sigma_0)$, autrement dit le matériau n'a pas de résistance à la traction et a une résistance à la compression égale à σ_0 . Nous adoptons ici les conventions de signe habituelles en résistance des matériaux : la facette sur laquelle agit le vecteur contrainte est repérée par sa normale rentrante \underline{n} : les compressions sont alors comptées positivement. Si $\underline{\sigma}$ vérifie le critère, on a de façon classique $f(\underline{\sigma}) \leq 0$.

Le critère est représenté dans l'espace des contraintes principales par un cube de côté σ_0 .

Il est aussi représenté dans le plan de MOHR par un cercle de diamètre σ_0 (figure 8), passant par l'origine et centré sur l'axe des contraintes normales du côté des compressions.

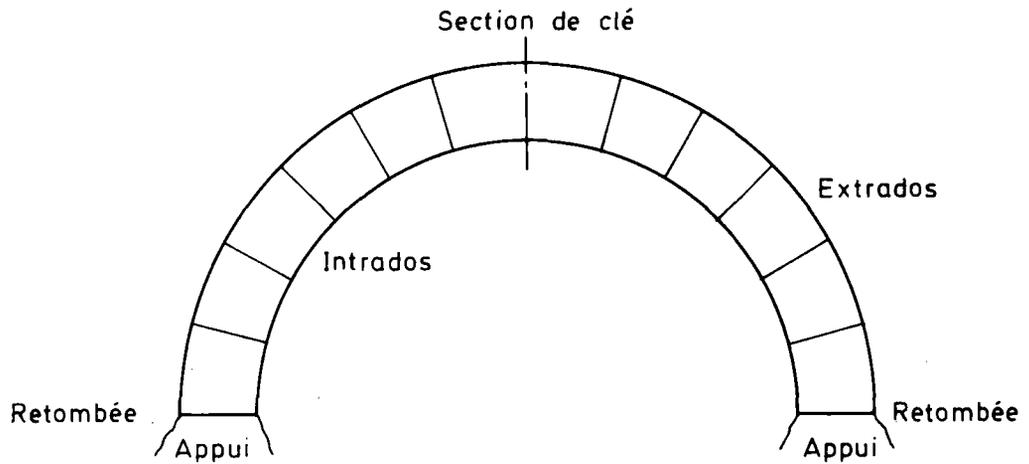


FIGURE 6 : Géométrie de la voûte

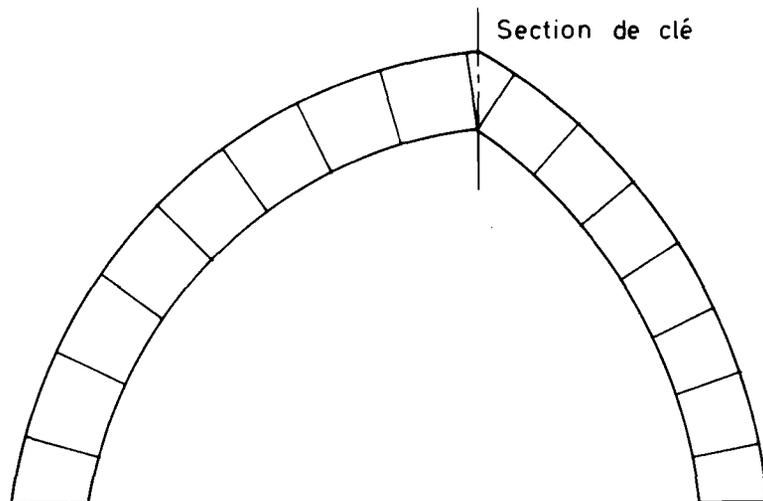
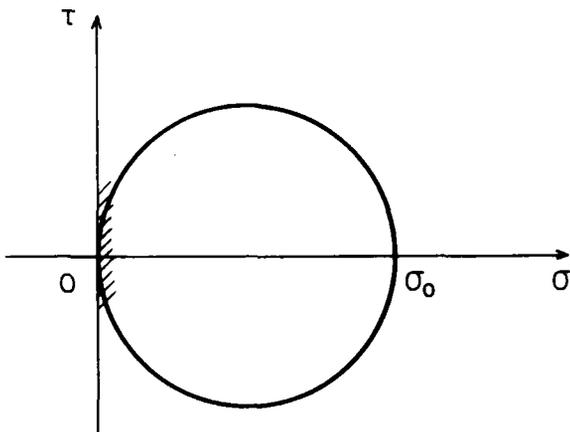
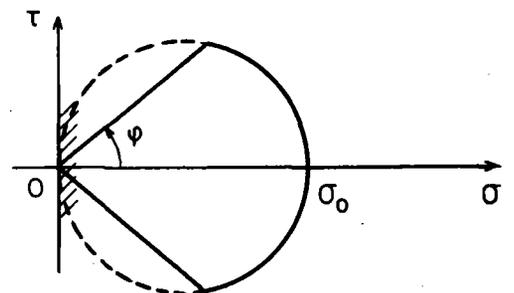


FIGURE 7 : Voûte présentant un point anguleux à la clé



**FIGURE 8 : Critère de traction
compression**



**FIGURE 9 : Critère d'interface
global de COULOMB**

Le critère s'écrit dans ce plan en fonction de σ et τ , contraintes normale et tangentielle agissant sur la facette de normale \underline{n}

$$\sigma(\sigma - \sigma_0) + \tau^2 \leq 0$$

On notera que σ_0 n'est pas nécessairement constant dans la voûte (par exemple pierres et joints en mortier).

- joints ou interfaces.

On a affaire à un critère d'interface globale de COULOMB entre deux matériaux obéissant au critère précédent avec des limites en compression égales ou non.

Le critère s'écrit alors $g(\underline{T}) \leq 0$, si l'on pose :

$$g(\underline{T}) = \text{Sup} \left[(|\tau| - \sigma \tan \varphi), (|\tau| - \sqrt{\sigma(\sigma_0 - \sigma)}) \right]$$

où φ est l'angle de frottement sec de COULOMB. \underline{T} a son extrémité à l'intérieur du cercle de MOHR de diamètre σ_0 soit dans le plan de Mohr la représentation donnée à la figure 9. On peut éventuellement introduire une cohésion C mais elle est en pratique très faible.

1.2.1.1.3. Chargement

La voûte est soumise à des charges volumiques, surfaciques ou concentrées, définies par leur densité. Si l'on se place dans le plan de section longitudinale, ce chargement est donc défini par une densité $q(s)$ où s est par exemple l'abscisse curviligne sur l'extrados. Les chargements tels que déplacements d'appui, température, sont exclus de l'analyse.

Ce sera par exemple les forces de pesanteur, les charges dues à la présence d'un remblai, les charges routières ou ferroviaires. Nous ne nous préoccupons pas ici de savoir comment est "calculé" ce chargement.

Nous nous plaçons dans le cadre de la théorie des paramètres de chargement (SALENÇON (15)) : l'ensemble des chargements est alors un espace vectoriel dont les éléments sont notés (Q) .

Afin d'aboutir à un algorithme de résolution simple, nous serons amenés dans le chapitre 1.2.4. à nous limiter à un certain type de chargement. Nous étudions en ce moment une autre méthode qui permet de s'affranchir de ces restrictions qui sont les suivantes :

- Les forces verticales sont orientées vers le bas (elles sont négatives).
- Les forces horizontales sont orientées vers la clé (elles sont positives à gauche de la section, négatives à droite de cette section).

Ceci exclut :

- Le cas des forces horizontales concentrées à la clé.
- le cas de forces de freinage.

Ce cas de chargement est très courant dans la pratique : les forces horizontales proviennent de la présence de voûtes secondaires d'élévation, les forces verticales sont les forces de pesanteur.

En dehors du chapitre 1.2.4., le chargement n'est soumis à aucune limitation.

1.2.1.1.4. Ecriture du problème

- . Etant donné la géométrie de la voûte,
- . Etant donné le (ou les) critère de résistance du (ou des) matériau du type défini au 1.2.1.1.2.
- . Etant donné le chargement (Q) auquel est soumise la voûte.

Est-il possible que la voûte soit stable ?

La démarche du raisonnement est schématisée sur l'organigramme présenté au 1.1. (Figure 3)

1.2.1.2. Chargement potentiellement supportable - Voûte potentiellement stable

Si une telle voûte est stable, c'est qu'il existe dans toute la voûte un état de contraintes $\underline{\underline{\sigma}}$ qui :

- | | |
|---|---|
| A | 1 - Respecte les conditions aux limites sur le contour de la voûte. |
| | 2 - Respecte les équations d'équilibre en tout point. |
| | 3 - Respecte les critères de résistance en tout point. |

On peut dire que, pour que la voûte soit stable sous le chargement (Q), il est nécessaire qu'il existe au moins un état de contraintes respectant les trois conditions A1, 2, 3.

Il ne s'agit que d'une condition nécessaire car si cet état de contraintes existe, on ne pourra pas affirmer la stabilité de la voûte. On a donc ici la notion bien connue dans la théorie du calcul à la rupture de stabilité potentielle : une voûte pour laquelle cette condition est remplie est dite potentiellement stable. On dit aussi que le chargement est potentiellement supportable.

Il résulte de la théorie du calcul à la rupture que l'ensemble des chargements (Q) potentiellement supportables est un domaine convexe, puisque le domaine de résistance "local" est lui-même convexe.

1.2.2. Transformation du problème

1.2.2.1. Définitions

On appelle famille de "sections" et on notera $\mathcal{F} = (S_i)_{i \in I}$ un ensemble de sections transversales S_i de la voûte, coupant à la fois l'extrados et l'intrados. Pour des raisons évidentes de commodité de langage, on confondra la section S_i et sa trace sur le plan longitudinal vertical (Figure 10).

Ces sections peuvent avoir entre elles des points d'intersection à l'intérieur de la voûte.

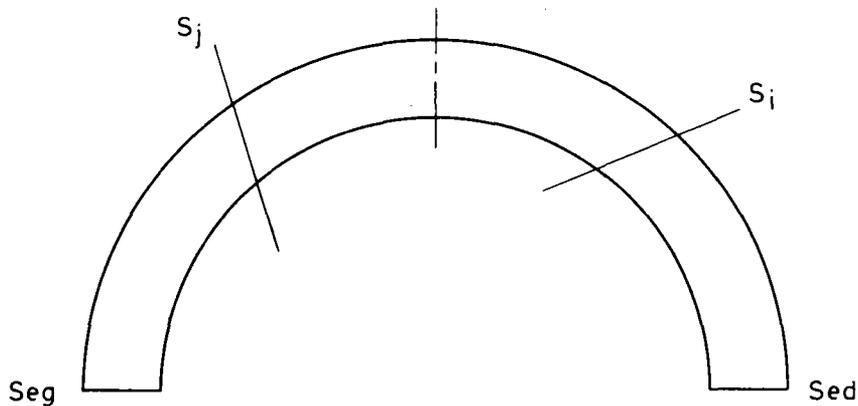


FIGURE 10 : Sections

L'ensemble d'indexation I peut être fini ou infini et dans ce cas dénombrable ou non dénombrable. Par exemple, ce peut être :

- Si I est fini : l'ensemble des entiers de 1 à N .
- Si I est infini non dénombrable, le segment (seg, sed) où seg et sed sont les abscisses curvilignes des extrémités gauche et droite de l'extrados mesurées à partir de la clé de voûte.

Une sous famille $\mathcal{F}' = (S_j)_{j \in J}$ de la famille $\mathcal{F} = (S_i)_{i \in I}$ est un sous-ensemble de \mathcal{F} c'est-à-dire : $\forall j \in J \quad \exists i \in I$ et $S_j = S_i$

On verra dans la suite de l'exposé que l'on considèrera en général des sections normales à l'intrados (à l'exception toutefois des zones situées au voisinage d'un point anguleux). Dans ce cas, on appellera ces sections des joints par analogie avec les joints des voûtes en maçonnerie.

Du fait de la concavité des courbes d'intrados, ces joints constituent une partition de la voûte en blocs ou "voussoirs". Les joints ne présentent pas, en effet, de point d'intersection à l'intérieur de la voûte (sauf au droit d'un point anguleux à l'intrados où ils se coupent en ce point) (Figure 11).

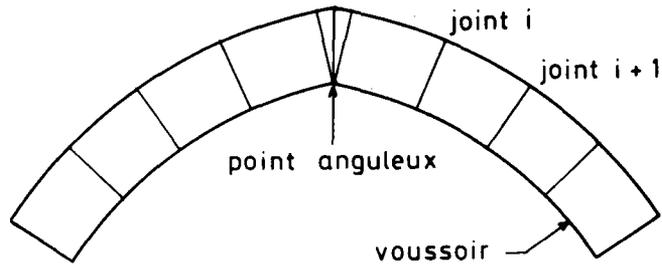


FIGURE 11 : Cas d'une voûte ogivale

Si une telle famille de joints $\mathcal{F} = (S_i)_{i \in I}$ est indexée par l'ensemble $I = (s_{eg}, s_{ed})$ mentionné ci-dessus, la réunion des sections S_i est le domaine intérieur à la voûte. Une famille finie de joints est une sous famille finie de cette famille.

1.2.2.2. Première condition de stabilité affaiblie

Pour qu'une voûte soit stable sous le chargement (Q) il faut donc qu'il existe un état de contraintes respectant les conditions A 123. Il est donc nécessaire qu'en chaque point des sections S_i d'une famille \mathcal{F} , il existe un tel état de contraintes.

Il en résulte :

- Pour que la voûte soit stable sous le chargement (Q) , il est nécessaire qu'il existe sur chaque section S_i de la famille une répartition de contraintes normale et tangentielle σ et τ telle que chaque bloc limité par deux sections consécutives S_i et S_{i+1} soit en équilibre sous l'action du chargement appliqué à ce bloc et telle qu'elle respecte les conditions de résistance définies au 1.2.1.1.2.

Cette condition est un affaiblissement des conditions A 123 : un chargement (Q) pour lequel cette condition est satisfaite pour une famille de sections S_i n'est pas nécessairement potentiellement supportable. Par contre, il n'est certainement pas supportable si cette condition n'est pas satisfaite.

On peut donc affirmer que si l'on trouve un chargement (Q) pour lequel cette condition affaiblie n'est pas satisfaite, alors (Q) est à l'extérieur du domaine convexe des chargements potentiellement supportable. Pour obtenir un tel chargement (Q) , il faut donc rechercher la valeur maximale(*) du chargement pour laquelle cette condition est satisfaite. Il s'agit donc d'une approche par l'extérieur.

En outre, on devrait rechercher, pour obtenir la meilleure majoration, la famille \mathcal{F} de sections S_i la plus défavorable, c'est-à-dire celle qui donne le plus petit majorant. Il est clair que si \mathcal{F}' est une sous-famille de \mathcal{F} , le majorant obtenu avec \mathcal{F}' est supérieur au majorant obtenu avec \mathcal{F} .

(*) La recherche d'une valeur maximale est faite le long d'un rayon vecteur issu de l'origine (figure 14), autrement dit par une même multiplication scalaire de toutes les composantes du chargement.

On retrouve ici des raisonnements tout-à-fait analogues à ceux utilisés dans le calcul à la rupture appliqué à la mécanique des sols (COUSSY et SALENÇON (2) : méthode des tranches, ...).

1.2.2.3. Transformation du problème-Deuxième condition de stabilité affaiblie

Soit un chargement (Q) tel que la condition de stabilité affaiblie soit vérifiée pour une famille \mathcal{F} . Sur une section S_i de cette famille, il existe donc une répartition de contraintes normale et tangentielle σ et τ respectant les critères de résistance.

Introduisons les contraintes généralisées :

- * N effort normal : $N = \iint_S \sigma dS$
- * T effort tranchant : $T = \iint_S \tau dS$
- * M moment fléchissant : $M = \iint_S \sigma Y dS$

où Y est la distance algébrique au centre d'inertie de la section et τ la composante de la contrainte tangentielle dans le plan vertical.

On montre de façon classique en calcul à la rupture que :

- * pour qu'il existe une répartition de contraintes normale σ et tangentielle τ sur la section S_i respectant le critère de résistance de traction-compression, il est nécessaire que N et M respectent l'inéquation.

$$(2.1) \quad |M| \leq Nh \left(1 - \frac{N}{\sigma_0 S} \right)$$

où h est la demi-hauteur de la section et S son aire.

On trouvera en annexe 1 la démonstration de cette proposition. En fait, on y démontre une proposition plus complète puisque l'on tient compte des effets de l'effort tranchant. On verra par la suite que les effets de l'effort tranchant peuvent être négligés (approximation de l'ordre de 2 à 3 %), d'autant que le traitement numérique du problème devient alors délicat. L'inéquation (2.1) est représentée à la figure 12.

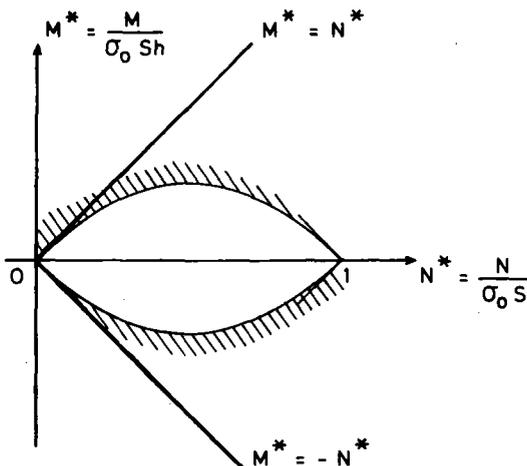


FIGURE 12 : Représentation de l'inéquation 2.1.

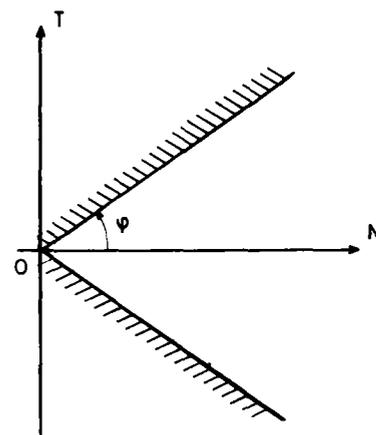


FIGURE 13 : Représentation de l'inéquation 2.2.

* pour qu'il existe une répartition de contraintes normale σ et tangentielle τ sur la section S_i respectant le critère de frottement $(g(T) = \text{Sup} [(|\tau| - \sigma \text{tg} \varphi), (|\tau| - \sqrt{\sigma(\sigma_0 - \sigma)})])$, il est nécessaire que N et T respectent l'inéquation.

$$(2.2) \quad |T| \leq N \text{tg} \varphi$$

La démonstration de cette proposition est immédiate. L'inéquation (2.2) est représentée à la figure 13.

On notera que l'inéquation (2.1) entraîne l'inéquation (2.3) suivante :

$$(2.3) \quad |M| \leq N h$$

(2.3) est donc équivalent à (2.1) lorsque l'on considère que la résistance à la compression simple σ_0 est "infinie".

(2.3) est représentée par l'angle de deux droites $M^* = + N^*$. Il vient alors de façon évidente la deuxième condition de stabilité affaiblie.

Pour que la voûte soit stable sous le chargement (Q) , il est nécessaire que chaque section S_i d'une famille \mathcal{F} soit soumise à des contraintes généralisées N_i, T_i, M_i qui respectent les équations d'équilibre et les inéquations 2.1 et/ou 2.2 selon la section considérée.

Cette condition est un nouvel affaiblissement de la condition précédente en raison de la non équivalence des critères en contraintes généralisées et en contraintes. On peut en fait montrer qu'il y a équivalence entre le critère en contraintes généralisées N et M (2.1) et l'existence d'une répartition de contraintes normale et tangente σ et τ sur la section respectant le critère de traction-compression mais cette propriété n'est pas utile puisque l'on fait ici une approche par l'extérieur de la stabilité.

Il est clair que si cette nouvelle condition n'est pas satisfaite pour un chargement (Q) , celui-ci ne sera certainement pas supportable. La valeur maximale de (Q) pour laquelle cette condition est satisfaite constitue donc un chargement extérieur au convexe des chargements potentiellement supportables.

1.2.2.4. Coefficient de rupture

Il est clair que le chargement (Q) nul est potentiellement supportable. Il est alors commode pour analyser la stabilité d'une voûte d'introduire le coefficient $F = \frac{(Q)_{\text{extrême}}}{(Q)}$ (figure 14).

- . Si $F < 1$: l'équilibre de la voûte en géométrie initiale est impossible,
- . Si $F > 1$: la voûte est potentiellement stable sous le chargement (Q) .

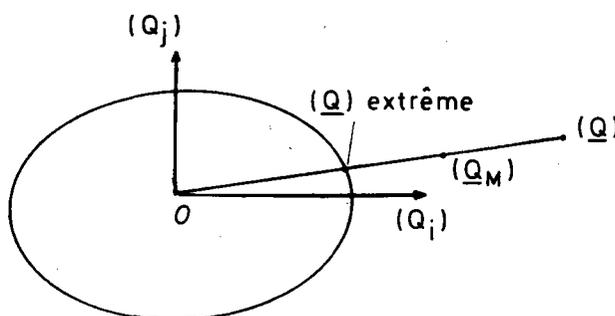


FIGURE 14 : Coefficient de rupture

Il est alors évident que le chargement maximal $(Q)_M$ respectant la deuxième condition de stabilité affaiblie fournira un majorant F_M de F :

$$F_M = \frac{(Q)_M}{(Q)}$$

On aura donc a fortiori :

. Si $F_M < 1$ l'équilibre de la voûte en géométrie initiale est impossible

1.2.3. Interprétation géométrique - lignes de centres de pression

1.2.3.1. Définitions

Soit \mathcal{F} une famille de sections (S_i) $i \in I$ d'une voûte soumise à un chargement (Q) . Les familles \mathcal{F} considérées à partir de ce chapitre seront des familles de joints. Il n'est toutefois pas nécessaire de considérer des joints pour définir une ligne de centres de pression.

Soit un joint S_i : sur ce joint s'exercent des contraintes normale et tangentielle qui déterminent :

- un effort normal N_i ,
- un effort tangent T_i ,
- un moment fléchissant M_i ,

Ces sollicitations peuvent être représentées par :

- leur résultante R_i de composantes normale N_i et tangentielle T_i ,
- le point d'application de R_i sur le joint S_i noté C_i et appelé centre de pression sur le joint (figure 15).

La ligne des centres de pression associée à la famille \mathcal{F} est la ligne qui joint l'ensemble des points C_i , $i \in I$. Cette ligne ne doit pas être confondue avec la ligne des pressions qui est la ligne enveloppe des résultantes R_i .

- Lorsque I est un ensemble fini, c'est une ligne polygonale.
- Lorsque I est le segment (s_{eg}, s_{ed}) , c'est une courbe paramétrée en s , abscisse curviligne de l'extrados, qui peut avoir des discontinuités au droit de forces concentrées.

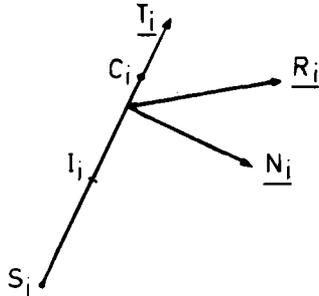


FIGURE 15 : Efforts sur le joint S_i

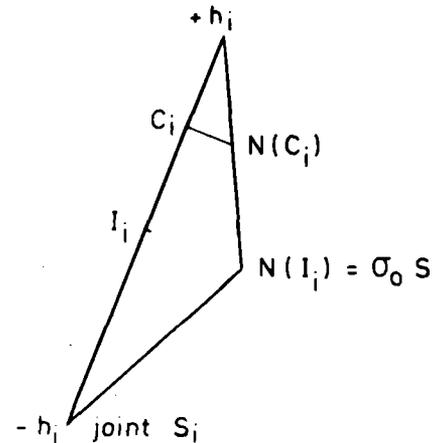


FIGURE 16 : Effort normal extrême

1.2.3.2. Interprétation géométrique de la deuxième condition de stabilité affaiblie

La position du centre de pression C_i sur le joint S_i , de milieu I_i , d'épaisseur $2h_i$ est donnée par $I_i C_i = \frac{M_i}{N_i}$.

Or la condition 2.1. s'écrit encore :

$$(3.1) \quad *I_i C_i = \frac{|M_i|}{N_i} \leq h_i \left(1 - \frac{N_i}{\sigma_0 S_i} \right) \quad \text{si } N_i > 0$$

$$*I_i C_i \leq h_i \quad \text{si } N_i = 0$$

Elle signifie donc que le centre de pression C_i ne doit pas être "trop loin" du milieu du joint, cette distance étant d'autant plus faible que N_i est grand. En outre, N_i doit être positif. On dira que la ligne doit être compressive sur le joint S_i . On peut aussi mettre cette condition sous la forme :

$$\begin{aligned} \text{.Si } N_i > 0 & \quad N_i \leq N(C_i) = \sigma_0 S_i \left(1 - \frac{I_i C_i}{h_i} \right) \\ \text{.Si } N_i = 0 & \quad I_i C_i \leq h_i \end{aligned}$$

La traduction graphique de cette condition est donnée à la figure 16.

En particulier, si σ_0 est infini, alors elle s'écrit $M_i/N_i \leq h_i$ et $N_i \geq 0$ ce qui signifie que le centre de pression doit se trouver à l'intérieur de la voûte et que l'effort normal sur le joint S_i doit être positif.

La deuxième condition 2.2. s'écrit :

$$(3.2.) \quad |T_i| \leq N_i \operatorname{tg} \psi$$

Elle signifie que R_i ne doit pas être inclinée à plus de l'angle ψ sur la normale \underline{n}_i au joint S_i .

La deuxième condition de stabilité affaiblie s'écrit alors : "pour que la voûte soit stable sous le chargement (Q), il est nécessaire que pour une famille \mathcal{F} quelconque de joints, il existe au moins une ligne de centres de pression associée à cette famille qui satisfasse aux conditions 3.1. et/ou 3.2. (selon les joints)".

En particulier, si l'on ne s'intéresse qu'au critère de résistance en traction, il est nécessaire que cette ligne de centres de pression soit interne à la voûte sur chaque joint de la famille et que les efforts normaux correspondants soient tous des efforts de compression. Le chargement (Q) maximal pour lequel cette condition est satisfaite est à l'extérieur du domaine convexe des chargements potentiellement supportables.

Nous sommes donc amenés à nous intéresser aux propriétés des lignes de centres de pression associées à une famille de joints. C'est l'objet du chapitre suivant où nous montrons qu'il est simple de répondre à la question :

Etant donné une voûte de géométrie fixée dont le matériau constitutif n'a pas de résistance à la traction et soumise à un chargement (Q), est-il possible de trouver une ligne de centres de pression interne à la voûte ?

Si la réponse à cette question est positive, nous montrons qu'il est possible de traiter le cas d'une résistance à la compression finie et du frottement aux joints de la maçonnerie.

1.2.4. Propriétés des lignes de centres de pression

Nous ne donnons ici que le résultat strictement nécessaire pour le problème posé mais nous renvoyons le lecteur intéressé au document publié par le S.E.T.R.A. (DELBECQ (3)) pour l'ensemble des propriétés et leur démonstration. Ces propriétés ont été établies, comme il a déjà été dit au 1.2.1.1.3, pour des chargements symétriques ou non par rapport à la clé de voûte, tels que :

- les charges verticales sont négatives,
- les charges horizontales sont négatives (resp. positives) pour la partie de voûte située à droite (resp. à gauche) de la section de clé.

Certaines propriétés de caractérisation des lignes de poussée horizontale maximale et minimale ont été données par SCHEFFLER (16) : il s'agit des propriétés de contact à l'extrados et à l'intrados de ces lignes mais à notre connaissance, leur démonstration n'a été donnée que dans le cas de charges verticales et de façon précise pour un chargement symétrique. La démonstration de ces propriétés est alors aisée mais le problème est plus délicat lorsque l'on considère des chargements dissymétriques : nous avons donc abordé le problème de façon différente, ce qui permet d'obtenir des propriétés générales qui s'appliquent aux chargements symétriques. En outre, on obtient ainsi des algorithmes simples de calcul.

Enfin, la famille de joints que nous considérons est la famille de joints indexée par le segment (s_{eg} , s_{ed}) (Cf. 1.2.2.1.). En particulier quand nous disons qu'une ligne de centres de pression est interne à la voûte, cela signifie qu'elle est interne aux joints de la famille.

1.2.4.1. Rappel

Une voûte bi-encastrée étant une structure 3 fois hyperstatique du point de vue des milieux curvilignes, une ligne de centres de pression est définie par 3 paramètres que l'on peut choisir comme étant les valeurs des efforts normal H et tangent V et du moment fléchissant M dans la section de clé. A la place de M , on peut aussi adopter la cote z du point de passage K de la ligne dans cette section.

L'effort normal à la clé, H , est appelé poussée horizontale à la clé.

L'effort tangent à la clé, V , est appelé poussée verticale à la clé.

1.2.4.2. Existence et caractérisation des lignes de poussée horizontale extrême interne à la voûte et partout compressives

S'il existe au moins une ligne de centres de pression interne et partout compressive passant par un point K de cote z appartenant à la section de clé, alors parmi toutes les lignes internes et partout compressives passant par ce point, il en existe une de poussée horizontale minimale et une de poussée horizontale maximale. On montre (DELBEQ (3)) que ces lignes ont des propriétés de contact caractéristiques avec l'extrados et l'intrados de la voûte : ces propriétés sont exposées dans l'annexe 2.

On montre alors que si A (resp. B) désigne un point d'intrados ou d'extrados appartenant au joint d'abscisse curviligne s_a (resp. s_b), il existe au moins une ligne de centres de pression interne à la voûte et partout compressive s'il existe un point K de cote z pour lequel $H_1(z) \leq H_2(z)$

où :

$$H_1(z) = \text{Max} \left\{ H(z, s_a, s_b) \mid A \text{ et } B \text{ vérifiant les propriétés de contact d'une ligne de poussée minimale passant par } K, s_a \text{ et } s_b \in (s_{eg}, s_{ed}) \right\}$$

$$H_2(z) = \text{Min} \left\{ H(z, s_a, s_b) \mid A \text{ et } B \text{ vérifiant les propriétés de contact d'une ligne de poussée maximale passant par } K, s_a \text{ et } s_b \in (s_{eg}, s_{ed}) \right\}$$

$H(z, s_a, s_b)$ étant la poussée horizontale à la clé de la ligne passant par K, A, B .

On a alors

$$H_{\min}(z) = H_1(z) \quad \text{et} \quad H_{\max}(z) = H_2(z)$$

Il est clair que toutes ces propriétés peuvent être aussi appliquées à une sous famille finie \mathcal{F}_n de \mathcal{F}_s , comportant n joints en remplaçant "interne à la voûte et partout compressive" par "interne aux joints de la famille \mathcal{F}_n et compressive sur ces joints". Soit $H_{\min} \mathcal{F}_n(z)$ et $H_{\max} \mathcal{F}_n(z)$ les poussées horizontales extrêmes correspondantes.

On a :

$$\begin{aligned} H_{\min}(z) &\geq H_{\min} \mathcal{F}_n(z) \\ H_{\max}(z) &\leq H_{\max} \mathcal{F}_n(z) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lim_{n \rightarrow \infty} H_{\min} \mathcal{F}_n(z) &= H_{\min}(z) \\ \lim_{n \rightarrow \infty} H_{\max} \mathcal{F}_n(z) &= H_{\max}(z) \end{aligned}$$

On dispose ainsi d'un moyen simple de déterminer les lignes de poussées extrémales et la possibilité d'existence d'une ligne de centres de pression interne à la voûte : "s'il n'existe pas de ligne interne à la sous famille \mathcal{F}_n , il n'en existe pas qui soit interne à la voûte".

En outre, l'ensemble des lignes de centres de pression internes à la voûte (Famille \mathcal{F}_s) et partout compressives est défini ainsi par un domaine dans l'espace (z, H, V) noté $\mathcal{C}(z, H, V)$ et appelé domaine de "stabilité potentielle".

REMARQUE 1 : Caractérisation de la ligne des centres de pression lors que la deuxième condition de stabilité affaiblie est atteinte (critère de traction).

Lorsque la deuxième condition de stabilité affaiblie est atteinte, il n'existe plus qu'une seule ligne de centres de pression interne à la voûte. Cette ligne vérifie donc $H_{\min} = H_{\max}$: c'est une ligne de poussée horizontale minimale et maximale. Elle possède donc les propriétés de contact de ces deux types de ligne. Nous ne donnerons pas ici toutes les formes possibles de cette ligne mais un caractère essentiel en est qu'elle possède au moins quatre points de contact avec l'intrados et l'extrados, alternativement à l'intrados et à l'extrados.

L'interprétation de cette "forme" est très simple. Cette condition de contact a été démontrée dans l'annexe 1 en utilisant un champ de vitesses simple : la section où se produit le contact est en rotation relative par rapport à la section précédente, le centre de rotation se trouvant sur l'extrados ou l'intrados. Il en résulte que le "mécanisme de ruine" de la voûte est un mécanisme par blocs au nombre de 5, tournant autour de 4 arêtes ainsi définies. Nous avons mis le mot "mécanisme de ruine" entre guillemets puisque théoriquement ce mécanisme ne correspond pas nécessairement à la réalité. Il est néanmoins semblable à ce qui a été constaté lors de multiples expériences. On retrouve ici la notion de "ligne faible" obtenue dans l'étude de la stabilité des pentes. Ce "mécanisme" correspond aux blocs dont l'équilibre est le plus faiblement compatible avec le critère.

Le "schéma de ruine" est différent lorsque l'on a affaire à un problème symétrique où l'on a au moins 5 points de contact si l'un d'eux se trouve sur le joint de clé et 6 s'il n'y en a pas sur ce joint.

On retrouve donc que cette méthode d'approche consiste effectivement en une approche par l'extérieur : c'est la méthode duale de la méthode utilisant des champs de vitesses correspondant à des mouvements de blocs.

REMARQUE 2 : De la même façon qu'il existe des lignes de poussée extrême, on montre qu'il existe des lignes de cote extrême dans la voûte. Leur intérêt est moindre pour l'étude de la stabilité de l'ouvrage et on ne s'y attardera pas.

1.2.5. Méthode des lignes de centres de pression internes

Les développements présentés au chapitre 1.2.4. permettent de définir pour une voûte de géométrie donnée, soumise à un chargement (Q) donné le domaine $\mathcal{C}(z, H, V)$ des lignes de centres de pression internes et compressives pour la famille de joints.

Nous avons vu au § 1.2.3.2. que pour que la voûte soit stable sous le chargement (Q), il est nécessaire qu'il existe au moins une ligne de centres de pression associée à la famille \mathcal{F} qui respecte les conditions 3.1. et 3.2.

S'il existe une ligne qui respecte la condition 3.1., le domaine $\mathcal{C}(z, H, V)$ est non vide. Dans ce cas, on peut rechercher sur l'ensemble des lignes "appartenant" à ce domaine les lignes qui respectent la condition 3.1. complète.

On pourrait démontrer des propriétés analogues à celles décrites ci-dessus tenant compte de la résistance finie en compression et en particulier l'existence de lignes de poussées horizontales extrêmes. L'étude complète de cette méthode et sa programmation sont actuellement en cours : le programme actuel est fondé sur une méthode plus simple qui est la suivante :

- Soit une ligne de centres de pression $(M_i, N_i) \ i \in I$ associée à la famille de joints \mathcal{F}_n et soit la fonction :

$$i \longrightarrow \frac{\sigma_i}{\sigma_0} = \frac{N_i h_i}{S_i \sigma_0} / \left(h_i - \frac{|M_i|}{N_i} \right)$$

Cette fonction a un maximum $\lambda_{\mathcal{F}_n}$ atteint pour au moins un joint de la famille pour la ligne considérée : $\lambda_{\mathcal{F}_n}$ est une fonction de z, H et V .

- Si le minimum de $\lambda_{\mathcal{F}_n}(z, H, V)$ sur le domaine \mathcal{C} des lignes internes et compressives est inférieur à 1, alors il est possible de trouver une ligne qui respecte la condition 3.1. et la valeur minimale de est l'inverse du coefficient de rupture relatif à la condition 3.1.

Il est en effet facile de voir que si une ligne de centres de pression (z, H, V) est définie pour un chargement (Q) la ligne (z, kH, kV) est relative au chargement (kQ) : ces deux lignes sont identiques et les valeurs de la fonction $\lambda_{\mathcal{F}_n}$ relatives à ces deux lignes sont dans le rapport k .

Si donc ce minimum est inférieur à 1, il est ensuite facile de calculer les lignes de poussées horizontales minimale et maximale respectant le critère 3.1. : ce sont des lignes vérifiant $\lambda \mathcal{G}_n = 1$.

REMARQUE 1 :

Il est possible de traiter avec une telle méthode une voûte non homogène dans le sens des abscisses curvilignes. Il suffit en effet de définir la fonction :

$$i \longrightarrow \frac{\sigma_i}{\sigma_{oi}} = \frac{N_i h_i}{S_i \sigma_{oi}} / \left(h_i - \frac{|M_i|}{N_i} \right)$$

où σ_{oi} est la résistance à la compression sur le joint i .

REMARQUE 2 :

Il est possible de traiter avec une telle méthode une voûte comportant deux zones de résistance différentes dans le sens de l'épaisseur. Il suffit de modifier l'inéquation 3.1. en tenant compte de cette inhomogénéité. L'évaluation des capacités de résistance d'une section est faite pour ce cas à l'annexe 3. On notera que la méthode de calcul suppose que la rupture ne se produit pas à l'interface entre les deux zones, le critère de cette interface n'étant pas considéré.

On peut ainsi évaluer le surcroît de capacité portante apportée par une surépaisseur de béton, placée soit au-dessus de l'extrados, soit en-dessous en contre-voûte réalisée alors souvent en béton projeté. La bonne adhérence entre le béton et la voûte originelle, renforcée par épinglage, assure en général l'intégrité de l'interface entre les deux zones (dans le cas d'une contre-voûte, la mise en oeuvre du béton projeté par voie sèche est recommandée, de préférence à la voie humide).

REMARQUE 3 :

Il est possible de prendre en compte d'une manière approchée les effets de l'effort tranchant, c'est-à-dire d'utiliser le critère global en (M, N, T) défini dans l'annexe 1. Comme il n'est plus possible de construire une fonction analytiquement, la méthode de calcul devient itérative. Un exemple en est donné au chapitre 1.2.7.

REMARQUE 4 :

La méthode des lignes internes permet d'atteindre les lignes de centres de pression de poussée extrême, aussi bien pour le critère de traction seul que pour le critère de traction-compression. Ceci est d'un grand intérêt pour le calcul de la stabilité des appuis de la voûte.

REMARQUE 5 :

Une méthode analogue pourrait être développée pour prendre en compte le critère de frottement. Nous renvoyons le lecteur à DELBECQ (3).

1.2.6. Analyse de la stabilité d'une voûte au moyen de mécanismes par blocs

1.2.6.1. Définition des mécanismes

Plutôt que de présenter cette analyse à partir des résultats de la théorie générale de l'approche par l'extérieur, nous préférons ici reprendre directement le raisonnement à partir de l'équilibre de la voûte. Nous nous limiterons au critère de "traction-compression".

Nous avons vu qu'une condition nécessaire de stabilité sous le chargement (Q) est qu'il existe sur chaque section S_i de la famille de joints une répartition de contraintes normale σ et tangentielle τ telle que chaque bloc i limité par deux sections consécutives S_i et S_{i+1} soit en équilibre sous l'action du chargement appliqué à ce bloc et telle qu'elle respecte les conditions de résistance définies au 1.2.1.1.2. soit :

$$6.1. : R_i (Q_i, (\sigma, \tau)_{S_i}, (\sigma, \tau)_{S_{i+1}}) = 0$$

$$6.2. : M_i (Q_i, (\sigma, \tau)_{S_i}, (\sigma, \tau)_{S_{i+1}}) = 0$$

$$6.3. : f((\sigma, \tau)_{S_i}) \leq 0 \text{ et } f((\sigma, \tau)_{S_{i+1}}) \leq 0$$

où Q_i est le chargement appliqué au bloc i , R_i la résultante et M_i le moment par rapport à un point quelconque O des efforts indiqués dans la parenthèse.

Les équations 6.1. et 6.2. traduisent l'équilibre du bloc i ce qui équivaut, d'après le principe des puissances virtuelles, à écrire que dans tout mouvement rigidifiant de ce bloc, la puissance des forces appliquées à ce bloc est nulle.

Nous allons donc considérer que chaque bloc (i) est animé par rapport au bloc ($i-1$) d'un mouvement rigidifiant défini par son centre de rotation instantané Ω_i et sa vitesse de rotation ω_i .

On a donc l'équivalence 6.1. et 6.2. \Leftrightarrow 6.4. avec :

$$\forall i \in (1, n)$$

$$6.4. \quad P_i (Q_i, (\sigma, \tau)_{S_i}, (\sigma, \tau)_{S_{i+1}}, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } i}) = 0$$

$$\forall \Omega_k, \omega_k \quad k = 1 \text{ à } i$$

Il vient donc si $P_i (Q_i, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } i})$ est la puissance des forces appliquées au bloc i , $\forall i \in [1, n]$,

$$6.5. \quad P_i(Q_i, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } i}) = - \int_{S_i} \sigma_i v_{ni} dS + \int_{S_{i+1}} \sigma_{i+1} v_{ni+1} dS - \int_{S_i} \tau_i v_{ti} dS + \int_{S_{i+1}} \tau_{i+1} v_{ti+1} dS$$

où v_{ni} et v_{ti} sont les vitesses normale et tangentielle absolues d'un point du bloc i (v_{ni} et v_{ti} sont des fonctions de Ω_k et ω_k , $k = 1 \text{ à } i$)

On en déduit par sommation sur les n blocs :

$$6.6. \quad \sum_{i=1}^n P_i (Q_i, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } i}) = - \sum_{i=1}^{n+1} \int_{S_i} (\sigma_i [v_{ni}] + \tau_i [v_{ti}]) dS$$

$$\text{où } [v_{ni}] = v_{ni} - v_{ni-1} \quad [v_{ti}] = v_{ti} - v_{ti-1}$$

et $v_{n0} = v_{t0} = v_{nn+1} = v_{tn+1} = 0$ (les "culées" restent fixes).

Le premier terme de 6.6. est la puissance des charges appliquées à la voûte dans le champ de vitesses considéré.

La condition nécessaire de stabilité est donc : il faut qu'il existe sur chaque joint S_i une distribution (σ, τ) satisfaisant 6.6. sous 6.3. $\forall (\Omega_k, \omega_k), k= 1 \text{ à } n$.

Introduisons alors la fonction $\pi(\underline{v})$ définie par :

$$\pi(\underline{v}) = \sigma_0 \frac{-[v_n] + \sqrt{[v_n]^2 + [v_t]^2}}{2}$$

L'intégrale $P(\underline{v}_i) = \int_{S_i} \pi(\underline{v}_i) dS$ représente la meilleure majoration, sous la seule condition 6.3, du terme $-\int_{S_i} (\sigma_i [v_{ni}] + \tau_i [v_{ti}]) dS$ (Figure 17 et Annexe 1).

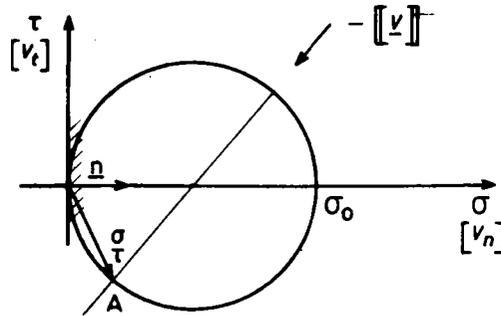


FIGURE 17 : Le maximum de $-(\sigma [v_n] + \tau [v_t])$ sous 6.3. est représenté par le produit scalaire $OA \underline{[-v]} = \sigma_0 \frac{-[v_n] + \sqrt{[v_n]^2 + [v_t]^2}}{2}$

Il en résulte une condition nécessaire de stabilité pour la voûte. Il faut que :

$$6.7. P(Q, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } n}) \leq \sum_{i=1}^n P(\underline{v}_i) \quad \forall (\Omega_k, \omega_k), k = 1 \text{ à } n$$

Pour que la voûte soit stable, il faut que dans tout mécanisme par blocs rigides $(\Omega_k, \omega_k), k = 1 \text{ à } n$, la puissance des forces extérieures au système soit inférieure à la quantité $\sum_{i=1}^n P(\underline{v}_i)$, somme des intégrales de $\pi(\underline{v})$ sur les sections S_i que l'on peut appeler, à l'instar de COUSSY (2), la puissance dissipable dans le mécanisme.

Il est alors clair qu'en égalant ces deux quantités, on obtient un majorant $(Q)_M$ de (Q) extrême. On introduit alors le coefficient F_+ défini au 1.2.2.4., à savoir $F_+ = (Q)_+ / (Q)$ qui est un majorant du coefficient de rupture F_M . De façon classique en calcul à la rupture (SALENÇON (15)).

on a :

$$F_+ = \text{Inf}_{(\Omega_k, \omega_k)} \left(\frac{\sum_{i=1}^n P(\underline{v}_i)}{P(Q, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } n})} \right)$$

sous la condition

$$P(Q, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } n}) > 0 \quad \text{et} \quad v_{no} = v_{to} = v_{n \ n+1} = v_{t \ n+1} = 0$$

Comme $\sum_{i=1}^n P(\llbracket v_i \rrbracket)$ est une fonction positivement homogène de degré 1, on a encore:

$$F_+ = \text{Inf} \left(\sum_{i=1}^n P(\llbracket v_i \rrbracket) \right) \\ (\Omega_k, \omega_k)$$

sous la condition :

$$P(Q, (\Omega_k, \omega_k)_{k=1 \text{ à } n}) = 1^* \text{ et } v_{n0} = v_{t0} = v_{n \ n+1} = v_{t \ n+1} = 0$$

REMARQUE : Le problème complet, c'est-à-dire avec le critère de traction-compression et le critère d'interface, peut bien entendu être traité de la même façon. Il suffit d'évaluer la fonction correspondante, ce qui ne pose pas de difficultés particulières (Figure 18).

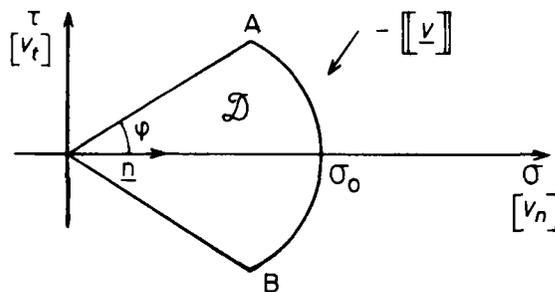


FIGURE 18 : Introduction du critère d'interface globale de COULOMB

Nous n'avons pas poursuivi l'étude en ce sens pour l'instant, car il est connu que les voûtes en maçonnerie ne "périssent" pas par glissement des pierres l'une sur l'autre.

1.2.6.2. Résolution du problème

Nous avons donc vu que la résolution du problème consiste à minimiser la puissance dissipable sous certaines conditions.

Plus précisément, on a à résoudre :

$$\text{Inf} \sum_{i=1}^n P(\llbracket v_i \rrbracket) \\ \omega_i, \lambda_i, \mu_i \\ i=1 \text{ à } n$$

avec λ_i et μ_i discontinuités de vitesse normale et tangentielle du milieu du joint sous les conditions :

$$P(Q, (\omega_i, \lambda_i, \mu_i)_{i=1 \text{ à } n}) = 1 \text{ et } \underline{v}_0 = \underline{v}_{n+1} = \underline{0}$$

(*) Sous réserve des problèmes de dimensions.

Ces quatre conditions s'écrivent encore :

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n \omega_i &= 0 \\ \sum_{i=1}^n (X_i \omega_i + \alpha_i \lambda_i - \beta_i \mu_i) &= 0 \\ \sum_{i=1}^n (Y_i \omega_i + \beta_i \lambda_i + \alpha_i \mu_i) &= 0 \\ \sum_{i=1}^n (M_i \omega_i + N_i \lambda_i + T_i \mu_i) &= 1 \end{aligned}$$

où X_i et Y_i sont les coordonnées du milieu I_i du joint S_i
 α_i et β_i sont les cosinus directeurs du joint S_i

et où

$$\begin{aligned} N_i &= \beta_i \left(\sum_{j=1}^n H_j \right) - \alpha_i \left(\sum_{j=1}^n V_j \right) \\ T_i &= \alpha_i \left(\sum_{j=1}^n H_j \right) + \beta_i \left(\sum_{j=1}^n V_j \right) \\ M_i &= \sum_{j=1}^n \mathcal{M}_j - X_i \left(\sum_{j=1}^n V_j \right) + Y_i \left(\sum_{j=1}^n H_j \right) \end{aligned}$$

avec (H_j, V_j) et \mathcal{M}_j éléments de réduction en 0 du torseur des efforts extérieurs à la voûte appliqués au bloc j .

La résolution numérique a été faite avec le programme informatique VEO5AD de la bibliothèque scientifique Harwell, utilisant l'algorithme de Goldfarbs (Buckley (1)). Le fait que la puissance dissipable ne soit pas différentiable au point $(0, 0, 0)$ n'a pas créé de problèmes (qui auraient pu être résolus par une régularisation de la fonction au voisinage de ce point).

Un seul exemple a été traité. Il est exposé au 1.2.7.

Cette application appelle les remarques suivantes :

- L'utilisation de ce programme s'est révélée délicate : la convergence de la méthode est en effet très sensible à la valeur des paramètres d'entrée du programme. La solution obtenue a toujours été donnée comme imparfaite par le programme.
- Néanmoins, les résultats peuvent être considérés comme satisfaisants pour la valeur de F_+ .

Les résultats sont peu différents de ceux obtenus par la méthode des lignes de centres de pression internes.

1.2.7. EXEMPLES NUMERIQUES

Nous examinerons ici quatre exemples.

S. E. T. R. A.

Service

Documentation

1.2.7.1. Comparaison des résultats fournis par le calcul à la rupture avec les résultats expérimentaux

Nous présentons ici des essais effectués sur des voûtes plein cintre avec piédroits verticaux au CEBTP à Saint-Rémy-les-Chevreuse, essais réalisés pour le compte de la SNCF, de la RATP, du CETU et du SETRA (ERAUD (6)).

Le but de ces essais est d'apprécier la stabilité des voûtes en maçonnerie de tunnels et le renforcement apporté par des contre-voûtes en béton projeté.

L'essai n° 5 a porté sur une voûte dont la géométrie et le chargement sont donnés à la figure 19. La densité de charge q_0 est fonction de l'effort P_V appliqué par des vérins à la voûte. Les surcharges latérales, normales à l'intrados, représentent la poussée des terres. La charge de rupture trouvée est $P_V = 180 \text{ KN}$.

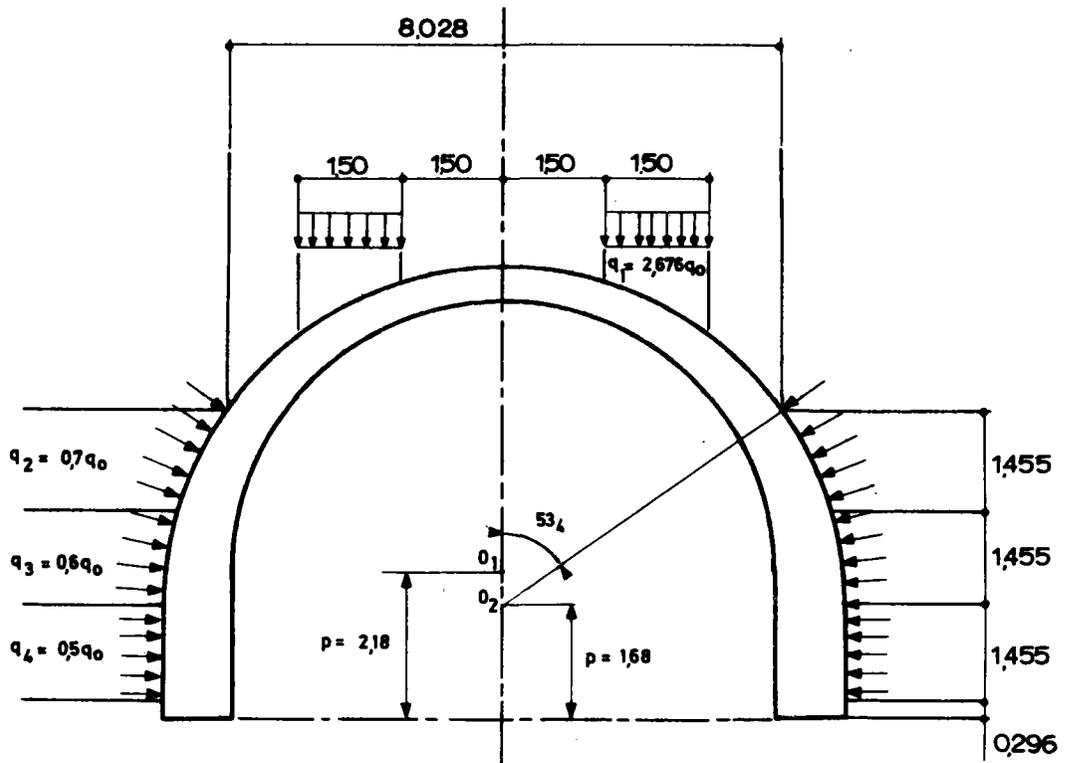


FIGURE 19 : Définition du chargement

La résistance à la compression simple de la maçonnerie est prise égale à 2,8 MPa pour le calcul. Elle a été mesurée sur un muret préalablement confectionné. Cette valeur est une valeur dont on ne connaît pas la représentativité étant donné le faible nombre d'essais à rupture réalisés.

D'autres essais ont été effectués sur des voûtes aux caractéristiques mécaniques différentes et renforcées par une contre-voûte en béton projeté. Pour une voûte dont la maçonnerie a une résistance à la compression simple de l'ordre de 4 MPa, renforcée par une coque de béton d'épais-

seur constante, égale à 10,8 cm pour une épaisseur de voûte à la clé de 50 cm et dont la résistance à la compression simple est de 23 MPa, le rapport des forces portantes après et avant renforcement est compris entre 2,5 et 3.

Les calculs effectués sur la voûte ont été menés dans le but d'apprécier l'influence du nombre de joints de calcul et de la prise en compte des effets de l'effort tranchant. Les résultats sont présentés au tableau n° 1, pour une charge correspondant à $P_V = 180$ KN. Le tableau n° 2 présente les résultats concernant la voûte renforcée. On constate que, même avec la prise en compte des effets de l'effort tranchant, le coefficient de rupture reste supérieur à 1. Il ne faut pas oublier cependant que les incertitudes régnant d'une part sur l'épaisseur exacte de la voûte, d'autre part sur la résistance des maçonneries ont une influence importante sur le résultat ; c'est ainsi qu'une réduction uniforme de l'épaisseur de 10 mm (correspondant aux joints en creux par exemple) réduit de 3 % le coefficient de rupture. La résistance de la maçonnerie n'est pas connue à mieux que 10 %, compte tenu du faible nombre d'essais réalisés. L'accord entre les résultats expérimentaux et le calcul est donc très satisfaisant sur ce point.

Par ailleurs, le calcul donne un coefficient de renforcement voisin de 3 ce qui est en bon accord avec l'expérience.

On constate en outre que :

- les joints faibles obtenus par le calcul sont en accord parfait avec les joints de rupture réels,
- la prise en compte de l'effort tranchant apporte un gain de l'ordre de 3 % sur le coefficient de rupture, ce qui est faible et ne justifie donc pas l'utilisation onéreuse du programme approprié,
- l'influence du nombre de joints n'est pas négligeable tant que le nombre est faible. On se contentera la plupart du temps de 15 à 25 joints.

NOMBRE DE JOINTS	COEFFICIENT DE RUPTURE	ECART
7	1,386	1,22
15	1,148	1,01
25	1,147	1,01
59	1,138	1,003
199	1,134	1

Prise en compte de l'effort tranchant

NOMBRE DE JOINTS	COEFFICIENT DE RUPTURE	ECART
7	1,350	1,22
25	1,108	1

TABLEAU n° 1

Voûte renforcée par du béton projeté (nombre de joints : 25)

CHARGE APPLIQUEE P_v (KN)	COEFFICIENT DE RUPTURE
180	3,47
540	1,135
558	1,098

TABLEAU n° 2

1.2.7.2. INFLUENCE DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION SUR LES POUSSEES EXTREMALES

L'exemple exposé ci-dessous est celui du pont de Gignac sur l'Hérault et plus précisément de sa voûte centrale. Le calcul a été conduit sur une voûte en anse de panier à trois centres, qui a été considérée d'épaisseur 1,95 m constante, de portée 45,50 m, de flèche 16,13 m et de demi ouverture angulaire 65°.

Le chargement considéré est :

- le poids propre,
- un remblai d'épaisseur 2,05 m à la clé,
- une densité surfacique égale à 17,23 KN/m² sur 9,425 m de part et d'autre de la clé, représentant un convoi exceptionnel.

Les résultats du calcul, correspondant à trois résistances à la compression de la pierre : 5,10 MPa et 50 MPa sont consignés dans le tableau ci-dessous.

CRITERE	TRACTION SEULE	5 MPa	10 MPa	50 MPa
Coefficient de rupture	-	1,18	2,36	11,8
Poussée minimale (KN)	2938	3321	3113	2971
Poussée maximale (KN)	4295	3580	4049	4243
Cote maximale (excentricité)	-1 (extrados)	-0,66	-0,84	-0,97
Cote minimale (excentricité)	+1 (intrados)	-0,15	+0,79	+0,96

On notera également que dans chaque cas, les lignes de poussée extrême ne sont pas en même temps les lignes de cote extrême.

On remarque que, dès que la résistance à la compression du matériau devient faible, les différences sont notables selon que l'on prend en compte un critère de traction seule ou un critère de traction-compression.

HEYMAN (1966) indique qu'une ligne de centres de pression ne peut pas approcher à moins de 5 % le contour de la voûte, si l'on tient compte d'une résistance finie à la compression : cela correspond ici à peu près au cas d'une résistance de la pierre égale à 50 MPa, résistance d'une pierre de bonne qualité. Il sera donc prudent de procéder à un calcul complet en traction-compression lorsque les matériaux seront de qualité médiocre.

1.2.7.3. Autres coefficients de rupture : coefficient géométrique et coefficient de charge

HEYMAN (1977) introduit la notion d'un coefficient géométrique fondé sur l'existence d'une épaisseur minimale de la voûte pour laquelle il n'existe qu'une seule ligne de centres de pression interne à la voûte. Il s'agit donc d'un calcul où l'on ne tient pas compte de la résistance à la compression simple de la maçonnerie. En outre, la détermination de cette épaisseur reste, dans la méthode proposée, empirique et sa signification dans le cadre du calcul à la rupture n'est pas clairement exposée.

Ce coefficient géométrique peut toutefois s'avérer intéressant pour l'Ingénieur puisque si l'épaisseur de la voûte est insuffisante pour un chargement donné, c'est-à-dire si la voûte est certainement instable sous ce chargement ($F_M < 1$), il permet de déterminer l'épaisseur de la voûte qui sera à la limite de l'instabilité certaine et donc de dimensionner le renforcement de la voûte (ce renforcement peut être réalisé en épaisissant la voûte à l'intrados ou à l'extrados).

Ce coefficient peut, bien entendu, être calculé avec la méthode que nous proposons, en tenant compte en outre de la résistance à la compression simple. Il est alors défini comme suit :

$$F_g = \frac{e_r}{e_m(\sigma_0, (Q))}$$

où - e_r est l'épaisseur réelle de la voûte,

- $e_m(\sigma_0, (Q))$ est l'épaisseur pour laquelle le coefficient de rupture vaut 1. On notera que la définition de ce coefficient suppose que l'épaisseur varie de façon proportionnelle sur toute la longueur de la voûte.

Si σ_0 est infinie, on retrouve alors le coefficient proposé par HEYMAN.

On peut également définir un autre coefficient portant sur les charges variables Q appliquées à la voûte, les charges permanentes étant maintenues constantes. Cela revient alors à considérer la sec-

tion du convexe des chargements potentiellement supportables par l'hyperplan $P = \text{constante}$. On obtiendra alors deux valeurs Q_M et Q_m , respectivement majorant et minorant des charges extrêmes Q_+ et Q_- , valeurs pour lesquelles on se trouve à la limite de l'instabilité certaine.

La recherche de ces valeurs Q_+ et Q_- est intéressante car il arrive que le coefficient de rupture varie rapidement en fonction des charges variables. Il peut être assez largement supérieur à 1 pour des valeurs de Q proches de Q_+ ou Q_- . Il est alors indispensable de connaître la "distance" de Q à ces charges extrêmes pour évaluer les capacités de résistance de la voûte.

Un exemple du calcul de ces charges extrêmes est donné au 1.2.7.4. et au III.3.

1.2.7.4. Etude d'une voûte ogivale : influence des remblais et d'une force concentrée à la clé sur la stabilité

La voûte étudiée est une voûte ogivale, présentant une brisure angulaire de 20° à la clé. Elle est représentée à la figure 20. La résistance caractéristique de la maçonnerie est prise égale à 10 MPa.

La première étude a porté sur l'influence du remblai sur la stabilité de la voûte. Les résultats sont portés sur le tableau n° 1 ci-dessous.

HAUTEUR DE REMBLAI	COEFFICIENT DE RUPTURE
0,326 m	1 charge minimale
0,427 m	1,74
2,093 m	3,83
11,915 m	1 charge maximale

On constate qu'il existe une hauteur minimale et une hauteur maximale de remblai ; si la hauteur de remblai n'appartient pas à cet intervalle, la voûte est certainement instable. Il convient donc d'être prudent lorsque l'on décaisse le remplissage d'une voûte ogivale. Les schémas de ruine correspondant à ces deux hauteurs sont représentés aux figures 20.1. et 20.2. L'évolution du coefficient de rupture F_M avec la hauteur de remblai et des points caractéristiques du domaine de stabilité vis-à-vis du critère de traction seul est représentée à la figure 21.

La seconde étude a porté sur l'influence d'une charge appliquée localement au voisinage de la clé comme on en voit souvent sur des voûtes ogivales (viaduc de Fontpédrouse, pont Mostar). La hauteur de remblai est cette fois fixée à 0,20 m au-dessus de l'extrados à la clé. La charge appliquée à la clé est une charge répartie sur 1 m de part et d'autre, verticale. Les résultats sont les suivants :

**ÉVOLUTION DE LA STABILITÉ D'UNE VÔTE OGIVALE
VIS-A-VIS DE LA SURCHARGE DE REMBLAI**

FIGURE 20

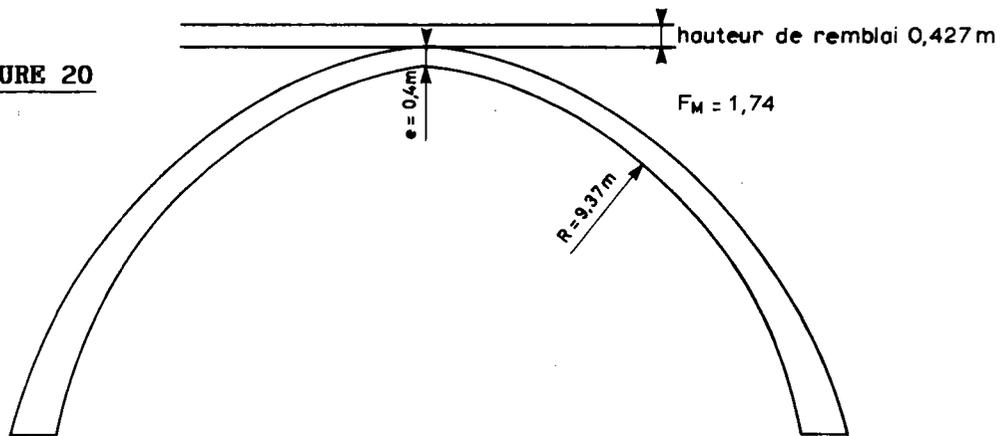


FIGURE 20.1.

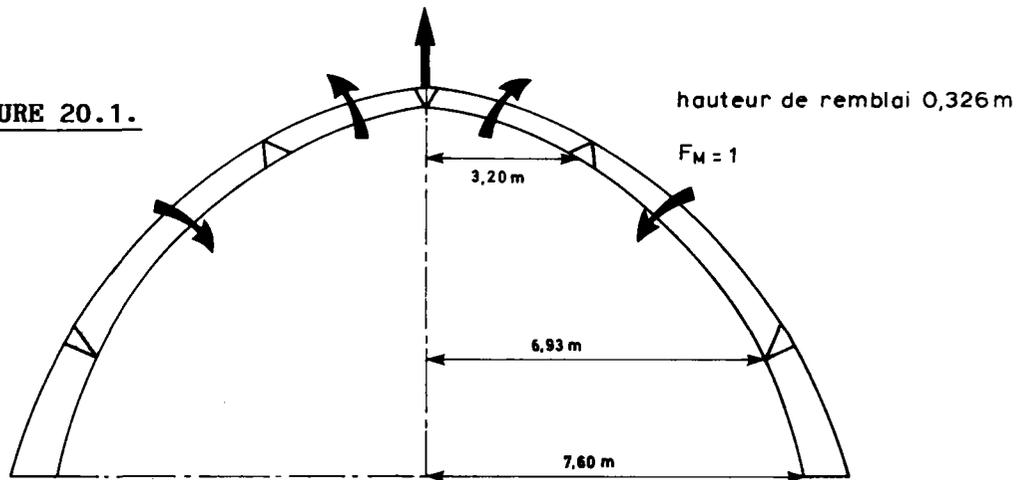
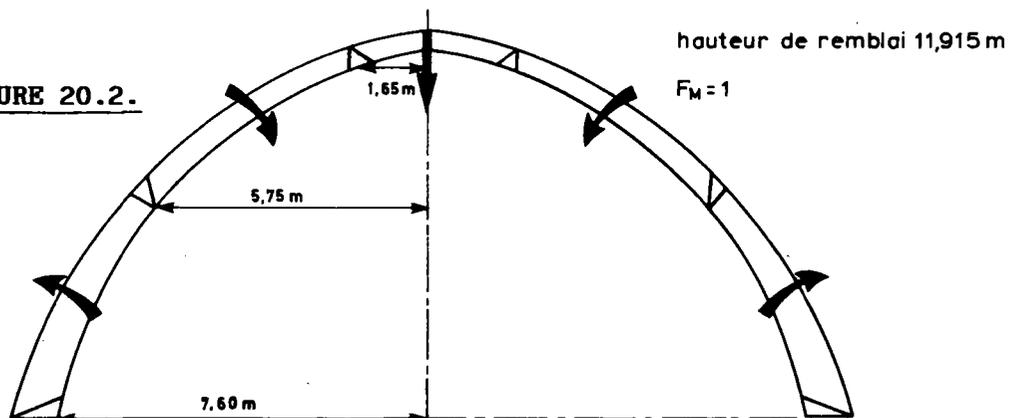


FIGURE 20.2.



**ÉVOLUTION DE LA STABILITÉ D'UNE VOÛTE OGIVALE
VIS-À-VIS DE LA SURCHARGE DE REMBLAI**

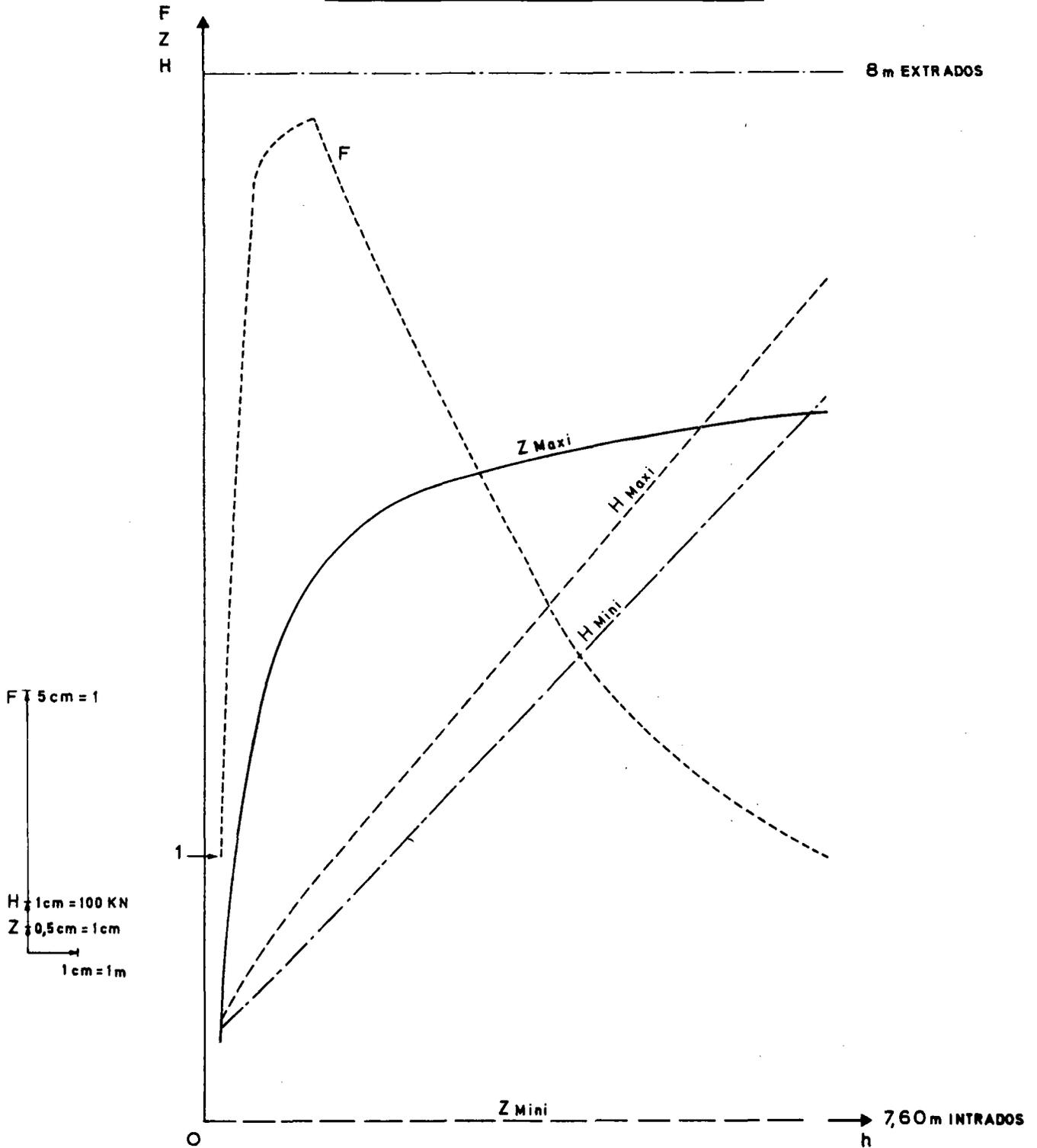


FIGURE 21

Les valeurs caractéristiques H_{mini} , H_{maxi} , Z_{mini} , Z_{maxi} , sont celles du domaine de stabilité vis-à-vis du critère de traction seule.

**ÉVOLUTION DE LA STABILITÉ D'UNE VOÛTE OGIVALE
VIS-A-VIS D'UNE CHARGE CONCENTRÉE A LA CLÉ**

FIGURE 22

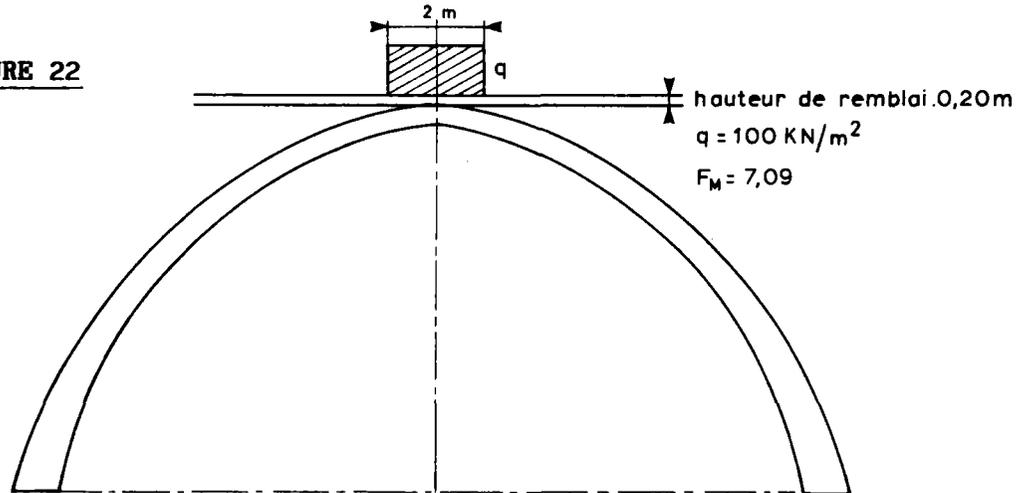


FIGURE 22.1.

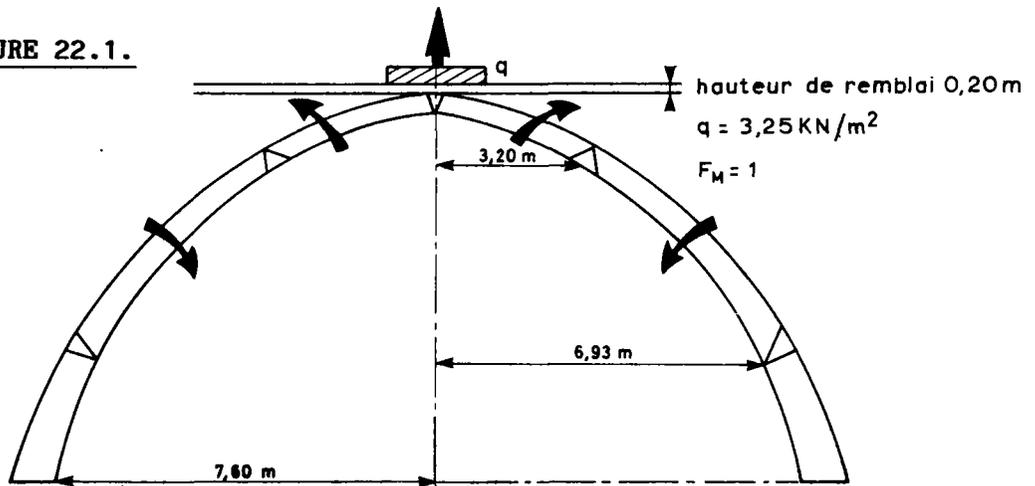
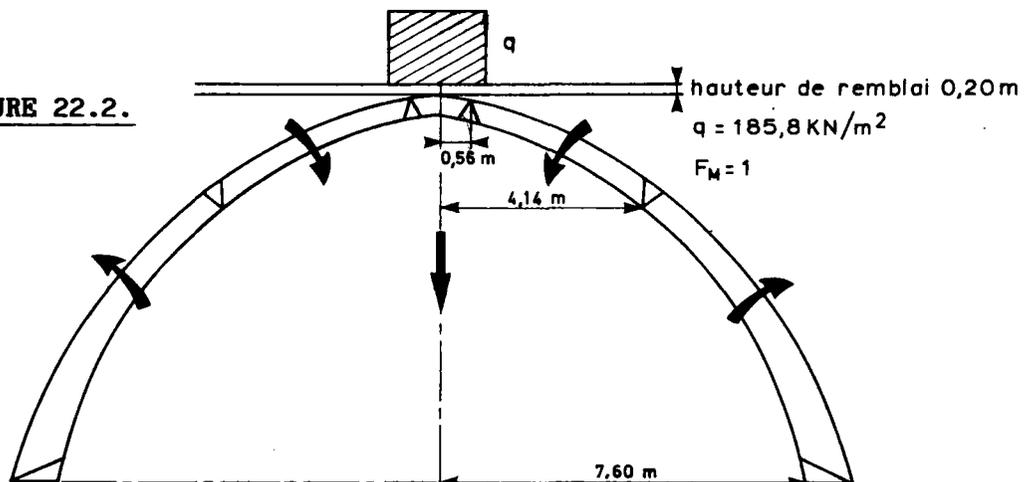


FIGURE 22.2.



**ÉVOLUTION DE LA STABILITÉ D'UNE VÔTE OGIVALE
VIS-À-VIS D'UNE CHARGE CONCENTRÉE A LA CLÉ**

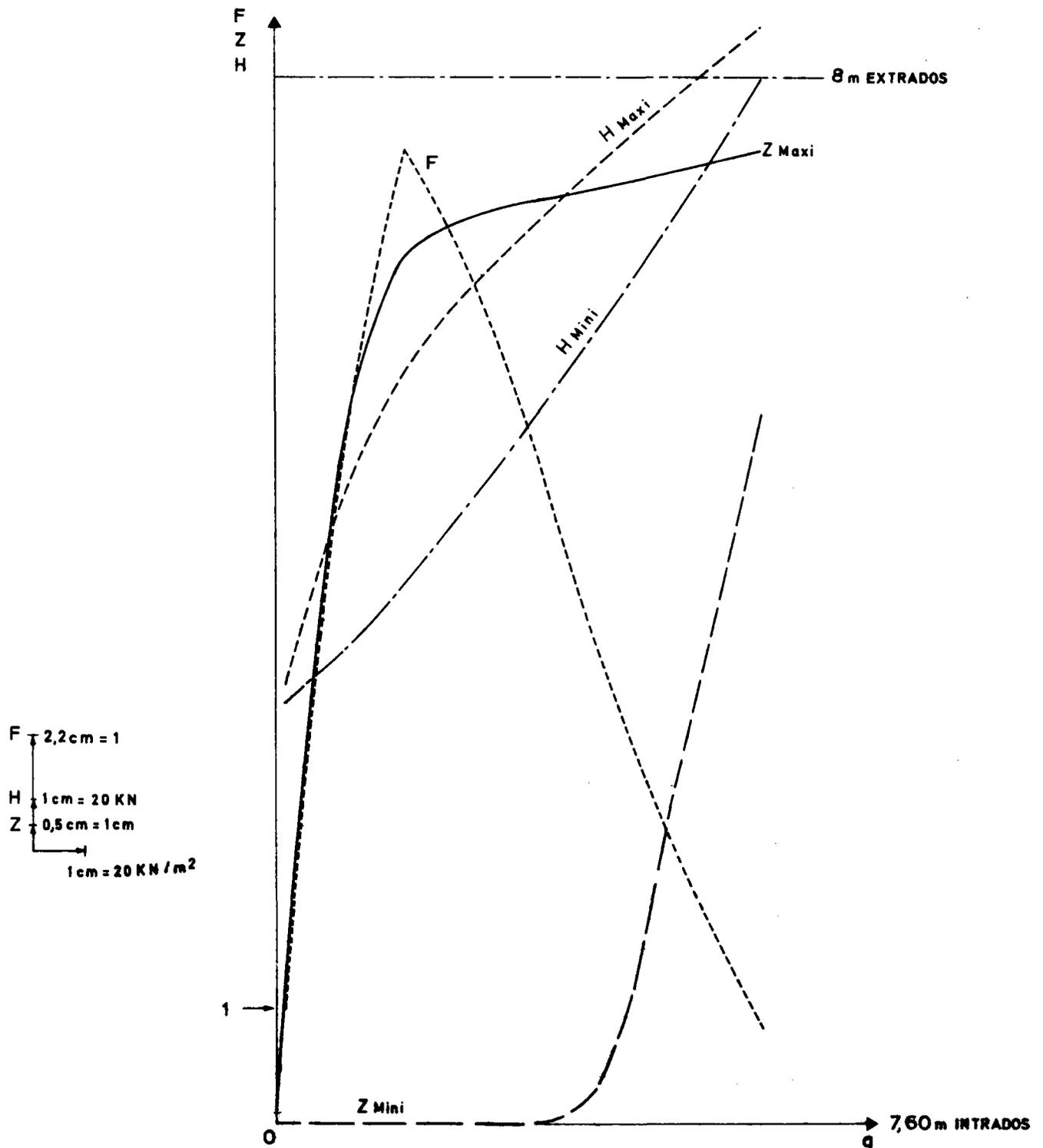


FIGURE 23

Les valeurs caractéristiques H_{mini} , H_{maxi} , Z_{mini} , Z_{maxi} , sont celles du domaine de stabilité vis-à-vis du critère de traction seule.

INTENSITE DE LA FORCE REPARTIE (KN/m ²)	COEFFICIENT DE RUPTURE
3,25	1 charge minimale
5	1,64
50	10,32
100	7,09
150	2,99
185,5	1 charge maximale

On constate donc qu'il existe ici encore une valeur minimale et une valeur maximale de la force appliquée : si la force appliquée a une intensité n'appartenant pas à cet intervalle, la voûte est certainement instable. Par ailleurs, en cours de construction d'une voûte ogivale, avant que les remblais ne soient mis en oeuvre, on améliore la stabilité en chargeant localement la clé de voûte : on retrouve bien ce résultat.

Les schémas de ruine correspondant aux valeurs extrêmes sont représentés aux figures 22.1 et 22.2.

L'évolution du coefficient de rupture F_M avec le module de la force appliquée et des points caractéristiques du domaine de stabilité vis-à-vis du critère de traction seul est représentée sur la figure 23.

On constate, en comparant les deux calculs, que le fait d'augmenter la charge concentrée tend à faire monter les lignes de centres de pression à la clé alors que le fait d'augmenter la côte du remblai ne restreint pas (au contraire) les possibilités de passage de ces lignes dans cette même section.

1.2.7.5. Etude d'une voûte très surbaissée : mécanisme de ruine

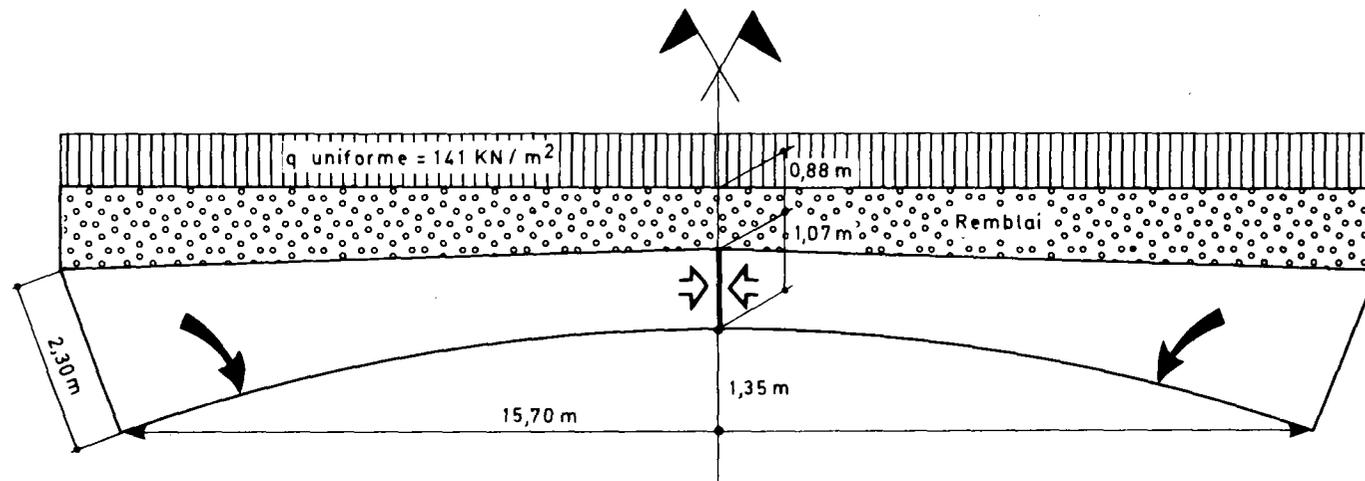
La voûte étudiée est une voûte très surbaissée ($\sigma = 1/11,6$) de portée 15,70 m, représentée à la figure 24.

Les actions appliquées à la voûte et prises en compte pour cette étude sont :

- le poids propre,
- le poids des remblais,
- une charge répartie uniforme sur la voûte.

La charge répartie maximale est évaluée pour cette voûte à 141 KN/m² et pour cette valeur, on obtient le mécanisme de ruine représenté à la figure 24 où :

- le joint de clé est en compression simple. Le mécanisme correspond en cet endroit à un mouvement de translation : les demi-voûtes se "pénètrent" sur toute l'épaisseur du joint de clé.



**FIGURE 24 : Mécanisme de ruine à 3 joints de rupture
d'une voûte très surbaissée**

- le joint des retombées s'ouvre à l'extrados : le bloc de voûte compris entre le joint de clé et les retombées tourne vers l'intérieur de l'arche.

On a donc ici affaire à un mécanisme à 3 joints de rupture au lieu de 5 habituellement mais en fait le joint de clé est alors un joint de rupture triple.

1.2.7.6. Approche par l'extérieur en vitesses et en contraintes: (méthode dite des lignes internes) : comparaison des résultats sur l'exemple du pont de SAINT-MARTIN D'ARROSSA (64) sur la Nive

Le calcul a été fait sur la voûte principale du pont de SAINT-MARTIN-d'ARROSSA : c'est une voûte légèrement dissymétrique en anse de panier à 3 centres, d'une portée de 13,30 m environ et d'une flèche de 3,24 m.

La résistance à la compression simple de la maçonnerie a été prise égale à 10 MPa et le chargement considéré est le poids propre ($\gamma = 23 \text{ KN/m}^3$) et un remblai partiel (l'objet du calcul était de regarder les problèmes posés par un décaissement de la voûte). Le calcul a donc été fait à la fois en contraintes généralisées (N, T, M) (ou (N, M)) et en vitesses. Les résultats sont présentés au tableau n° 1. Ils appellent les remarques suivantes :

- Calcul en contraintes :

La méthode de calcul utilisée pour tenir compte de l'effet de l'effort tranchant est une méthode approchée. Elle permet de dire que la valeur de F_M est supérieure ou égale à la valeur obtenue soit 34,48. On constate que le gain obtenu sur le calcul en contraintes (N, M) est de l'ordre de 1 à 2 %. Dans la plupart des cas on se contentera donc du calcul en contraintes (N, M).

- Calcul en vitesses :

- La valeur du coefficient de rupture obtenue est très proche de celle obtenue par le calcul en contraintes.
- La considération de centres de rotation excentrés par rapport aux "sections de rupture" n'apporte pas d'amélioration significative.
- La convergence du programme de résolution numérique n'est pas excellente. Les joints faibles sont cependant identiques à ceux obtenus en contraintes.

METHODE DE CALCUL	COEFFICIENT DE RUPTURE
N, M	34,868
N, M, T	34,48
ω, λ ($\mu = 0$)	34,878
ω, λ, μ	34,877

TABLEAU n° 1 PONT DE SAINT MARTIN D'ARROSSA

ANNEXE 1 AU CHAPITRE 1DEMONSTRATION DE LA DEUXIEME CONDITION DE STABILITE AFFAIBLIE

La démonstration suivante est faite pour une poutre console et nous admettons que le résultat peut être étendu au cas d'une poutre dont les conditions d'appui sont quelconques.

Soit donc une section S de cette poutre constituée d'un matériau obéissant au critère de résistance :

$$f(\underline{\sigma}) = \sup_{i=1 \text{ à } 3} \{ \sigma_i (\sigma_i - \sigma_0) \} \quad (\text{ou } \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}))$$

où les contraintes de compression sont comptées positivement (la normale à la facette considérée est orientée vers l'intérieur).

Cette section a pour hauteur $2h$, a un axe de symétrie horizontal, qui est donc axe principal d'inertie. La largeur sera notée $b(y)$, y étant l'ordonnée à laquelle on la considère. L'extrémité libre de la console se trouve après la section S (dans le sens des x croissants).

1) - CALCUL DE LA FONCTION D'APPUI Π DU CONVEXE $G(\underline{x})$

.Si le champ de vitesses est continu et différentiable, Π est définie par :

$$\Pi(\underline{x}, \underline{d}(\underline{x})) = \sup_{\underline{\sigma}} \{ \text{tr}(-\underline{\sigma} \underline{d}) \mid \underline{\sigma}(\underline{x}) \in G(\underline{x}) \}$$

où $\underline{d}(\underline{x})$ est le tenseur des vitesses de déformation au point \underline{x} .

Il en résulte de façon immédiate que :

$$\Pi(\underline{x}, \underline{d}(\underline{x})) = \sigma_0 (\sup(-d_1, 0) + \sup(-d_2, 0) + \sup(-d_3, 0))$$

où les d_i sont les valeurs principales de $\underline{d}(\underline{x})$.

.Si le champ de vitesses présente une discontinuité de vitesses $\underline{v}(\underline{x}) = \underline{v}_2(\underline{x}) - \underline{v}_1(\underline{x})$ le long d'une surface de normale \underline{n} (orientée de 1 vers 2) au point \underline{x} , alors on sait que :

$$\Pi(\underline{x}, \underline{v}(\underline{x}), \underline{n}(\underline{x})) = \Pi(\underline{x}, \underline{D}(\underline{x})) \quad \text{où}$$

$$\hat{\underline{D}}(\underline{x}) = \begin{bmatrix} u_n & u_{t_1}/2 & u_{t_2}/2 \\ u_{t_1}/2 & 0 & 0 \\ u_{t_2}/2 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

u_n est la discontinuité normale.

u_{t1} et u_{t2} sont les discontinuités tangentiels. Les valeurs principales de \underline{D} sont :

$$\lambda_1 = 0 \quad \lambda_2 = \frac{u_n - \|u\|}{2} \quad \lambda_3 = \frac{u_n + \|u\|}{2}$$

Seule λ_2 est négative d'où :

$$\Pi(\underline{x}, \underline{v}(\underline{x}), \underline{n}(\underline{x})) = \sigma_0 \frac{\|u\| - u_n}{2}$$

2) - CONDITION NECESSAIRE DE STABILITE DE LA POUTRE

Il y aura incompatibilité entre l'équilibre de la poutre et le critère de résistance s'il existe un champ de vitesses cinématiquement admissible tel que la puissance des forces extérieures dans ce champ excède la puissance dissipable.

Considérons le champ de vitesses suivant (mécanisme par blocs rigides) :

$\underline{v} = \underline{0}$ partout avant S.

$\underline{v} = \omega \underline{k} \wedge \underline{OM}$ pour tout point M situé après S et sur S, où O est un point quelconque.

Soit I le centre de gravité de S et soit (I xyz) le repère orthonormé tel que Ix soit normal à S et dirigé vers l'extérieur.

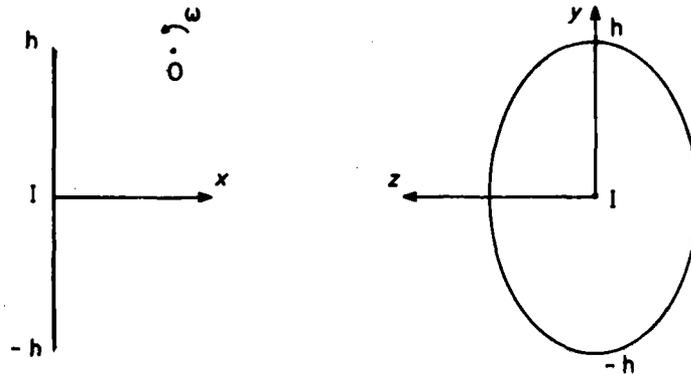


FIGURE 1 : Section et mécanisme

La discontinuité de vitesses s'écrit donc en un point M (O, y) de S :

$$\underline{v}(x, y) = \omega((y_0 - y) \underline{i} + (-x_0) \underline{j})$$

ou encore : $\underline{v}(x, y) = (\lambda - \omega y) \underline{i} + \mu \underline{j}$

avec : $\lambda = \omega y_0$

$$\mu = -\omega x_0$$

λ et μ sont les composantes de la discontinuité de vitesses au point I. On en déduit la densité de la valeur de la puissance dissipable.

$$\Pi(y, \omega, \lambda, \mu) = \frac{\sigma_0}{2} \left(\sqrt{(\lambda - \omega y)^2 + \mu^2} - (\lambda - \omega y) \right)$$

Il est alors facile de calculer la puissance dissipable :

$$\mathcal{P}(\underline{v}) = \int_{-h}^h \Pi(y, \omega, \lambda, \mu) b(y) dy$$

On obtient, dans le cas où b est constant (section rectangulaire) :

1). Si $\mu \neq 0$ et $\omega \neq 0$

$$\mathcal{P}(\underline{v}) = \mathcal{P}(\omega, \lambda, \mu) = -\frac{\sigma_0 b}{4} \frac{\mu^2}{\omega} \left[\varepsilon u \sqrt{1+u^2} + \varepsilon \operatorname{Argsh} u - u^2 \right]_{u_1}^{u_2}$$

où $\varepsilon = 1$ si $\mu > 0$ et $\varepsilon = -1$ si $\mu < 0$

et $u_1 = \frac{\lambda + \omega h}{\mu}$ $u_2 = \frac{\lambda - \omega h}{\mu}$

2). Si $\mu \neq 0$ et $\omega = 0$

$$\mathcal{P}(0, \lambda, \mu) = \sigma_0 b h \left(\sqrt{\lambda^2 + \mu^2} - \lambda \right)$$

3). Si $\mu = 0$

. Si $\lambda \leq -|\omega| h$ $\mathcal{P}(\omega, \lambda, 0) = -2 h \sigma_0 \lambda$

. Si $-|\omega| h \leq \lambda \leq |\omega| h$ $\mathcal{P}(\omega, \lambda, 0) = \frac{\sigma_0 |\omega|}{2} \left(h - \frac{\lambda}{|\omega|} \right)^2$

. Si $|\omega| h \leq \lambda$ $\mathcal{P}(\omega, \lambda, 0) = 0$

On peut montrer que cette fonction est partout définie, continue et différentiable sauf au point $(0, 0, 0)$ où la dérivée par rapport à λ n'est pas définie et ne peut pas l'être par continuité.

La puissance P_e des forces extérieures est égale à :

$$P_e = \int_{-h}^h -(\underline{\underline{\sigma}}(y) : \underline{n}) \cdot \underline{v}(y) b(y) dy$$

soit $P_e = \int_{-h}^h -(\sigma_{xx}(\lambda - \omega y) + \sigma_{xy} \mu) b(y) dy$

soit $P_e = M\omega - N\lambda - T\mu$

avec $N = \int_{-h}^h \sigma_{xx} b(y) dy$ $T = \int_{-h}^h \sigma_{xy} b(y) dy$ $M = \int_{-h}^h y \sigma_{xx} b(y) dy$

Il en résulte que la poutre certainement instable si :

$$P_e > \mathcal{P}(\omega, \lambda, \mu) \quad \text{soit} \quad M\omega - N\lambda - T\mu > \mathcal{P}(\omega, \lambda, \mu)$$

Il y a incompatibilité entre l'existence sur la section S d'une répartition de contraintes normale σ et tangentielle τ en équilibre avec N, T, M et le critère de résistance si cette condition est vérifiée.

Considérons le cas où ω est positif : $\mathcal{P}(\omega, \lambda, \mu)$ étant une fonction positivement homogène de degré 1, on obtient :

$$M - Ny_0 + Tx_0 > -\frac{\sigma_0 b}{4} x_0^2 (f(u_2) - f(u_1))$$

où :

$$f(u) = \varepsilon u \sqrt{1+u^2} + \varepsilon \operatorname{Argsh} u - u^2$$

Cette inégalité exprime que la poutre est certainement instable si le point de coordonnées (M, N, T) se trouve dans le demi espace ne contenant pas le point (0, 0, 0) limité par le plan d'équation.

$$M - Ny_0 + Tx_0 = -\frac{\sigma_0 b}{4} x_0^2 (f(u_2) - f(u_1))$$

On obtient ainsi une famille de plans à 2 paramètres qui admet une surface enveloppe. L'équation paramétrique de cette surface est :

$$N^* = -\frac{x_0^*}{4} (v_2 - v_1) = \frac{1}{2} - \frac{\varepsilon}{2} \frac{\sqrt{1+u_2^2} - \sqrt{1+u_1^2}}{u_2 - u_1}$$

$$T^* = -\frac{x_0^*}{2} \varepsilon \operatorname{Log} \frac{v_1}{v_2}$$

$$M^* = -\frac{x_0^{*2}}{8} \left(u_2 v_1 - u_1 v_2 - \varepsilon \operatorname{Log} \frac{v_1}{v_2} \right)$$

en posant :

$$N^* = \frac{N}{2\sigma_0 bh} = \frac{N}{N_0} \quad T^* = \frac{T}{\sigma_0 bh} = \frac{T}{T_0} \quad M^* = \frac{M}{N_0 h}$$

$$x_0^* = \frac{x_0}{h} \quad y_0^* = \frac{y_0}{h}$$

$$u_1 = -\frac{y_0^* + 1}{x_0^*} \quad u_2 = -\frac{y_0^* - 1}{x_0^*}$$

$$\text{et :} \quad v_1 = -u_1 + \varepsilon \sqrt{1+u_1^2} \quad v_2 = -u_2 + \varepsilon \sqrt{1+u_2^2}$$

et ceci pour ω positif soit pour $-\varepsilon x_0^*$ positif donc pour toutes les valeurs possibles de x_0^* et y_0^* .

Le domaine des "chargements" (M, N, T) pour lesquels la condition nécessaire de stabilité de la poutre est vérifiée dans la section S se trouve donc à l'intérieur du volume délimité par cette surface qui possède 3 plans de symétrie à savoir les plans

$$N^* = 0,5 ; M^* = 0 ; T^* = 0$$

A notre connaissance, il n'existe pas d'équation algébrique simple entre M, N, T permettant d'approcher l'équation de cette surface.

On démontre que lorsque l'on considère les mécanismes pour lesquels ω ou μ est nul, on obtient des sections de cette surface par les plans $M^* = 0$ et $T^* = 0$ respectivement :

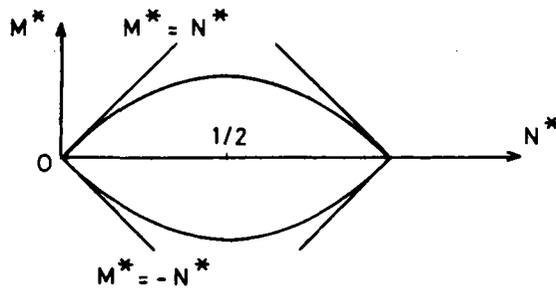
- . Pour $\omega = 0$, on obtient l'ellipse d'équation :

$$(N^* - 0,5)^2 + 0,25 T^{*2} = 0,25$$

- . Pour $\mu = 0$, on obtient les deux arcs de paraboles d'équation :

$$N^*(N^* - 1) + |M^*| = 0$$

considérés entre les points $N^* = 0$ et $N^* = 1$



**FIGURE 2 : Domaine de stabilité potentielle
pour une section dans le plan (N^*, M^*)**

REMARQUE :

Lorsque la résistance à la compression σ_0 devient infinie, la condition nécessaire de stabilité se réduit à

$$|M^*| \leq N^*$$

Les droites $M^* = \pm N^*$ sont tangentes en 0 aux deux arcs de paraboles.

Enfin, on démontre que pour tout chargement (M, N, T) satisfaisant la condition nécessaire de stabilité, on a :

$$N^*(N^* - 1) + |M^*| \leq 0$$

ANNEXE 2 AU CHAPITRE 1

Existence et caractérisation des lignes de poussée horizontale
extrémale internes à la voûte et partout compressives

Nous ne donnerons ici que les propriétés utilisées directement pour l'analyse de la stabilité d'une voûte mais le lecteur intéressé par les résultats nécessaires à l'établissement de ces propriétés pourra se reporter au document diffusé par le S.E.T.R.A. (DELBECQ Septembre 1980) pour leur énoncé et leur démonstration. Ces propriétés ont été établies, pour des chargements symétriques ou non par rapport à la clé de voûte, tels que :

- les charges verticales sont négatives,
- les charges horizontales sont négatives (resp. positives) sur la partie de voûte située à droite (resp. à gauche) de la section de clé.

Une voûte bi-encadrée étant une structure hyperstatique de degré 3 du point de vue des milieux curvilignes, une ligne de centres de pression est définie par 3 paramètres qui peuvent être :

- z : cote du centre de pression K sur la section de clé,
- H : poussée horizontale (effort normal) à la section de clé,
- V : poussée verticale (effort tranchant) à la section de clé.

L'ensemble des lignes de centres de pression internes à la voûte et partout compressives, s'il est non vide, est représenté dans l'espace (z, H, V) par un domaine \mathcal{E} qui est l'intersection de deux domaines \mathcal{E}_1 et \mathcal{E}_2 .

\mathcal{E}_1 définit l'ensemble des lignes compressives : c'est un cylindre d'axe parallèle à Oz dont la trace sur le plan (H, V) est représentée à la figure 1. Ce domaine est convexe.

On a, conformément aux notations de cette figure :

$$V_{\min}(H) = \max_{s \leq 0} [H \operatorname{tg} \theta(s) - (Q_h(s) \operatorname{tg} \theta(s) - Q_v(s))]$$

$$V_{\max}(H) = \min_{s \geq 0} [H \operatorname{tg} \theta(s) - (Q_h(s) \operatorname{tg} \theta(s) - Q_v(s))]$$

où s est l'abscisse curviligne sur l'extrados, la section de clé ayant pour abscisse 0.

$\theta(s)$ est l'angle du joint avec l'horizontale.

. $Q_h(s)$ et $Q_v(s)$ sont les composantes horizontales et verticales des efforts appliqués sur la voûte entre la section de clé et le joint d'abscisse s .

. \mathcal{C}_2 définit l'ensemble des lignes de centres de pression internes à la voûte(*). Nous donnons aux figures 2 et 3 les coupes de ce domaine par un plan $z = \text{constante}$ et sa projection sur le plan $V = 0$, suivant les différents cas possibles.

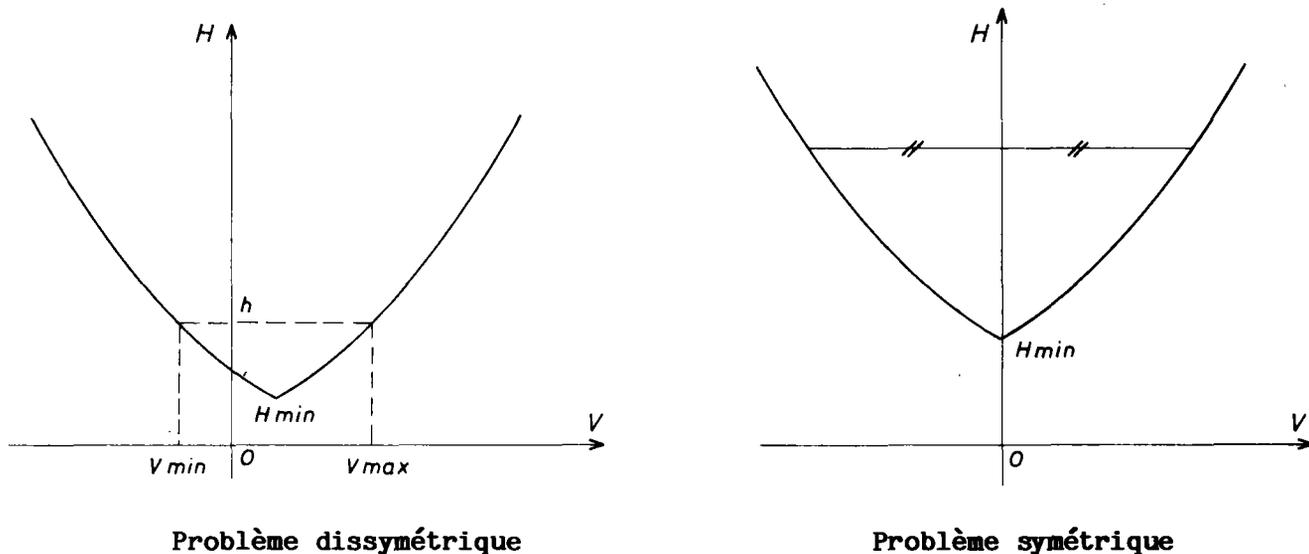


FIGURE 1 : Trace sur le plan $z = 0$ du domaine \mathcal{C}_1 des lignes compressives

On montre donc que, s'il existe au moins une ligne de centres de pression interne à la voûte et partout compressive, il existe une ligne de poussée horizontale minimale H_{min} et une ligne de poussée horizontale maximale H_{max} . Ces lignes ont, dans le cas général, au moins 3 points de contact avec le contour de la voûte. Lorsque le point de contact ne se trouve pas sur l'un des joints extrêmes (d'abscisse seg ou sed), la ligne est tangente au contour (en l'absence de forces concentrées).

Les différents types de lignes de poussée extrémales sont représentés aux figures 4, 5 et 6.

On montre en outre que, si par un point K de cote z de la section de clé, il passe au moins une ligne de centres de pression interne à la voûte, il passe par K une ligne de poussée horizontale minimale $H_{min}(z)$ et une ligne de poussée horizontale maximale $H_{max}(z)$. Ces lignes ont dans le cas général, au moins deux points de contact A et B

(*) **NOTA** : Pour définir \mathcal{C}_2 , on a utilisé la propriété de compressivité afin d'exclure les lignes tangentes à l'extrados au-dessus du point d'intersection de la ligne d'action de la résultante sur la section de clé avec l'extrados.

avec les contours de la voûte, ces points vérifiant les propriétés suivantes :

.Dans le cas d'une ligne de poussée horizontale minimale $H_{min}(z)$, trois cas sont possibles :

- . A et B sont situés de part et d'autre de la section de clé sur l'intrados.
- . A et B sont situés d'un même côté de la section de clé, A sur l'extrados, B sur l'intrados et la droite KA est au-dessus de la droite KB.

.Dans le cas d'une ligne de poussée horizontale maximale $H_{max}(z)$, quatre cas sont possibles :

- . A et B sont situés de part et d'autre de la section de clé sur l'extrados et l'un des deux points au moins a une cote inférieure à z.
- . A et B sont situés d'un même côté de la section de clé, A sur l'extrados, B sur l'intrados et la droite KA est au-dessous de la droite KB.

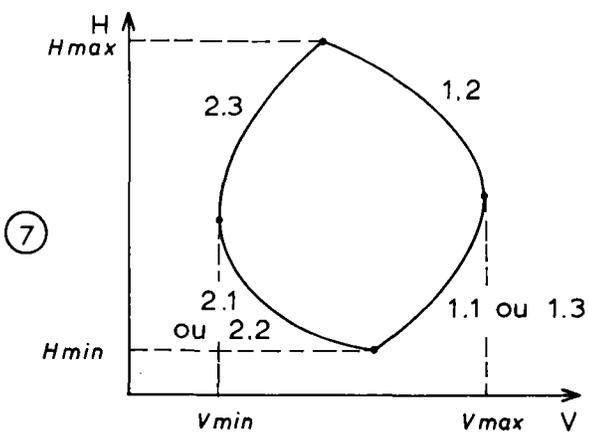
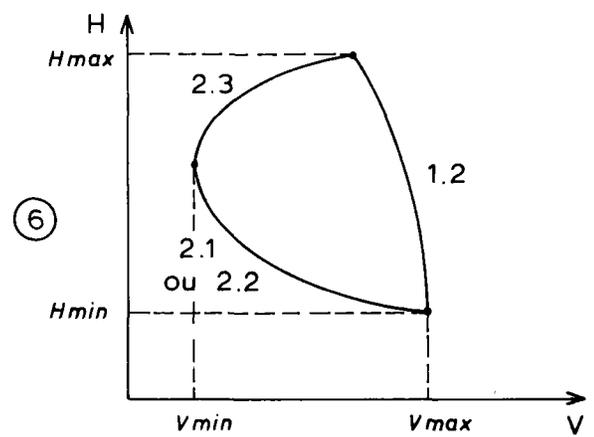
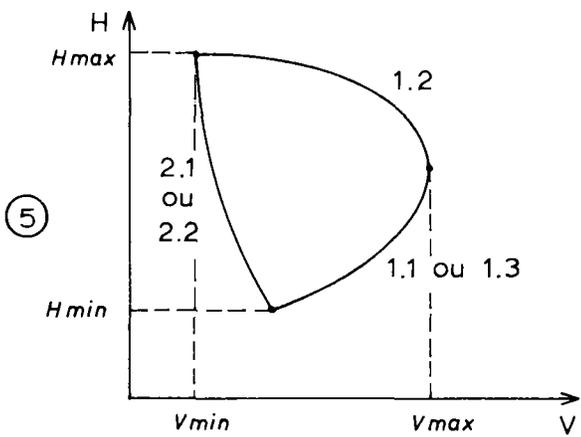
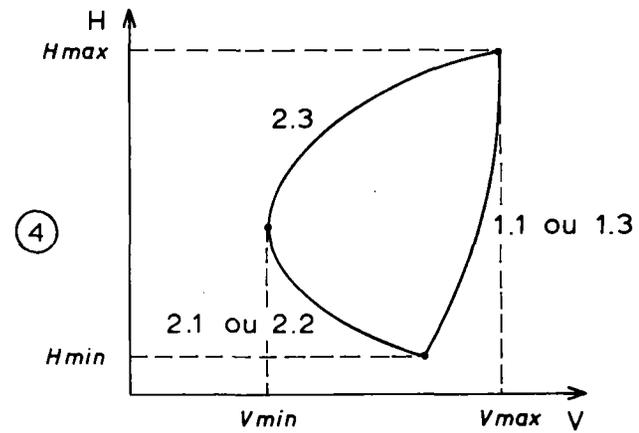
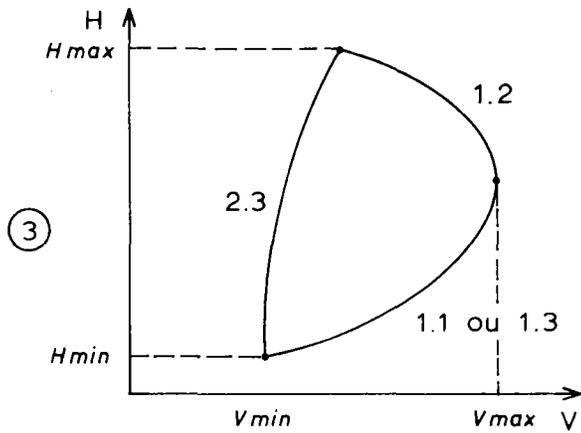
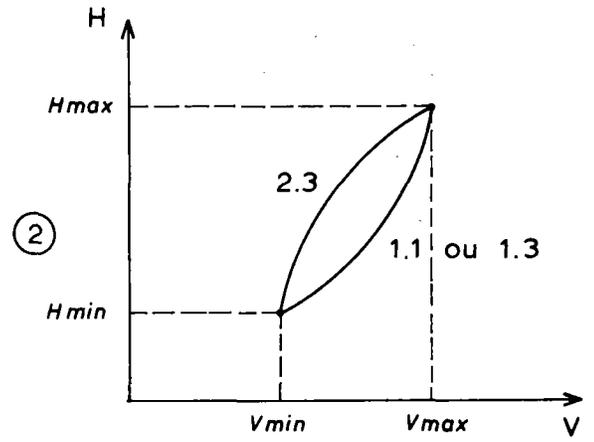
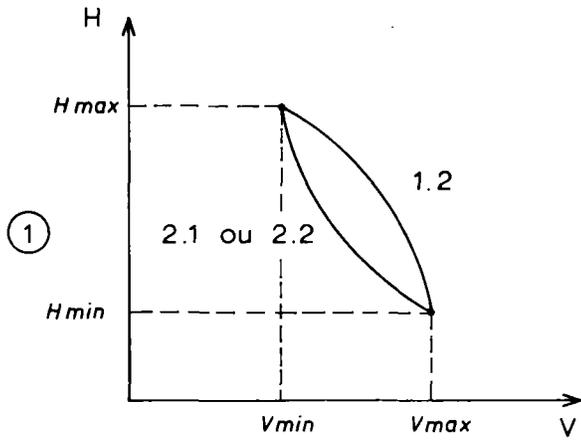
Il est alors clair que :

$$H_{min} = \min_z \left\{ \begin{array}{l} H_{min}(z) \text{ la ligne de poussée étant partout compressive} \\ H_{max}(z) \text{ la ligne de poussée étant partout compressive} \end{array} \right\}$$

$$H_{max} = \max_z \left\{ \begin{array}{l} H_{min}(z) \text{ la ligne de poussée étant partout compressive} \\ H_{max}(z) \text{ la ligne de poussée étant partout compressive} \end{array} \right\}$$

REMARQUE:

Les résultats exposés ci-dessus se trouvent simplifiés de façon considérable lorsque le problème est symétrique. En particulier les différents cas de contact possibles avec le contour de la voûte se réduisent à un cas pour les lignes de poussée extrême passant par un point K à la clé et la projection de \mathcal{E}_2 sur le plan $V = 0$ se réduit au cas n° 1 (figure 3).



NOTA : On se reportera à la figure 4 pour la signification de 1.1, 1.2, 1.3, 2.1, 2.2, 2.3.

FIGURE 2 : Domaine \mathcal{G}_2 des lignes internes
Coupe par un plan $z = \text{constante}$

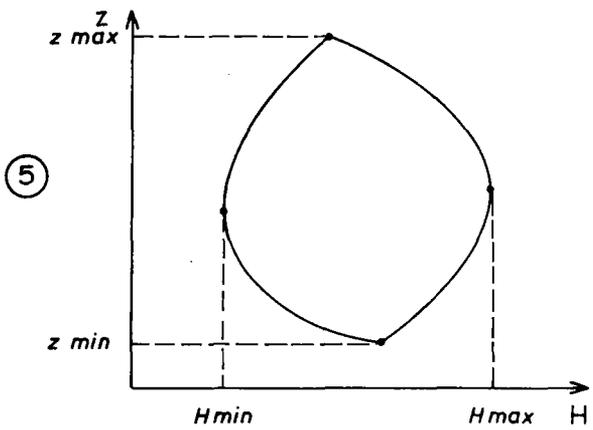
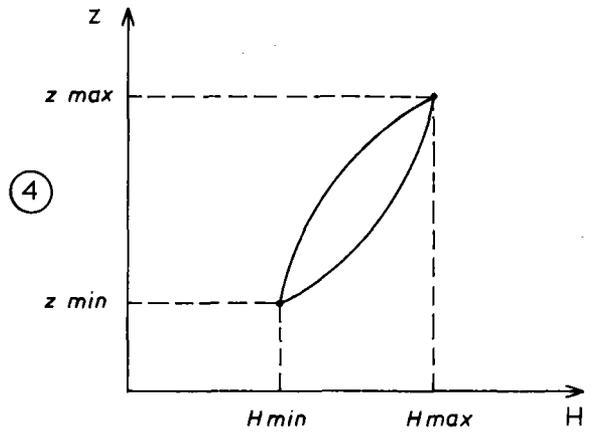
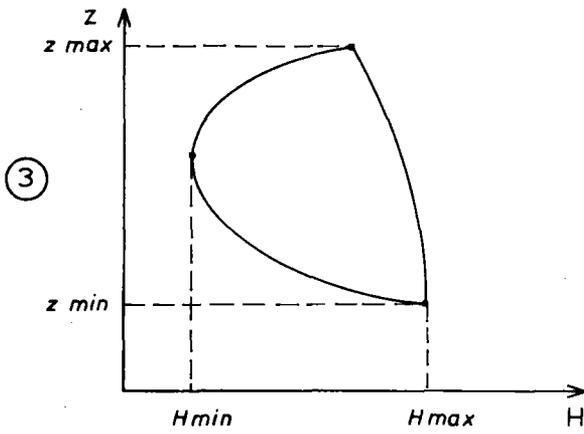
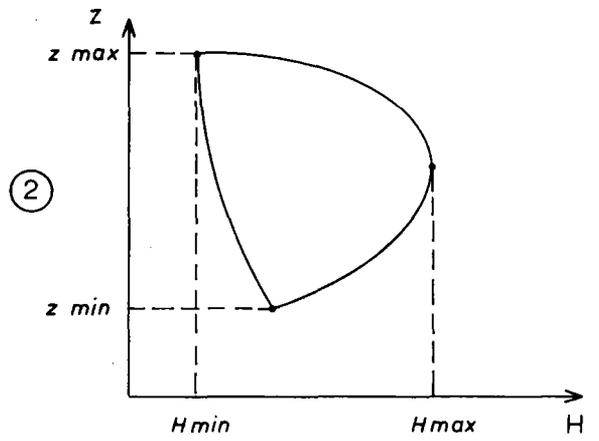
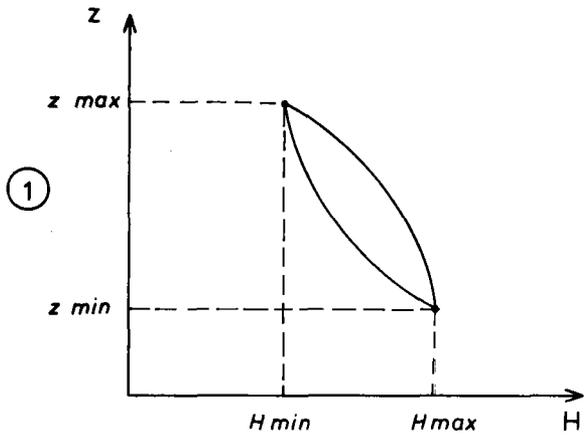
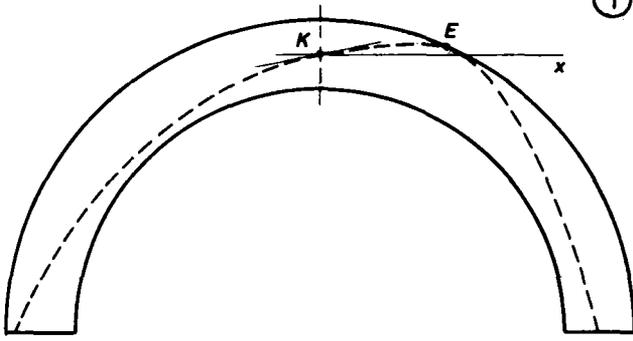
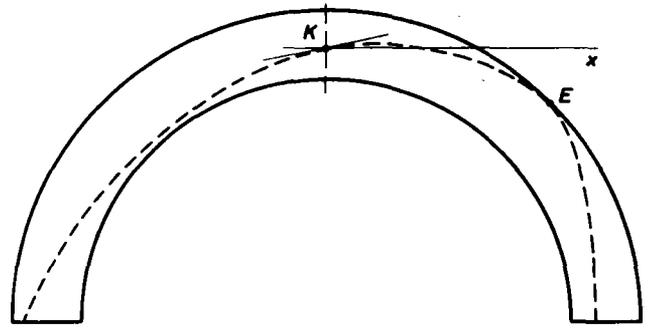


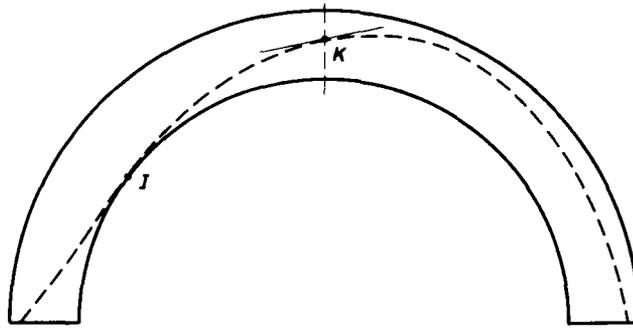
FIGURE 3 : Domaine \mathcal{E}_2 des lignes internes
Projection sur le plan $V = 0$

① V_{max} 

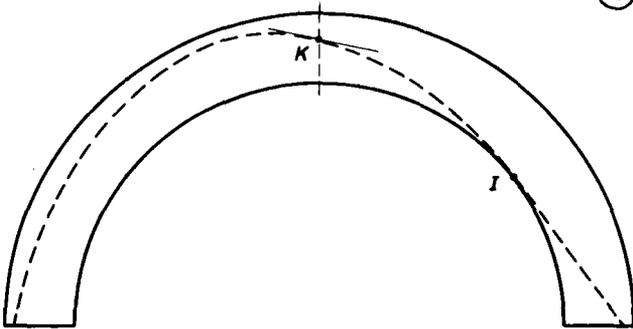
Type 1.1



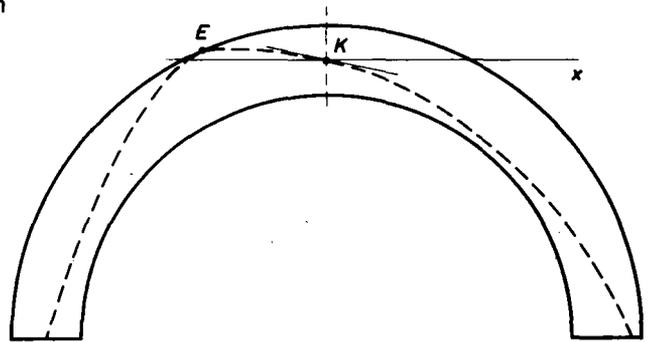
Type 1.2



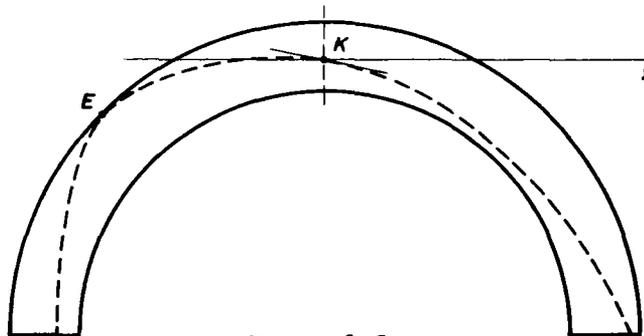
Type 1.3

② V_{min} 

Type 2.1



Type 2.2



Type 2.3

FIGURE 4 : Lignes de centres de pression passant par K, de poussée horizontale H et de poussée verticale extrême

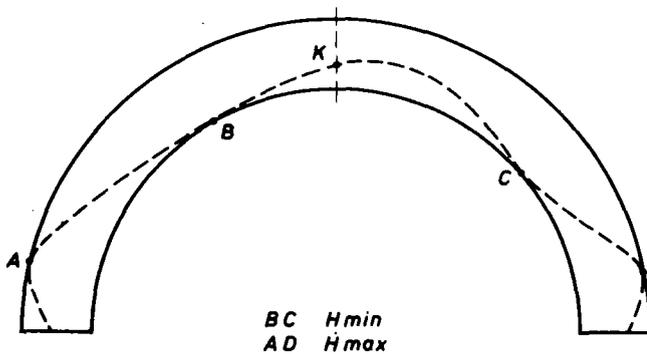
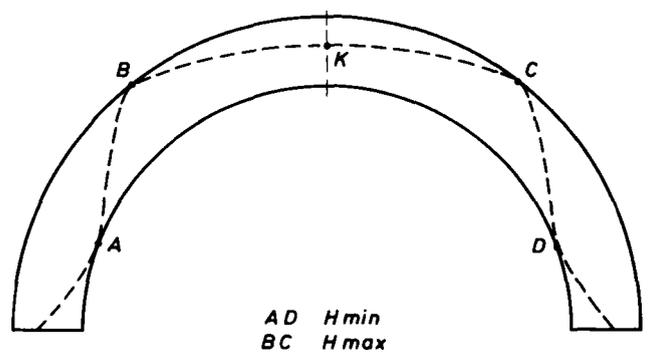
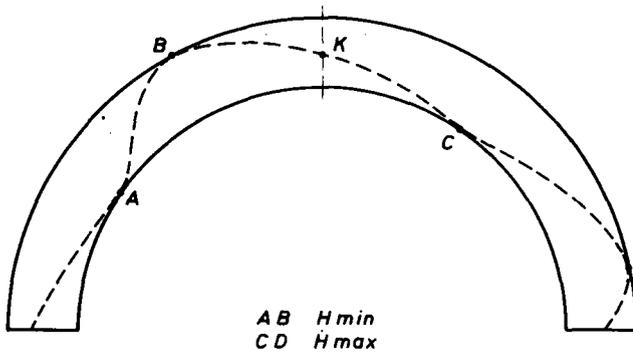
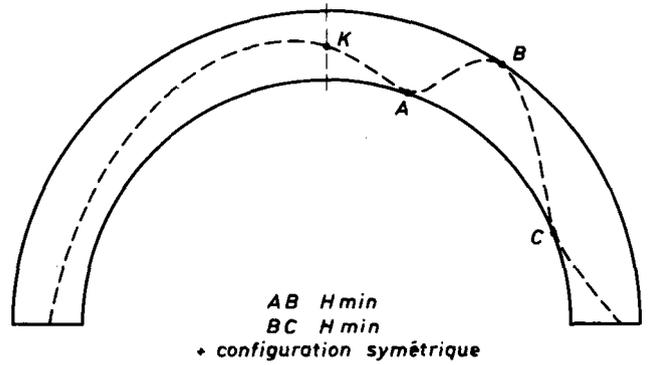
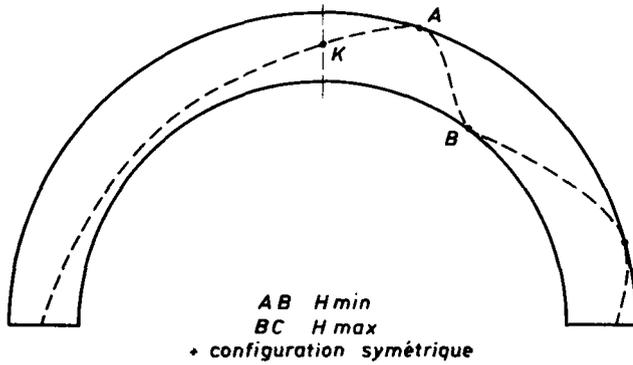
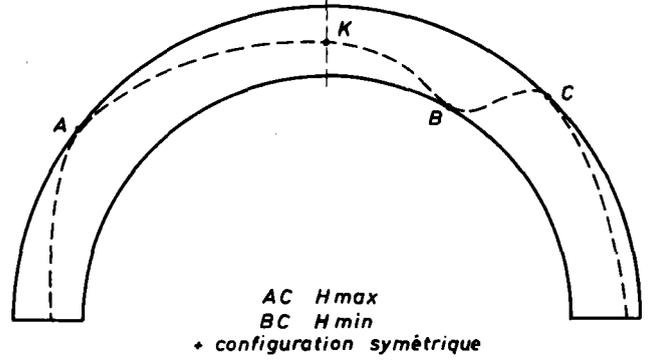
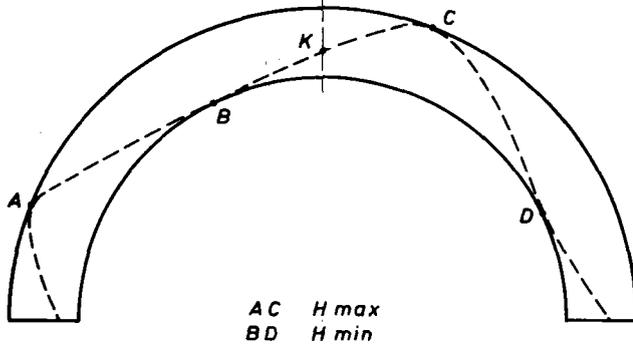
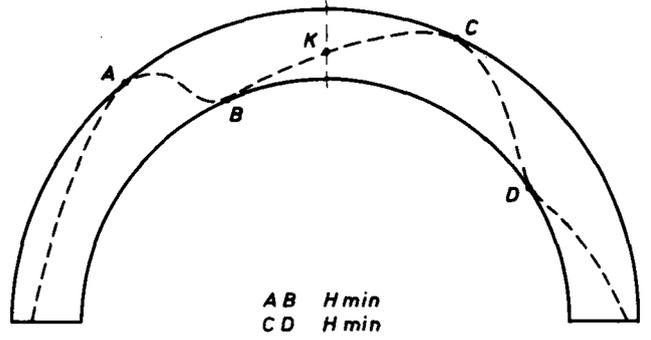
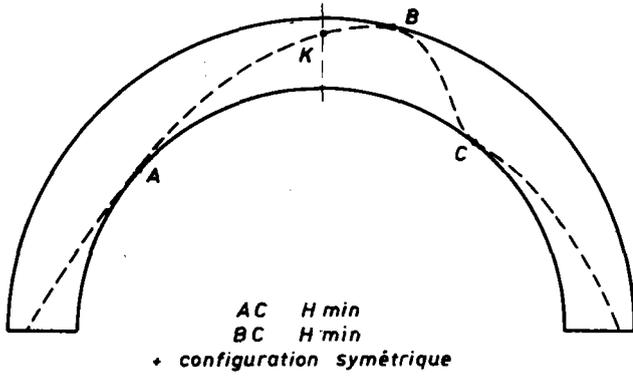
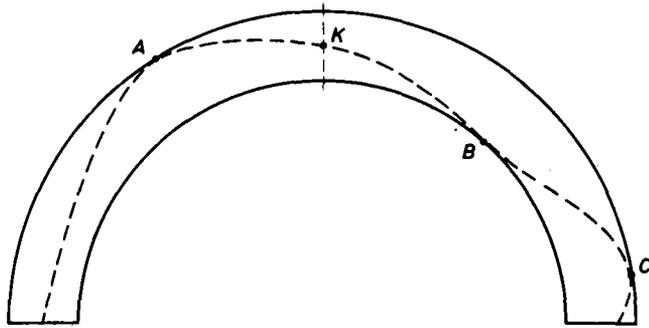
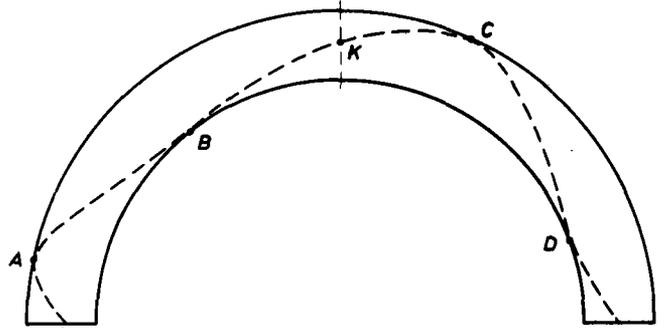


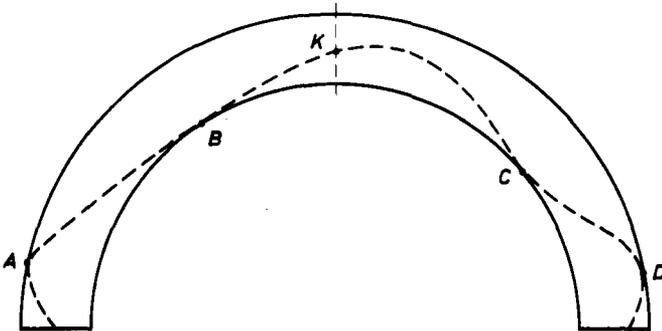
FIGURE 5 : Lignes de poussée horizontale minimale



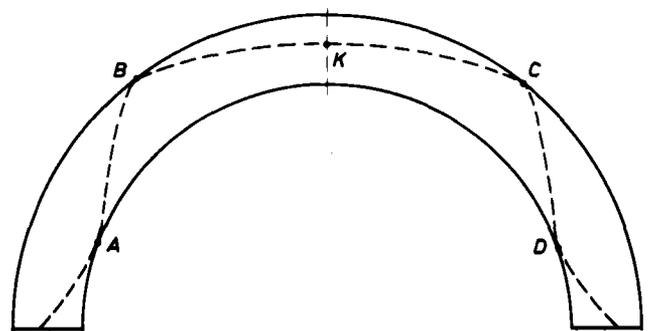
BC Hmax
AC Hmax
+ configuration symétrique



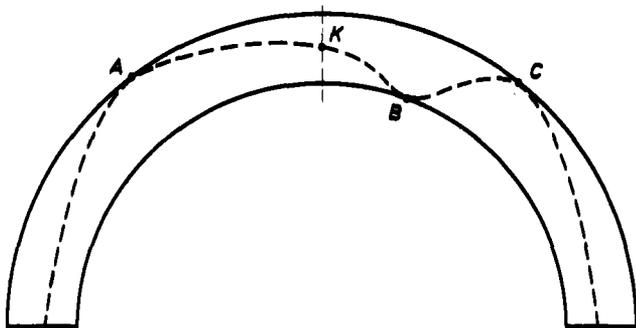
AC Hmax
BD Hmin



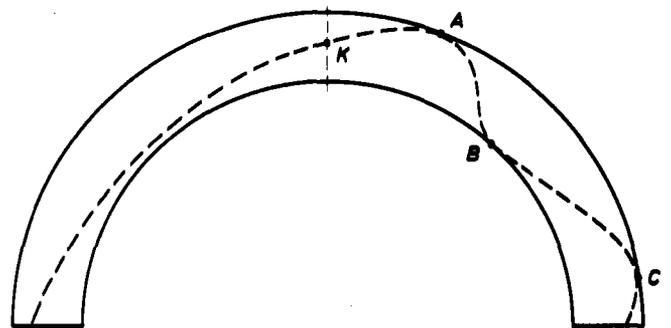
BC Hmin
AD Hmax



AD Hmin
BC Hmax



AC Hmax
BC Hmin
+ configuration symétrique



AB Hmin
BC Hmax
+ configuration symétrique

FIGURE 6 : Lignes de poussée horizontale maximale

2. APPLICATION PRATIQUE DU CALCUL A LA RUPTURE A L'ANALYSE DE LA STABILITE DES OUVRAGES EN MAÇONNERIE

2.1. Introduction

Le calcul à la rupture permet, lorsque l'on effectue la vérification d'un ouvrage, d'affirmer avec certitude l'instabilité d'un ouvrage lorsque le chargement qui est imposé à celui-ci est extérieur au domaine des chargements potentiellement supportables ou encore lorsque le coefficient de rupture est inférieur à 1 (Cf. II - 1). Cette information n'est souvent pas assez riche pour l'Ingénieur : pour obtenir plus, c'est-à-dire pour pouvoir déclarer l'ouvrage stable sous un chargement donné, il faut accepter un compromis qui consiste à évaluer a priori quelle partie des potentialités de résistance de l'ouvrage peut être prise en compte. Ceci conduit à considérer que la stabilité est assurée dès que le coefficient de rupture dépasse un certain seuil supérieur à 1. En outre, il appartient à l'Ingénieur d'évaluer les incertitudes sur sa connaissance de l'ouvrage et du chargement qui lui est appliqué. On peut tenter de prendre en compte ces incertitudes dans le cadre de la théorie semi probabiliste et plus précisément de la méthode des états limites avec introduction de coefficients partiels de sécurité.

La stabilité d'un ouvrage ne se limite pas à la stabilité de la voûte proprement dite. Il faudrait étudier la stabilité globale de l'ouvrage, fondations comprises mais c'est une tâche inabordable en pratique : la démarche consiste à analyser l'ouvrage partie par partie (elle est conforme aux principes du calcul à la rupture). Nous verrons comment se présente un tel calcul.

2.2. Méthode pratique d'analyse de la stabilité d'une voûte en maçonnerie

2.2.1. Principe général

L'analyse est faite dans le cadre de la méthode des états limites décrite dans l'Instruction Technique sur les Directives Communes de 1979 relatives au calcul des constructions (Circulaire n° 79-25 du 13 mars 1979)

Le calcul est un calcul à l'état limite ultime de résistance. En se référant au chapitre 1 de ce document, on dira qu'une voûte est stable sous un chargement donné, dans sa géométrie initiale, si le coefficient de rupture F_k est supérieur à γ_m où :

. F_k est le coefficient de rupture calculé en considérant :

- * d'une part la résistance caractéristique f_k de la maçonnerie,
- * d'autre part la combinaison des actions suivantes :

- * G_{max} , actions permanentes défavorables, pondérées par $\gamma_{F3} \gamma_{F1} G_{max}$
- * G_{min} , actions permanentes favorables, pondérées par $\gamma_{F3} \gamma_{F1} G_{min}$
- * Q_{1k} , valeur caractéristique de l'action de base de la combinaison considérée, pondérée par $\gamma_{F3} \gamma_{F1} Q_1$
- * Q_{2k} , valeur caractéristique de l'action d'accompagnement, pondérée par $\gamma_{F3} \gamma_{F1} Q_2 \gamma_{F2} Q_2$

et où γ_m est le coefficient de réduction de la résistance caractéristique f_k de la maçonnerie.

Ceci s'écrit :

$$F_k (\gamma_{F3} \gamma_{F1} G_{max}, \gamma_{F3} \gamma_{F1} G_{min}, \gamma_{F3} \gamma_{F1} Q_1, \gamma_{F3} \gamma_{F1} Q_2 \gamma_{F2} Q_2) \geq \gamma_m$$

2.2.2. Définition des actions

Pour procéder au calcul, il faut donc déterminer les actions s'exerçant sur la voûte, à savoir le poids propre et les "descentes de charges" sur l'extrados de la voûte. Il s'agit d'un domaine où les réponses ne sont pas toujours très faciles : aussi, dans un souci de simplification, nous contenterons-nous de proposer une méthode sans chercher ici à présenter toutes les possibilités.

2.2.2.1. Charges permanentes : poids propre et remblais

- . La détermination du poids propre résulte directement de la connaissance de la géométrie de la voûte et du poids volumique de la maçonnerie.
- . La géométrie de l'extrados est un paramètre difficile à appréhender. Les archives lorsqu'elles existent, ne sont pas nécessairement fiables, les forages de reconnaissance sont d'interprétation parfois délicate. La méthode la plus sûre paraît être pour l'instant le décaissement localisé en quelques points (sections de la clé et des reins) à condition que la hauteur des remblais soit modeste. L'importance de cette valeur nous amène à proposer une réduction forfaitaire de l'épaisseur de la voûte lorsque les incertitudes sont grandes (Cf. II - 2.2.3.). On pourra également, si le décaissement n'apparaît pas possible (contraintes de circulation, hauteur de remblai trop importante), procéder à des forages en ces mêmes points.
- . Le poids volumique de la maçonnerie est aisé à connaître. A défaut de mesure directe, on peut se reporter aux valeurs figurant au I - 2.1.
- . Les remblais comprennent le remplissage surmontant la voûte ainsi que les murs de tête. L'effet de ces remblais n'est pas homogène dans le sens transversal en particulier dans le cas d'évidements longitudinaux. Or le calcul de stabilité est fait pour une "tranche de voûte de 1 m de largeur". L'évaluation précise des charges appliquées à la voûte est impossible, aussi proposons nous des hypothèses simplificatrices.

- * En l'absence de voûtes d'évidement longitudinales, les charges "de remblai", y compris les murs de tête, les encorbellements . sont réparties sur la largeur de voûte comprise entre nus extérieurs des bandeaux. Il s'agit d'une hypothèse optimiste, mais ce caractère est acceptable en raison de la participation des murs de tête à la portance, participation non modélisée dans le calcul.
- * En présence de voûtes d'évidement longitudinales. Ces charges sont réparties sur la largeur de voûte entre nus extérieurs des bandeaux diminuée de la somme des ouvertures des voûtes d'évidement. Il s'agit cette fois d'une hypothèse pessimiste mais ce caractère est compensé par le fait de négliger les poussées des voûtes d'évidement, qui tendent à découper la voûte en anneaux indépendants. Cette méthode revient donc à analyser la stabilité de l'anneau le plus sévèrement chargé et par voie de conséquence de la tranche de pile la plus sollicitée.

Les remblais exercent à la fois des efforts verticaux (pesanteur) et des efforts horizontaux (poussée des terres) sur l'extrados des voûtes.

- . Les efforts verticaux s'exerçant sur un voussoir ne sont pas toujours égaux au poids des terres le surmontant. En effet, lorsque la hauteur du remblai est importante, la voûte étant une structure rigide, les tassements différentiels entre les remblais surmontant l'ouvrage et les remblais extérieurs alourdissent le poids de ces remblais du fait des frottements. Toutefois, ceci n'est valable que pour des remblais récents, ce qui est rarement le cas pour un ouvrage en maçonnerie.

Le cas contraire peut se produire dans les tunnels où des effets de voûte se produisent dans le massif surmontant l'ouvrage. Pour ce type d'ouvrage, on se reportera aux documents spécialisés.

D'une façon générale, nous proposons donc de se limiter à la tranche verticale de remblai surmontant la voûte .

- . La détermination des efforts horizontaux dus aux remblais est souvent négligée pour deux raisons :

- la première est la complication des calculs de stabilité de la voûte,
- la deuxième est l'incertitude régnant sur ces valeurs, la nature du matériau de remplissage et son état étant mal connus ; cependant, une voûte en maçonnerie est une structure très rigide, dont les déplacements sont faibles. On peut donc considérer que la valeur de la poussée horizontale due aux remblais correspond à la poussée des terres au repos. On adoptera donc pour le coefficient de poussée la valeur K_0 , définie de façon simplifiée par la formule $K_0 = 1 - \sin \varphi$, où φ est l'angle de frottement interne du

matériau de remplissage. K_0 sera généralement pris entre 0,5 et 1. Avec cette hypothèse, les contraintes dans le remplissage vérifient les propriétés suivantes :

- les directions principales sont verticale et horizontale,
- le rapport entre les contraintes principales horizontale et verticale est égal à K_0 .

. La nature favorable ou défavorable de ces actions dépend du critère considéré et n'est pas forcément connue a priori.

Plus précisément, la nature favorable ou défavorable dépend de l'état de ruine de la voûte le plus proche de l'état correspondant au cas de charge considéré.

Nous avons montré au 1.2.7.3. qu'il existe pour une voûte (dont les charges permanentes sont fixées) une charge maximale Q_+ et une charge minimale Q_- et à chacune de ces charges correspond un mécanisme de ruine. Le fait d'augmenter ou de diminuer l'une des composantes des charges permanentes (poids propre de la maçonnerie, poids du remplissage, poussée du remplissage) rapproche ou éloigne la voûte de l'état de ruine le plus proche et peut donc avoir un caractère favorable ou défavorable selon les cas.

Nous donnons ci-dessous deux exemples pour illustrer ce phénomène (le premier exemple ne correspond pas à un cas réel et a une valeur purement démonstrative) :

1. On considère une voûte plein cintre d'épaisseur constante 0,50 m et de rayon 10 m. Le chargement est le poids propre et un remblai de coefficient de poussée 0,5. Un premier calcul a permis de déterminer les hauteurs maximale h_{r+} et minimale h_{r-} du remblai.

$$h_{r-} = 1,75 \text{ m} \quad \text{et} \quad h_{r+} = 8,03 \text{ m}.$$

Les différentes combinaisons suivantes ont été examinées successivement pour $h_r = 1,50 \text{ m}$ et $h_r = 8,00 \text{ m}$.

a (Poids propre) + b (Poids du remblai) + c (Poussée)

avec :

Combinaison A	a = 1	b = 1	c = 1
Combinaison B	a = 1,35	b = 1,35	c = 1,35
Combinaison C	a = 1,35	b = 1	c = 1
Combinaison D	a = 1	b = 1,35	c = 1,35
Combinaison E	a = 1,35	b = 1,35	c = 1
Combinaison F	a = 1	b = 1	c = 1,35

Les coefficients de rupture obtenus pour chacune de ces combinaisons d'actions sont donnés au tableau suivant :

<u>Combinaison</u>	$h_r = 1,50 \text{ m}$	$h_r = 8,00 \text{ m}$
A	0,25	1
B	0,185	0,74
C	1,09	0,925
D	instable en traction seule	0,795
E	2,70	0,045
F	instable en traction seule	1,71

NOTA :

" Instable en traction seule" signifie qu'il n'a pas été possible de trouver une ligne de centre de pression interne à la voûte.

On constate, au vu de ces résultats, que la poussée des terres a un effet favorable pour $h_r = 8,00 \text{ m}$ et au contraire un effet défavorable pour $h_r = 1,50 \text{ m}$. Ceci résulte du fait que le mécanisme de ruine correspondant à $h_r = 1,75 \text{ m}$ tend à faire tourner vers l'intérieur de la voûte la partie de voûte située vers les reins. La poussée accentue ce mécanisme (on pourra se reporter avantageusement au schéma représenté à la figure 20.1 du paragraphe 1.2.7.4.). A l'inverse, pour $h_r = 8,00 \text{ m}$, le mécanisme de ruine tend à faire tourner vers l'extérieur de la voûte la partie de voûte située vers les reins : la poussée "freine" ce mécanisme.

On constate aussi que le poids propre de la voûte à un effet favorable pour $h_r = 1,50 \text{ m}$ et légèrement défavorable pour $h_r = 8,00 \text{ m}$.

En comparant les combinaisons C et E, on constate enfin que le poids du remblai a un effet favorable pour $h_r = 1,50 \text{ m}$ et très défavorable pour $h_r = 8,00 \text{ m}$. On doit donc adopter les caractères suivants pour ces actions :

	$h_r = 1,50 \text{ m}$	$h_r = 8,00 \text{ m}$
Poids propre	Favorable	Défavorable
Poids du remblai	Favorable	Défavorable
Poussée	Défavorable	Favorable

Une telle voûte n'est pas très réaliste (elle est très mince et d'épaisseur constante) mais les conclusions n'en demeurent pas moins importantes, surtout pour des voûtes où les hauteurs de remblai sont grandes.

Dans la plupart des cas, on se trouve plus proche de la charge maximale que de la charge minimale (qui est souvent nulle) et on doit alors considérer :

- le poids propre de la voûte défavorable,
- le poids du remblai défavorable,
- la poussée des terres favorable ,

soit la combinaison d'actions E.

On n'oubliera pas cependant qu'on peut parfois se trouver à proximité de la charge minimale, en particulier dans une voûte ogivale (Cf. II - 1.2.7.4.) et on devra alors adopter le schéma inverse.

b) On considère une voûte surbaissée au 1/3 dont le chargement est constitué par :

- le poids propre (épaisseur à la clé 0,73 m),
- le remblai d'épaisseur à la clé 1,20 m,
- une charge répartie q uniforme sur toute la longueur de la voûte.

La charge répartie maximale q_+ (F_M vaut alors 1) est évaluée à 73,2 KN/m², la charge répartie minimale q_- est nulle.

Les calculs ont menés pour les combinaisons de ces actions précédemment décrites au a) pour $q_1 = 10$ KN/m² et pour $q_2 = 73$ KN/m², donc pour cette valeur au voisinage de la charge maximale. L'action "charge répartie" a été pondérée par le coefficient 1,6.

Les résultats sont les suivants :

<u>Combinaison</u>	$q_1 = 10$ KN/m ²	$q_2 = 73$ KN/m ²
A	2,95	1,10
B	2,35	1,00
C	2,67	1,05
D	2,57	1,04
E	2,36	1,00
F	2,95	1,10

On constate ici que, dans les deux cas :

- la poussée des terres a peu d'effet sur la stabilité de la voûte,
- le poids propre de la voûte et le poids du remblai ont un effet défavorable.

Ceci est dû à la faible valeur de la poussée des terres : dans une voûte surbaissée, l'épaisseur de remblai est faible.

On peut donc adopter indifféremment les combinaisons B ou E.

En conclusion, il faut retirer de ces exemples que, sauf cas particulier, c'est une combinaison d'actions de type E qu'il faut envisager pour l'étude de la stabilité de la voûte, soit 1,35 (poids propre voûte et remblai) + 1 (poussée des remblais). Lorsque l'on se trouve au voisinage d'une charge ultime, on adoptera la combinaison en fonction du schéma de ruine correspondant à cette charge.

2.2.2.2. Détermination des actions variables

Il s'agit des charges routières. Leur définition est donnée dans le fascicule 61 Titre II du Cahier des Clauses Techniques Générales A (2), B_c , B_t et B_r , et les charges militaires M_c 80 et M_c 120 tandis que les charges exceptionnelles sont définies dans une note en cours de rédaction pour la vérification des Ouvrages d'Art sous le passage des convois exceptionnels.

Deux problèmes se posent :

- ces charges agissent sur l'extrados de la voûte par l'intermédiaire du remplissage. Comment sont-elles transmises ?
- quelle est la position la plus défavorable de la charge appliquée ?

a) - Diffusion des charges

D'une façon classique, nous admettrons que les charges se répartissent au niveau de l'extrados de la voûte par une diffusion à 45° sur l'épaisseur de remblai existant dans la section de clé. Cette diffusion doit être limitée dans le sens transversal à la largeur entre nus intérieurs des tympans (Figures 1a et 1b).

La diffusion est faite longitudinalement et transversalement :

- . Pour les charges routières du système B (B_c et B_t , B_r n'étant évidemment pas considéré dans ces calculs), on procède à la répartition essieu par essieu. Autrement dit, on considère que chaque essieu (ou groupe d'essieux s'il y a plusieurs camions accolés) exerce une charge répartie uniformément sur sa largeur charge qui est ensuite diffusée par le remblai (Figure 2a et 2b).
- . Pour les convois exceptionnels ou les convois militaires, il est possible de les assimiler à une charge répartie uniformément dans les sens longitudinal et transversal, mais rien ne s'oppose à isoler les charges apportées par chaque essieu ou groupe d'essieux.

b) - Position de charge

La position la plus défavorable de la charge appliquée n'est pas encore connue a priori. Elle pourrait être recherchée par le calcul mais afin d'éviter la multiplication des cas de charge, on se limitera à ceux décrits ci-dessous dans les cas courants :

* Pour le système A, deux configurations seront examinées :

- la voûte entière chargée,
- la demi-voûte chargée.

* Pour le système B, on doit chercher à obtenir l'effet le plus défavorable. Sauf cas particulier, pour lequel on sera amené à effectuer le calcul en déplaçant la charge, les positions les plus défavorables sont la section de clé et la section des reins. En

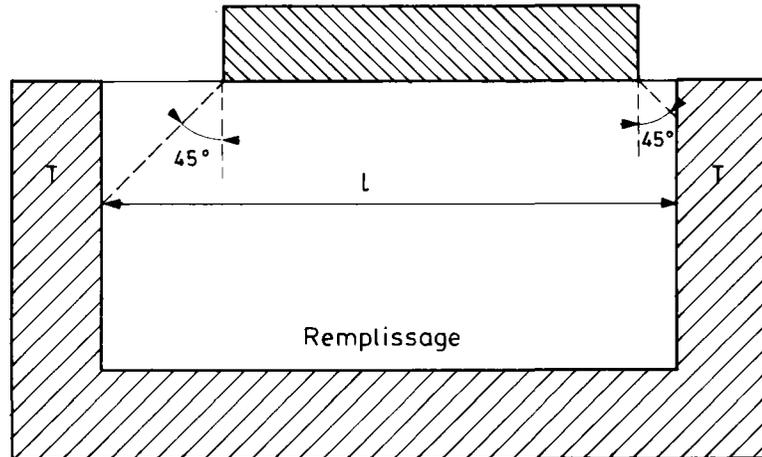


FIGURE 1a : Diffusion transversale sur la largeur l

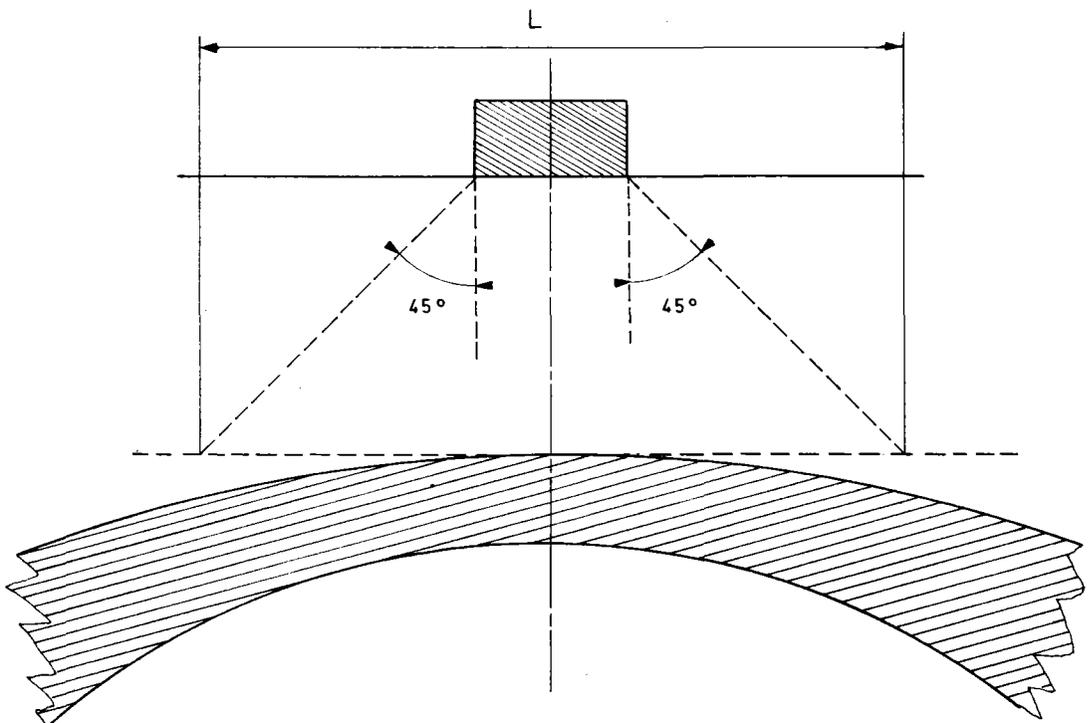


FIGURE 1b : Diffusion longitudinale sur la longueur L

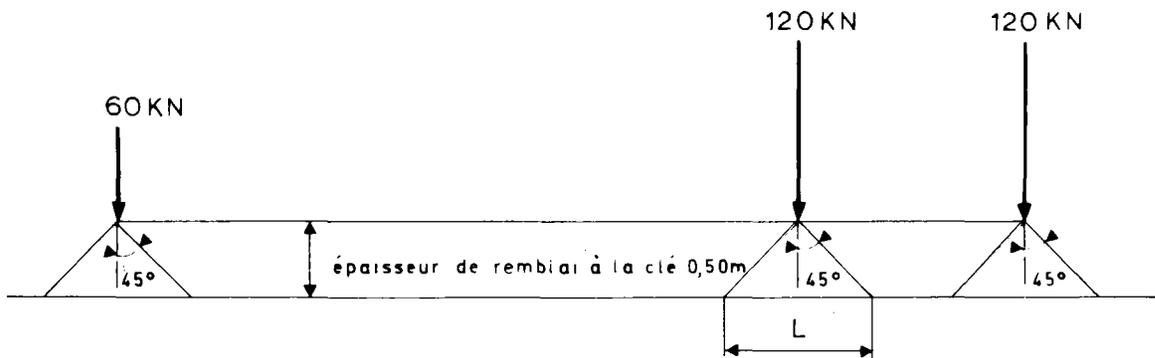
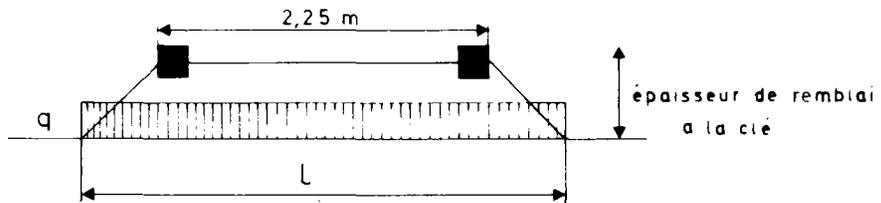


FIGURE 2a : Diffusion longitudinale pour B_c



$$q = \frac{120}{L \cdot 1} \text{ en KN/m}^2$$

FIGURE 2b : Diffusion transversale pour un essieu arrière B_c

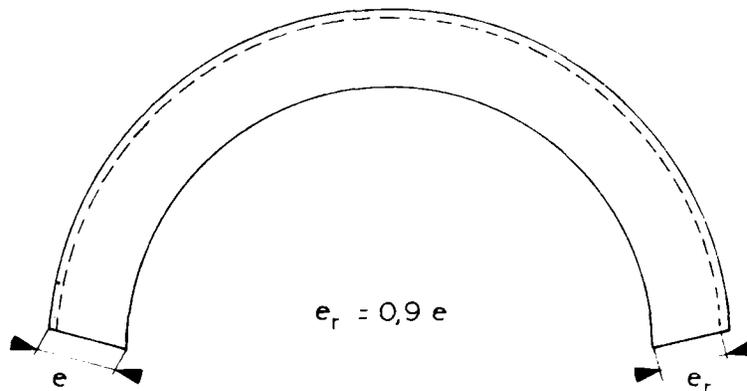


FIGURE 3 : Réduction de l'épaisseur de la voûte

pratique, on disposera donc les essieux arrière B_c et B_t au droit de ces sections. Les cas de charge symétrique et dissymétrique doivent être examinés.

- * Pour les convois exceptionnels, le cas de charge le plus défavorable dépend des longueurs respectives de l'ouvrage et du convoi. On doit chercher à charger au maximum la voûte entière ou une demi-voûte. Dans certains cas particuliers, on pourra rechercher la position la plus défavorable du convoi.

2.2.3. Les sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul résultent des combinaisons des actions précédemment définies. Les coefficients de sécurité partiels de ces actions sont tirés de l'Instruction Technique sur les Directives Communes de 1979 relatives au calcul des constructions : la combinaison fondamentale est donc la suivante :

$$1,35 G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q_1} Q_1$$

où $\gamma_{Q_1} = 1,5$ dans les cas non visés ci-dessous,
 1,6 pour les charges routières sans caractère particulier,
 1,35 pour les charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier.

Il n'y a pas lieu, en général, de prendre en compte des charges d'accompagnement.

REMARQUE : Lorsque l'épaisseur de la voûte est mal connue, il est souhaitable de "s'assurer une marge de sécurité" : nous proposons alors d'appliquer forfaitairement un coefficient de réduction d'épaisseur compris entre 0,9 et 1 uniformément sur toute la longueur de la voûte (Figure 3). (Cf. III - 2.2.3.). Ce paramètre peut faire varier dans des proportions très importantes les résultats.

2.2.4. Résistance des maçonneries

A défaut de valeurs précises, on se reportera au tableau donné au.2.3.1.

Le coefficient γ_m de réduction de la résistance caractéristique de la maçonnerie est pris égal à 3. Toutefois, lorsque les matériaux sont de qualité excellente (les joints doivent alors avoir un état de conservation très sain) et lorsque la charge variable appliquée n'a pas une fréquence de passage anormalement élevée, on pourra admettre de diminuer cette valeur de 3 sans pour autant descendre en-dessous de 2,5. Il peut être d'ailleurs intéressant dans ce cas de rechercher les charges variables extrêmes P_+ et P_- (Cf. II - 1.2.7.3.) et de les comparer à la charge variable P réellement appliquée. On considèrera alors la stabilité comme admissible si le

rapport entre ces valeurs (soit P/P_* soit P_+/P) est supérieur à 3. On prend ainsi une "certaine" sécurité par rapport aux phénomènes de fatigue. En tout état de cause, il convient de réfléchir aux incertitudes qui environnent le calcul avant de prendre une décision.

REMARQUE : On pourrait s'étonner de l'importance de la valeur numérique de γ_m , à savoir 3, alors que dans les calculs relatifs aux ouvrages en béton armé, on adopte pour l'état limite ultime de résistance une valeur γ_b égale à 1,5, cumulée avec une réduction due au caractère soutenu des efforts (durée d'application supérieure à 24 heures) par un coefficient multiplicateur de 0,85 soit un "coefficient total" égal à 1,76. En fait, l'écart entre ces deux valeurs a pour origine :

- d'une part, la différence dans la modélisation de l'état limite ultime de résistance. L'état limite ultime obtenu pour la voûte en maçonnerie est un état limite global, c'est-à-dire pour la stabilité de la voûte toute entière (il nécessite l'apparition de quatre rotations concentrées au minimum) et en outre dans une section où se produit cette rotation concentrée, la répartition des contraintes normales "adoptée" est rectangulaire, sans limitation sur les déformations alors que dans les règles BAEL 80, les déformations dans la section sont limitées forfaitairement (3,5‰ pour le béton comprimé, 10‰ pour l'acier tendu). On voit donc que l'état limite ainsi défini est beaucoup plus "ultime" que l'état limite ultime de résistance défini par exemple dans les règles BAEL 80,
- d'autre part, la connaissance de la résistance du matériau maçonnerie paraît moins fiable que celle du béton, d'autant plus que l'on a affaire à des ouvrages anciens sur lesquels des essais de résistance ne sont pas toujours très faciles d'interprétation.

2.2.5. Le calcul proprement dit

Il est fait à l'aide du programme informatique VOÛTE qui permet pour une voûte de géométrie donnée et un chargement donné de calculer :

- le coefficient de rupture,
- les poussées extrêmes,
- les lignes de centres de pression correspondantes et les réactions d'appui.

Le mode d'emploi du programme est exposé dans le document III "Guide pour l'utilisation du programme VOÛTE en vue de la détermination de la stabilité".

Il convient de rechercher le chargement le plus défavorable, c'est-à-dire celui qui donne le plus petit coefficient de rupture F_k . Il n'est pas possible de dresser une liste type de cas de charges à vérifier : suivant l'effet que l'on désire regarder (coefficient de rupture, réactions d'appui), le cas de charge le plus défavorable peut ne pas être le même.

On examinera systématiquement les charges permanentes seules, le (ou les) convoi exceptionnel éventuel, A (1) et B_C. Un convoi exceptionnel n'est pas nécessairement plus agressif que B_C.

2.3. ANALYSE DE LA STABILITE DES APPUIS

Il s'agit ici de la stabilité des appuis au sens strict du terme, la stabilité des fondations étant à examiner ultérieurement (c'est un sujet d'ailleurs fort délicat). Le problème n'est donc pas différent du problème posé pour une voûte, l'appui est constitué de maçonneries (le terme "maçonneries" est pris ici au sens large puisque l'on a vu que si certaines piles ont un parement de bonne qualité, elles peuvent être remplies de matériaux de qualité médiocre (Cf. I-1.8.4.)) qui obéissent aux deux critères de traction et de compression. Il est soumis aux actions dues d'une part à son poids propre et aux remblais l'entourant, d'autre part aux réactions d'appui de la voûte qui y aboutit ou des voûtes qui l'encadrent.

REMARQUE 1 : Dans le cas d'un appui fondé superficiellement, on pourra considérer à sa face inférieure un critère d'interface prenant en compte le critère de résistance du sol de fondation et le critère de résistance de la liaison sol-appui.

REMARQUE 2 : Si la constitution de l'appui fait apparaître l'existence de deux zones aux caractéristiques mécaniques différentes (une partie centrale médiocre et le pourtour de meilleure qualité) il est possible de prendre en compte dans le calcul cette hétérogénéité. Manuellement, le calcul est alors peu aisé.

2.3.1. Principe de la vérification

La vérification de la stabilité de l'appui consiste à s'assurer qu'il existe au moins une ligne de centres de pression pour laquelle le coefficient de rupture F_k est supérieur à 3, pour le cas de charge considéré.

Prenons l'exemple d'une pile intermédiaire recevant deux voûtes (Figure 4). Ces deux voûtes étant stables, il existe une infinité de lignes de centres de pression respectant F_k supérieur à 3 pour chacune d'elles. Il en résulte qu'il existe une infinité de valeurs possibles des réactions R_d et R_g appliquées en tête de pile et aussi une infinité de points d'application de ces forces. Il faut donc chercher parmi ces réactions R_d et R_g s'il existe au moins un couple de valeurs qui assurent F_k supérieur à 3. Un tel calcul est théoriquement possible mais nécessiterait un temps de calcul très important : aussi proposons-nous une méthode très simplifiée, qui peut être faite aisément à la main.

REMARQUE 1 : Le calcul complet peut cependant être fait sans difficulté dans le cas d'une arche unique.

REMARQUE 2 : Dans le cas d'une culée, le problème peut être traité directement : il suffit d'intégrer la culée dans la géométrie de la voûte.

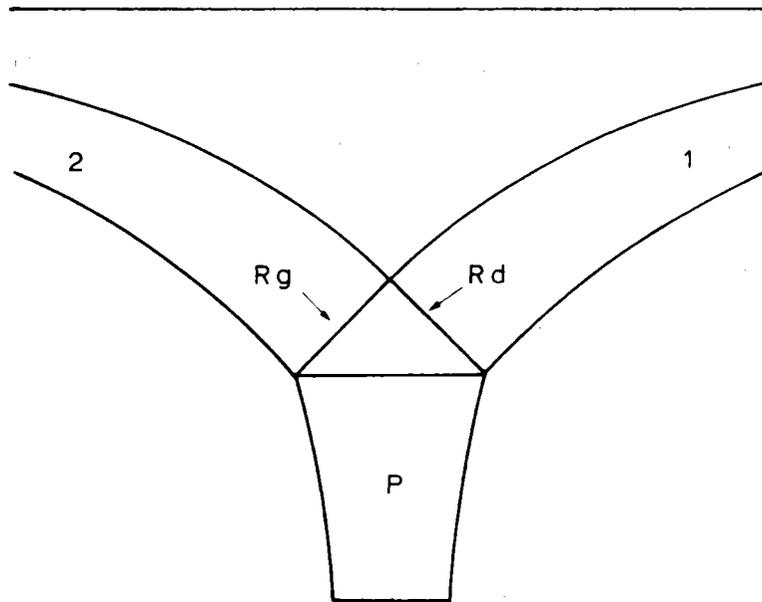


FIGURE 4 : Stabilité d'une pile intermédiaire

2.3.2. Méthode pratique

Soit donc une pile intermédiaire (Figure 4) encadrée par deux voûtes stables sous le chargement qui leur est appliquée.

S'il en est ainsi, c'est qu'il existe dans chacune des voûtes une ligne de centres de pression respectant au mieux le critère de traction compression, c'est-à-dire qui, tout en respectant le critère de traction "crée" des contraintes normales de compression les plus faibles possibles (Cf. II-1.2.5. : c'est la ligne qui correspond au minimum de $\lambda \sigma_n(z, H, V)$). Cette ligne est donnée par le programme VOÛTE sous le nom de "ligne optimale" (Cf. III - .1). Il lui correspond une réaction d'appui R_d pour la voûte de droite et R_g pour la voûte de gauche.

Une famille de sections horizontales (par exemple) ayant été choisie dans la pile, il est facile de déterminer la ligne de centres de pression correspondant à R_d et R_g et de calculer sur chaque joint le "taux de contrainte" σ_i/σ_{oi} défini par (Cf II - 1.2.5):

$$\frac{\sigma_i}{\sigma_{oi}} = \frac{N_i h_i}{S_i \sigma_{oi}} \cdot \frac{N_i}{N_i h_i - |M_i|}$$

.Si le maximum de σ_i/σ_{oi} est inférieur à 1/3, alors la pile est déclarée stable.

.Si le maximum de σ_i/σ_{0i} est supérieur à 1/3, il faut alors chercher une autre ligne.

Si d'autres lignes de centres de pression respectant le critère de traction compression sont disponibles dans les voûtes, on recommence le calcul. Sinon, on dispose de lignes respectant le critère de traction seul. On vérifiera alors la stabilité de la pile vis-à-vis du critère de traction seul.

REMARQUE 1 : Dans le cas d'une fondation superficielle, on peut vérifier sur la section inférieure le critère d'interface sol-appui.

REMARQUE 2 : Cette méthode est susceptible d'être mise en oeuvre avec le programme VOÛTE. Un exemple en est donné dans le modèle d'application. On notera que ce type de calcul est relativement onéreux, car il nécessite la prise en compte de joints en nombre important (afin d'intégrer les appuis dans la géométrie) et de cas de charge nombreux. On se limitera donc aux cas de charge a priori les plus sévères.

BIBLIOGRAPHIE DU CHAPITRE 1

1. BUCKLEY A. (1973)

An alternative implementation of Goldfarbs minimization algorithm, A.E.R.E. Harwell Report T.P.

2. COUSSY O. , SALENÇON J. (1979)

Analyse de la stabilité des ouvrages en terre par le calcul à la rupture (Annales des Ponts et Chaussées - 4ème Trimestre - pp. 7-35).

3. DELBECCQ J.M. (1980)

Analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie et en béton non armé par le calcul à la rupture, document interne SETRA (Sept.).

4. DURAND-CLAYE.A. (1867)

1. Stabilité des voûtes en maçonnerie (Annales des Ponts et Chaussées 1867 - I PP 63-96).

5. DURAND-CLAYE (1880)

2. Stabilité des voûtes et des arcs (Annales des Ponts et Chaussées 1880 - I PP. 416-440).

6. ERAUD J. (1980)

Rénovation des Tunnels S.N.C.F. - Technique de réparations : Béton projeté, ancrages - Revue Générale des Chemins de Fer (Décembre).

7. HEYMAN. J.(1966)

1. The Stone Skeleton (Int. Journ. of Solids and structures, Vol.2 PP 249-279, 1966).

8. HEYMAN. J. (1977)

2. Equilibrium of shell structures (Oxford Engineering Science Series, 1977)

9. HEYMAN. J. (1980)

3. The estimation of the strength of masonry arches. (Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, 69, Dec., pp. 921-937).

10. HEYMAN. J., PADFIELD. C.J. (1972)

Two masonry bridges : I Clare College Bridge (Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, 52, Nov. pp. 305-318).

11. HEYMAN J., THRELFALL B.D. (1972)

Two masonry bridges : II Telford's bridge at Over. (Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 1, 52, Nov, pp. 319-330).

12. HEYMAN J., HOBBS N.B., JERMY B.S.(1980)

The rehabilitation of Teston Bridge (Proc. Instn. Civ. Engrs. Part 1, 1980, 68, Aug., 489, 497).

13. MÉRY. E. (1840)

Sur l'équilibre des voûtes en berceau (Annales des Ponts et Chaussées 1840 I, pp. 50-70).

14. PÉRIÉ F., VAUDEVILLE B. (1980)

Application du calcul à la rupture à l'étude de la stabilité des voûtes en maçonnerie, (1980. Travail de fin d'Etudes à l'Ecole Polytechnique ; PARIS).

15. SALENÇON.J. (1978)

Calcul à la rupture et analyse limite. Cours E.N.P.C. PARIS.

16. SCHEFFLER.H. (1864)

Traité de la stabilité des constructions (1857) ouvrage traduit de l'allemand et annoté par V. FOURNIÉ - DUNOD 1864.

4930
T.3

Les ponts en maçonnerie

Pl. XLIII.



PONT PROJÉTTE D'UNE ARCHÉ DE 61. PIEDS D'OUVERTURE
pour être exécuté sur un des bras de la Seine à Melun .

Guide pour l'utilisation
du programme VOÛTE

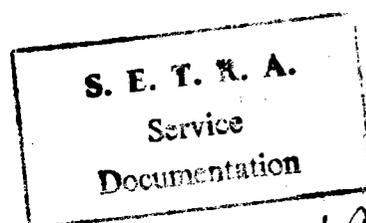
MINISTERE DES TRANSPORTS

DIRECTION DES ROUTES

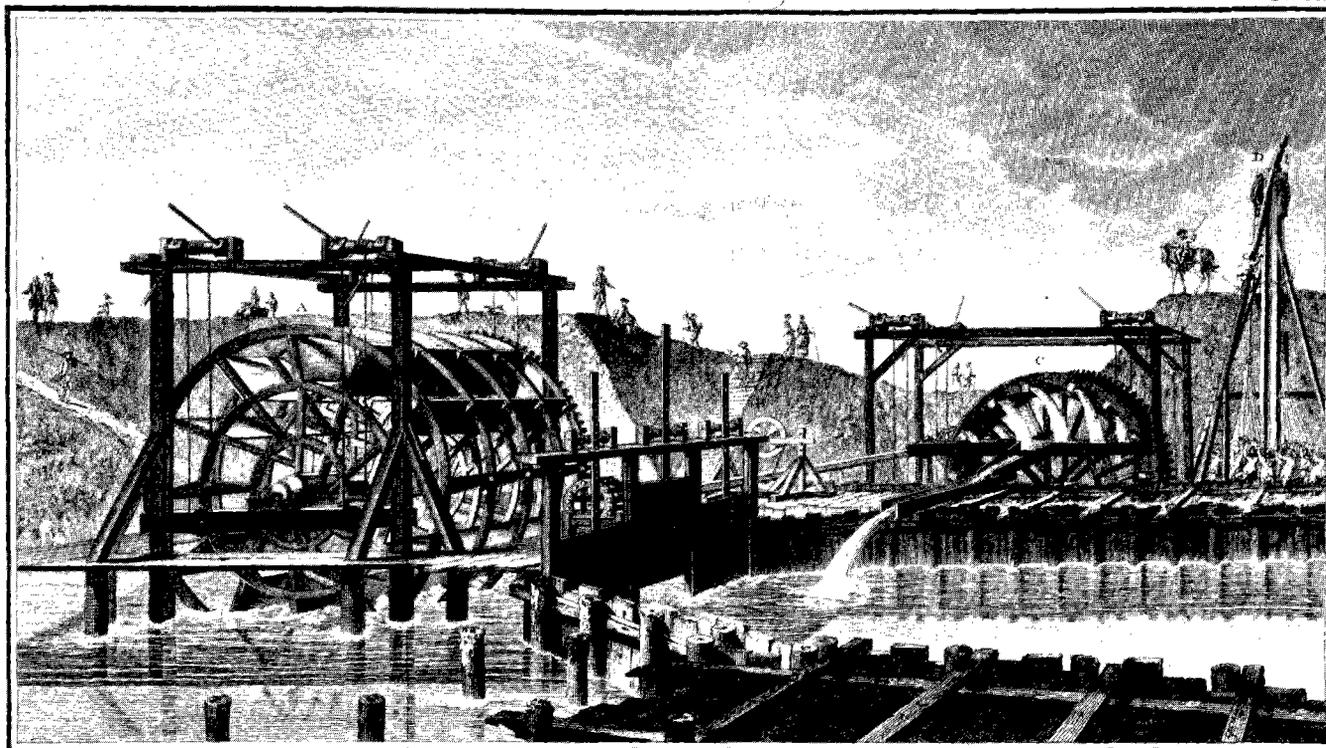
244, Bd. Saint - Germain - 75775 PARIS-CEDEX 16 .

Les ponts en maçonnerie

**Guide pour l'utilisation
du programme VOÛTE**



4930
Juin 1982



LE
VUE DES TRAVAUX DU PONT DE NEULLY,

Epuisement des eaux pour la fondation de la 2^e Pile du côté de Courbevoie.

A. Roue à Aubé
avec son volant.
B. Support du grand atèle

C. Roue à Godets.
D. Sennet battant les Ploux
de la 2^e Pile.

Le présent document a été rédigé par **Jean-Michel DELBECQ**, Ingénieur des Ponts et Chaussées.

Sa présentation a été assurée par :

- * **Gérard DELCAMBRE**
- * **Annie GUILLEMEAU**
- * **Anita VOITUS**

Les photos de ce document sont extraites, grâce à l'amabilité du Centre de Documentation Pédagogique de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, du livre :

"Description des projets et de la construction des ponts de NEULLY, de MANTES, d'ORLÉANS, et autres ; du projet du Canal de Bourgogne pour la communication des deux mers par DIJON et de celui de la conduite des eaux de l'Yvette et de Bièvre à PARIS, en soixante-sept planches".

"Approuvé par l'Académie Royale des Sciences".

"Dédié au Roi par M. PERRONET, Chevalier de l'Ordre du Roi, Son Architecte et Premier Ingénieur des Ponts et Chaussées, des Académies Royales des Sciences de PARIS, STOCKOLM, etc ... (Tome Premier, 1782)".

Ces photos ont été réalisées par "l'Atelier Dubure Photo".

S O M M A I R E

<u>AVANT-PROPOS</u>		1
<u>CHAPITRE 1</u>	LES PRODUITS DU PROGRAMME VOÛTE	5
<u>CHAPITRE 2</u>	LE BORDEREAU DES DONNÉES	6
2.1.	Titres du calcul	7
2.2.	Les données géométriques	7
2.2.1.	Principe	7
2.2.2.	Mode d'introduction des données géométriques	10
2.2.3.	Coefficient de réduction d'épaisseur	16
2.3.	Les données de résistance	16
2.3.1.	Principe	16
2.3.2.	Exemples	17
2.4.	Les données du chargement	18
2.4.1	Principe	18
2.4.2.	Mode d'introduction des données du chargement	18
2.4.3.	Coefficients de pondération des actions	25
2.5.	Les données du calcul	26
<u>CHAPITRE 3</u>	NOTE DE CALCUL COMMENTÉE	26
<u>CHAPITRE 4</u>	MODÈLE D'APPLICATION	83
4.1.	Description de l'ouvrage	83
4.2.	Les combinaisons d'actions à étudier	83
4.3.	Le bordereau des données	88

4.4.	Les résultats du calcul	91
4.5.	Analyse de la stabilité de la pile et des culées	92

<u>ANNEXE AU CHAPITRE 4</u>	PRÉSENTATION DES CALCULS DE STABILITÉ DU MODÈLE D'APPLICATION	99
-----------------------------	--	----

AVANT - P R O P O S

Les ponts en maçonnerie constituent la majeure partie de notre patrimoine en Ouvrages d'Art tant par leur nombre (les plus récentes enquêtes montrent qu'ils représentent environ 80 % des ouvrages ayant une portée supérieure à 2 m) que par leur valeur historique et architecturale. Ce sont des ouvrages anciens (ils ont pour la plupart plus d'un siècle d'âge) aux caractéristiques géométriques limitées et souvent insuffisantes, auxquels les Gestionnaires sont tentés de prêter une solidité à toute épreuve sans s'en assurer, faute de savoir le faire. C'est à eux en particulier que l'on s'adresse en dernier recours pour le passage d'un convoi exceptionnel, de préférence à des ouvrages plus modernes.

Cette confiance est-elle justifiée ? Elle repose sur l'idée que dans un pont en maçonnerie, la charge permanente est nettement supérieure aux charges routières même exceptionnelles et que les désordres les plus graves ne proviennent que de leurs fondations. Si cette dernière affirmation est souvent vérifiée (et des exemples récents la confirment), il ne faut cependant pas en conclure qu'un tel ouvrage peut supporter n'importe quelle charge. Un pont, même en maçonnerie ne vieillit bien que s'il est entretenu et que si son étanchéité reste intègre. SÉJOURNÉ écrivait dans son oeuvre, "Grandes Voûtes" : "on peut croire impérissable un pont en maçonnerie bien fondé, en bons matériaux, avec une bonne chape bien protégée". Le défaut de la cuirasse apparaît là : le mauvais étanchement des ouvrages, soit par mauvaise conception, soit par entretien insuffisant ou inexistant, affaiblit la capacité portante de ces ouvrages par disparition ou désagrégation des joints de mortiers. Ce phénomène est aggravé par les effets du trafic moderne : circulation lourde, intensive qui sollicite de façon dynamique les structures et les matériaux. Bien plus, même lorsqu'il a bien vieilli, un pont en maçonnerie ne peut pas recevoir sans une étude préalable une charge lourde. Ce ne sont pas tous des ouvrages massifs, le matériau maçonnerie n'a pas des capacités de résistance illimitées, leurs fondations ne sont pas inébranlables et les modifications géométriques qu'on leur impose pour répondre aux besoins de la circulation moderne les soumettent à des modes de fonctionnement nouveaux et à des contraintes supplémentaires. De fait, il s'avère que, en utilisant des coefficients de sécurité raisonnables, nombre d'ouvrages semblent à la limite de leurs capacités de résistance. SÉJOURNÉ écrivait aussi : "Il est quelquefois permis d'être hardi, même très hardi : mais il faut savoir qu'on l'est". Il faut donc, au moins dans les cas suivants, s'assurer de la marge de sécurité présentée par un pont en maçonnerie :

- Autorisation de passage d'un convoi exceptionnel.
- Modification sensible de la nature du trafic empruntant l'ouvrage (exemple : ouverture d'une carrière à proximité).
- Modernisation de l'ouvrage par élargissement.
- Ouvrage présentant des désordres de fondations et/ou de structure.

Ce problème n'est pas simple et lorsqu'on l'aborde, on est amené à se poser les questions suivantes :

- * Quelle est la géométrie de la structure et plus précisément de la partie résistante de la structure ?
- * Quelles sont les capacités de résistance du (ou des) matériau (x) la constituant ?
- * Quel est le chargement appliqué à la structure ?
- * Comment évaluer la stabilité, c'est-à-dire à la fois comment modéliser la structure et quelle méthode de calcul employer ?
- * Quelle marge de sécurité adopter sur ce calcul, c'est-à-dire que vaut la connaissance que l'on a de l'ouvrage, que vaut sa modélisation, que vaut la méthode de calcul ?

Pour tenter de répondre à ces questions, au moins partiellement, trois documents ont été rédigés qui ont pour thèmes :

- * Historique et constitution des ponts en maçonnerie.
- * Evaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie par la théorie du calcul à la rupture.
- * Guide pour l'utilisation du programme VOÛTE en vue de la détermination de la stabilité des ponts en maçonnerie.

Ces documents, regroupés sous le titre général "Constitution et Stabilité des ponts en maçonnerie" constituent une présentation (non exhaustive) de quelques aspects de la morphologie et du fonctionnement des ponts en maçonnerie directement utiles à l'évaluation de leur stabilité. Toutefois, on s'est attaché à rédiger chacun d'eux, de façon à les rendre aussi indépendants que possible (1), leur thème leur conférant un intérêt propre.

Le premier document "Historique et Constitution" est consacré à la description des notions utiles à la résolution du problème de l'évaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie. Il présente leur structure, leur fonctionnement et quelques phénomènes pathologiques susceptibles de les affecter. Un bref historique constitue en outre une introduction aux théories modernes de calcul de la maçonnerie.

Le deuxième document est consacré à l'exposé théorique de l'évaluation de la stabilité des ponts en maçonnerie, telle qu'on peut la formuler de nos jours dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture et des méthodes semi-probabilistes (états limites avec coefficients partiels de sécurité).

(1) **NOTA** : Les références entre les trois documents indiquent le numéro du document concerné (I, II, ou III, correspondant à l'ordre de présentation ci-dessus).

Le présent document constitue le guide d'utilisation de l'outil du programme informatique qui a été élaboré pour mettre en oeuvre cette méthode. Le mode d'introduction des données d'un calcul, une note de calcul commentée et un exemple d'application complet y sont exposés.

Tous les problèmes ne sont évidemment pas abordés dans ces documents et de nombreuses recherches restent encore à mener pour lever les incertitudes qui pèsent sur le calcul des ouvrages en maçonnerie.

- . Les hypothèses faites sur les caractéristiques de l'ouvrage (géométrie interne, matériaux) ont une influence considérable sur les résultats. Il importe de rechercher des procédés simples pour déterminer la géométrie de la voûte et d'étudier le matériau maçonnerie (il faut entendre ici les propriétés mécaniques de la maçonnerie telle qu'on la rencontre dans les ouvrages et non de la maçonnerie "idéale" en Laboratoire).
- . L'évaluation de la stabilité est faite en considérant une partie active, résistante, la voûte, soumise à son poids propre, aux charges permanentes provenant du reste de l'ouvrage considéré comme passif et aux charges routières. Quelle peut être la marge supplémentaire de sécurité (ou le supplément de capacité portante) apportée par les murs de tête, par le remplissage surmontant la voûte ?

Le calcul qui est présenté est un calcul plan : on ne considère pas les effets de la répartition transversale des charges si ce n'est d'une façon forfaitaire et très simpliste (souvent justifiée).

- . La méthode de calcul utilisée fournit une valeur par excès de la capacité portante de l'ouvrage. Comment évaluer cet excès ?

Voilà autant de points d'interrogation sur la structure d'un pont en maçonnerie et son comportement sans compter ceux qui se posent sur les fondations pour lesquels toute la théorie est à bâtir. La méthode proposée ici ne prétend pas éluder ces problèmes mais elle les "cache" humblement dans un coefficient égal à 3 : jusqu'à ce que l'on ait une meilleure connaissance de ces ouvrages, pour évaluer la stabilité des voûtes, accepter, malgré ses insuffisances, cette approche, c'est ce que ces documents proposent aux Gestionnaires d'un patrimoine inestimable.

La gestion du programme **VOÛTE** est assurée par MM. DELBECQ, Ingénieur des Ponts et Chaussées et MICHOTEY, Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat.

Les demandes de calcul sont à adresser à leur attention, accompagnées d'un bordereau de données établi sur papier libre, à l'adresse suivante :

S.E.T.R.A.
Département des ouvrages d'art
Division E.T.G.O.T. - Arrondissement T3
46, Avenue ARISTIDE BRIAND
B.P. 100 92223 BAGNEUX

Si nécessaire, à cette demande pourront être jointes toutes pièces utiles à la bonne définition du calcul (plans en particulier).

LE PROGRAMME DE CALCUL "VOÛTE"

Le programme de calcul VOÛTE mis au point au S.E.T.R.A. est la transcription directe en langage informatique de la théorie présentée dans le document "Évaluation de la stabilité" en son chapitre 1 (II - 1). Nous présenterons ici :

- les produits du programme,
- le mode d'entrée des données,
- une note de calcul commentée,
- un exemple d'application complet (voûtes et appuis).

1. Les produits du programme VOÛTE

Le programme VOÛTE permet l'analyse de la stabilité des voûtes en maçonnerie, renforcées ou non par une coque en béton projeté par en-dessous ou en béton par au-dessus, dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture.

Pour une voûte dont :

- la géométrie satisfait à quelques conditions restrictives présentées au 2.,
- la résistance à la compression peut être variable dans le sens longitudinal et même dans l'épaisseur (cas d'une coque de renforcement en béton projeté ou d'un renforcement par dessus l'extrados),
- le chargement est constitué du poids propre, des remblais et de forces concentrées ou réparties quelconques, à l'exclusion de forces horizontales dirigées vers les naissances (cette exclusion est théorique et n'empêche pas le fonctionnement du programme),

le programme fournit :

1. Un découpage de la voûte par une famille de joints ou de sections aussi régulière que possible.
2. Les valeurs des efforts extérieurs appliqués sur chaque voussoir et sur chaque joint, par type de charge et pour le chargement complet.
- 3a. Dans le cas d'un problème symétrique (c'est-à-dire à géométrie symétrique et à chargement disposé symétriquement),
 - le domaine (z, H) des lignes de centres de pression internes et partout compressives et en particulier les lignes dites caractéristiques de ce domaine, de poussée ou de côte extrême, (Cf. II-1.2.4.2.).

- le coefficient de rupture et la ligne "optimale" respectant au mieux le critère de traction-compression, c'est-à-dire qui, tout en respectant le critère de traction "orée" des contraintes normales de compression les plus faibles possible (Cf. II - 1.2.5.: c'est la ligne qui correspond au minimum de $\lambda \sigma_n(z, H, V)$),
- les lignes dites caractéristiques, de poussée ou de côte extrême, du domaine (z, H) représentant les lignes respectant en tout point le critère de traction-compression (Cf. II - 1.2.5.).

3b. Dans le cas d'un problème dissymétrique :

- Les lignes dites caractéristiques, de poussée ou de côte extrême, du domaine (z, H, V) des lignes de centres de pression internes et partout compressives (Cf. II - 1.2.4.2.),
- le coefficient de rupture et la ligne "optimale" respectant au mieux le critère de traction-compression (Cf. II - 1.2.5.).

4. La description des lignes caractéristiques calculées, vis-à-vis soit du critère de traction seul soit du critère de traction-compression. Cette description est rattachée à la famille de joints choisie et donne les réactions d'appui, l'inclinaison maximale sur les joints, le taux de compression maximal et les joints "faibles" ou encore les plus sollicités. On peut donc vérifier si le critère de glissement est respecté ou non (ce critère n'est pas pris en compte directement dans le calcul).

Les résultats du programme sont donnés pour une "tranche" de voûte de 1 m de largeur.

Les résultats de types 1 et 2 sont fournis avec l'intention de donner la possibilité au projeteur de vérifier manuellement la note de calcul, si le besoin s'en faisait sentir.

2. Le bordereau des données

Le bordereau des données est organisé en cinq parties :

- la donnée des titres du calcul,
- les données géométriques,
- les données de résistance,
- les données du chargement,
- les données du calcul.

Le mode d'introduction des données en machine est un mode par commandes, obéissant à une syntaxe simple et utilisant le format libre. Nous ne donnons ici que les instructions nécessaires pour que le client puisse définir le problème. Le bordereau qui en résulte est très proche du fichier de données effectivement utilisé. Un exemple en est donné au 4.3. La syntaxe est telle qu'elle ne justifie par l'édition d'un cadre type de ce bordereau. L'utilisateur l'écrit sur papier libre. Les unités sont livres à l'exception des angles exprimés en degrés. (Exemple = 62,35°). L'utilisateur prendra garde d'avoir un jeu de données défini avec des unités cohérentes entre elles.

2.1. Titres du calcul

On distingue deux types de titres qui sont facultatifs mais bien entendu souhaitables pour la lisibilité du listage des résultats.

- . Le premier titre est le titre général, correspondant par exemple au nom de l'ouvrage et à sa localisation ainsi qu'à l'objet du calcul. Il est constitué de deux groupes de 40 caractères au maximum (blancs compris).
- . Le deuxième titre est associé à chaque chargement étudié. Il est constitué d'un groupe de 40 caractères au maximum (blancs compris).

EXEMPLE

TITRE GENERAL :

PONT DE GIGNAC SUR L'HERAULT

VERIFICATION SOUS CONVOI EXCEPTIONNEL

TITRE DU CHARGEMENT :

CONVOI 400 T A LA CLE

2.2. Les données géométriques

2.2.1. Principe

Elles servent à définir les courbes d'intrados et d'extrados de la voûte ainsi que la famille \mathcal{F} de sections de calcul.

a) - Géométrie des courbes d'intrados et d'extrados

Pour cette définition, on décompose la voûte en deux demi voûtes, limitées par la section de clé et baptisées demi voûtes de droite et de gauche.

Les coordonnées sont définies dans un repère orthonormé, la section de clé (qui est verticale) ayant une abscisse nulle et l'axe des ordonnées étant dirigé vers le haut (Figure 1). Il sera commode de choisir l'origine du repère telle que les ordonnées soient toutes positives.

La définition des caractéristiques géométriques d'une demi-voûte est précédée de la donnée de son "nom" (Droite ou Gauche) sauf lorsque la voûte est symétrique auquel cas on ne définit qu'une demi-voûte. Pour sa définition, la demi-voûte de gauche est "symétrisée" par rapport à l'axe des ordonnées, autrement les abscisses de ses points sont positives (Figure 2).

Une courbe d'intrados ou d'extrados est constituée d'un certain nombre de courbes élémentaires "accolées" les unes à la suite des autres. Le programme prévoit la possibilité de décrire cette courbe par 50 courbes élémentaires au maximum, chacune de ces courbes élémentaires pouvant être

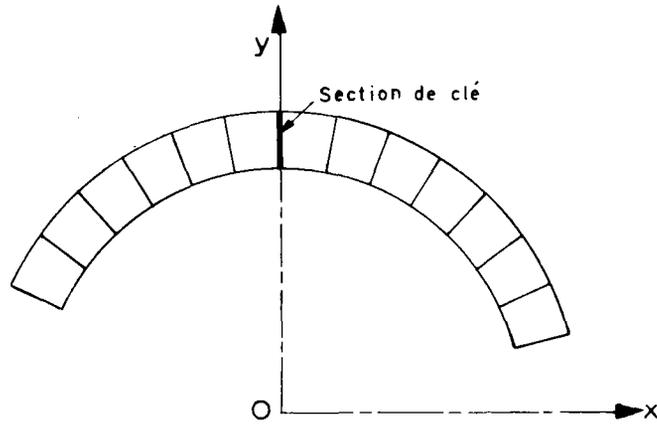
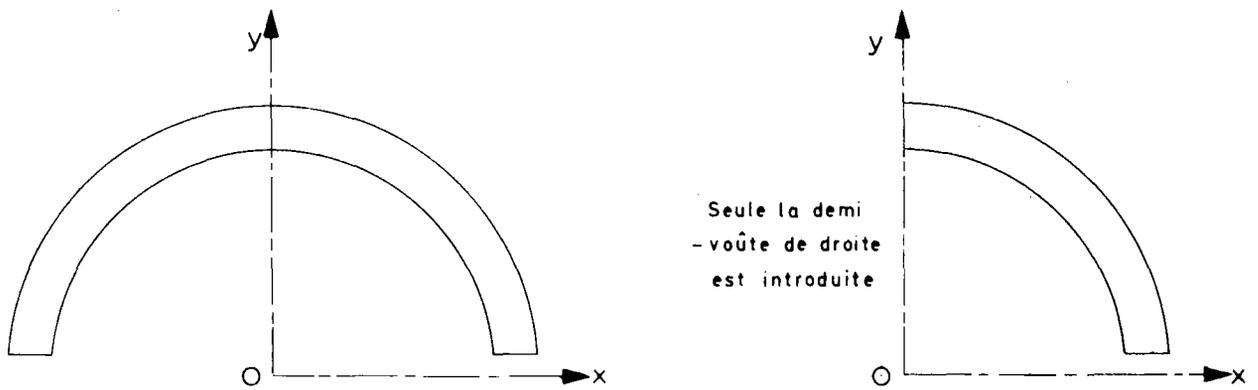
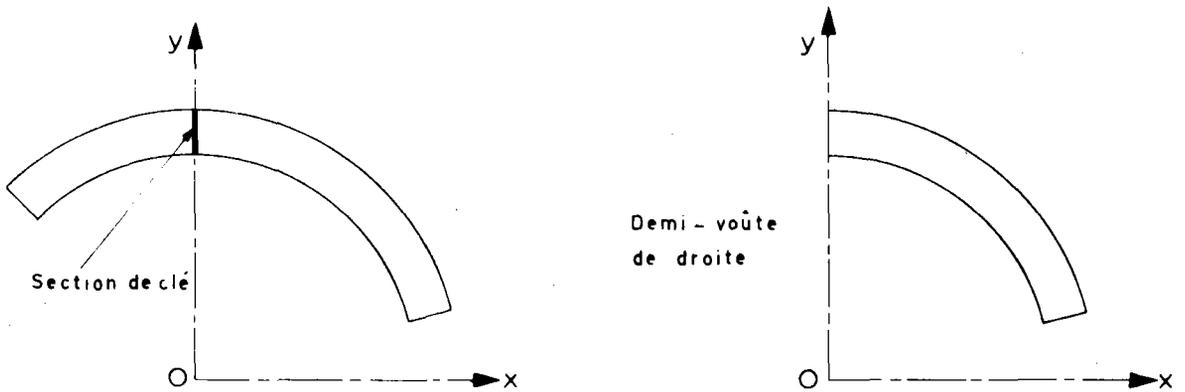


FIGURE 1 : Définition de la géométrie dans le repère (Ox, Oy)



Cas d'une voûte symétrique



Cas d'une voûte dissymétrique

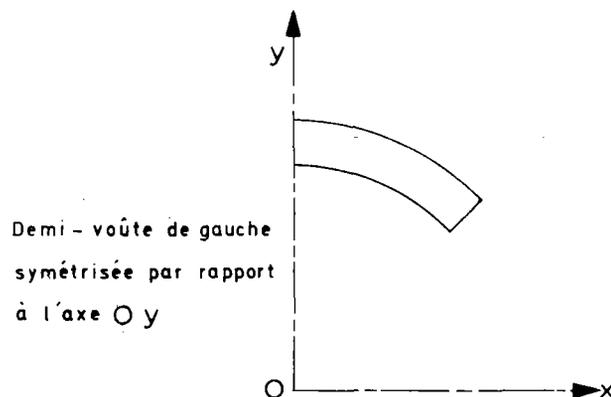


FIGURE 2 : Introduction des données géométriques par demi-voûte

un arc de cercle, un arc d'ellipse, un arc de parabole ou un segment de droite. Dans le cas où la courbe a une équation compliquée ou dans le cas où on ne connaît la voûte que par un levé de points, on peut rentrer la courbe point par point, deux points successifs étant reliés par un arc de cercle ou un segment de droite (au choix de l'utilisateur).

Les restrictions apportées à la définition de ces courbes sont les suivantes :

.Pour les courbes d'intrados, la concavité doit avoir un signe constant (pas d'inversion de courbure).

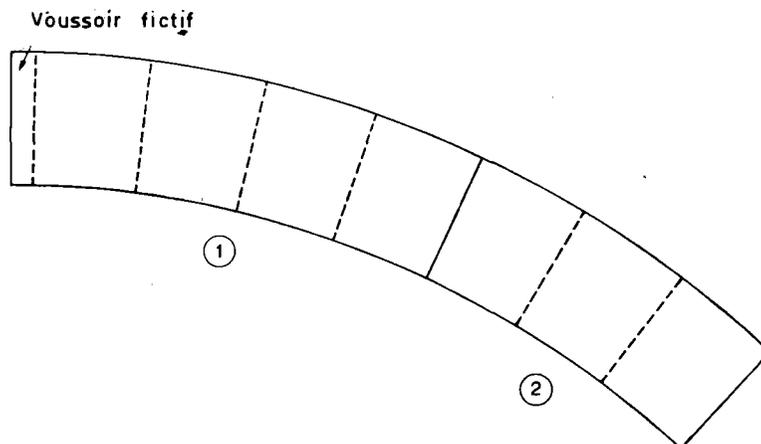
.Pour les courbes d'intrados et d'extrados, les points doivent avoir une ordonnée inférieure à celle du point situé dans la section de clé.

.Dans le cas d'arc de cercle ou d'arc d'ellipse pris comme courbe élémentaire, l'ouverture angulaire est inférieure ou égale à $\pi/2$.

b) - Découpage en sections

Il faut indiquer le nombre de voussoirs ou blocs souhaités pour chaque courbe élémentaire de l'intrados.

Précisons cependant le point de détail suivant. Pour des raisons propres à la méthode de calcul employée, le programme crée une section très proche de la section de clé. Le nombre de voussoirs de la première courbe élémentaire est alors égal au nombre demandé en tenant compte de ce voussoir n° 1 dit "fictif" (Figure 3).



① 1ere Courbe élémentaire : Nombre de voussoirs demandés 5

② 2eme Courbe élémentaire : Nombre de voussoirs demandés 3

FIGURE 3 : Découpage en voussoirs

L'utilisateur cherchera à obtenir un découpage aussi régulier que possible sur toute la courbe d'intrados, la régularité n'étant programmée que sur chaque courbe élémentaire. Toutefois, il peut être intéressant d'affiner le maillage dans certaines zones.

Nous avons vu que plus le nombre de sections est important, plus la valeur du coefficient de rupture sera faible mais il est clair que le temps calcul sera plus long. Un compromis doit être trouvé. Nous conseillons, pour les problèmes courants, de limiter le nombre de voussoirs à 25, des résultats très corrects étant obtenus avec 10 à 15 voussoirs par demi-voûte.

Trois types de découpage sont prévus :

- sections normales à l'intrados ou joints,
- sections horizontales,
- sections verticales.

.Les joints sont les sections normalement utilisées en partie courante d'une voûte. Notons toutefois que la section de clé est toujours verticale.

.Les sections horizontales sont utilisées dans les fûts de piles.

.Les sections verticales peuvent être utilisées également mais leur utilisation doit rester exceptionnelle (problèmes particuliers ou voûtes très surbaissées).

On prendra garde que la section des naissances peut ne pas respecter le type demandé. En effet, le calcul prend en compte les points d'extrémité de l'intrados et de l'extrados donnés par l'utilisateur : le segment joignant ces deux points ne respecte pas nécessairement le type prévu.

En outre si le point d'extrémité de l'extrados se trouve à gauche de la section menée à partir du point d'extrémité de l'intrados de telle sorte que l'on ne puisse pas découper la voûte avec le nombre prévu de voussoirs, le jeu de données est rejeté.

Ce découpage est utilisé pour le calcul de stabilité proprement dit. Le programme définit un autre découpage plus fin, obtenu en "tronçonnant" chaque voussoir : ce découpage est utilisé pour le calcul des efforts appliqués.

2.2.2. Mode d'introduction des données géométriques

Cette partie correspond au chapitre "GÉOMÉTRIE" du bordereau des données.

Pour une demi-voûte, on décrit les courbes élémentaires d'intrados puis d'extrados, depuis la section de clé jusqu'aux naissances.

Pour chaque courbe, les données sont les suivantes :

.à l'intrados,

- la nature de la courbe,
- le nombre de voussoirs,
- le type des sections,
- le type des données,
- les données géométriques,

.à l'extrados,

- la nature de la courbe,
- le type des données,
- les données géométriques.

Nous reprenons ci-dessous ces données une par une.

a) Nature de la courbe

Elle est donnée en clair (caractères alphanumériques). Quatre possibilités sont offertes :

CERCLE

ELLIPSE

PARABOLE

PIEDROIT (segment de droite)

Ces "mots-clés" sont qualifiés par 1 à 3 paramètres (n_1 , n_2 , n_3) suivant les cas, explicités en b, c et d.

b) Nombre de voussoirs n_1

Il permet de définir le découpage de la voûte, de façon à obtenir des voussoirs aussi égaux que possible par courbes élémentaires (en fait la régularité porte sur les cordes de la courbe d'intrados). Ce paramètre n'existe que pour les courbes d'intrados. C'est un entier inférieur ou égal à 200. En outre, le nombre total de voussoirs ne doit pas excéder 200 par demi-voûte. Ce nombre suit immédiatement le mot-clé de la courbe (séparé d'au moins un blanc).

c) Type des sections n_2

Ce paramètre n'existe que pour les courbes d'intrados. C'est un entier qui suit, séparé d'au moins un blanc, le nombre de voussoirs. Sa signification est la suivante :

0 Section normale à l'intrados

1 Section horizontale

2 Section verticale

Le lecteur se reportera au 2.2.1.b pour la définition de ce paramètre.

d) Type des données n_3 et données géométriques

Il s'agit d'un paramètre entier qui suit, séparé d'au moins un blanc, le type des sections. Il permet de définir le mode de description de la courbe élémentaire introduite en donnée. Pour l'instant, dans le cas d'une ellipse ou d'une parabole, ce paramètre ne peut prendre que la valeur 1 puisque une seule méthode de définition de ces courbes est programmée. Par contre, plusieurs façons simples de définir un cercle ou un segment de droite sont prévues. La signification de n_3 est alors donnée ci-dessous.

d1) Cas d'un arc de cercle

$$* \underline{n_3 = 1}$$

L'arc de cercle est défini par les coordonnées de son centre XC, YC, son rayon R, les angles polaires α_0 et α_f de ses extrémités repérées par rapports à la verticale (ascendante). Les angles sont comptés positivement dans le sens des aiguilles d'une montre. La ligne de données suivante comprend 5 valeurs écrites en format libre :

XC YC R α_0 α_f

NOTA : les angles sont donnés en degrés décimaux.

$$* \underline{n_3 = 10}$$

L'arc de cercle est défini par les coordonnées de son point final X_f , Y_f . Le programme effectue alors le raccordement avec la courbe élémentaire précédente. Ce type de données ne peut donc pas être utilisé pour la première courbe élémentaire. La ligne de données suivante comprend deux valeurs écrites en format libre :

X_f Y_f

Ce type de données est utile pour la définition de la voûte point par point.

$$* \underline{n_3 = 20}$$

L'arc de cercle est alors la première courbe élémentaire et il a une tangente horizontale dans la section de clé. Il est défini par les coordonnées de ses points extrémités X_0 , Y_0 et X_f , Y_f . La ligne de données suivante comprend quatre valeurs écrites en format libre :

X_0 Y_0 X_f Y_f

$$* \underline{n_3 = 30}$$

L'arc de cercle est défini par les coordonnées de 3 points X_1 , Y_1 , X_2 , Y_2 , X_3 , Y_3 . La ligne de données suivante comprend six valeurs écrites en format libre :

X_1 Y_1 X_2 Y_2 X_3 Y_3

Les valeurs suivantes de n_3 sont réservées aux courbes élémentaires de l'extrados. Il est parfois plus facile de connaître l'épaisseur de la voûte en certains points que d'obtenir la courbe d'extrados. Dans ce cas, l'utilisateur aura recours à ces valeurs. Le principe en est le suivant : on donne l'épaisseur E mesurée selon la section choisie (normale, horizontale ou verticale) de la voûte au point d'intrados d'abscisse X et le programme détermine les coordonnées du point d'extrados correspondant.

* $n_3 = 11$

L'arc de cercle est défini par une épaisseur E au point d'intrados d'abscisse X (Cf. $n_3 = 10$). La ligne de données suivante comprend deux valeurs écrites en format libre :

X E

* $n_3 = 21$

L'arc de cercle à tangente horizontale dans la section de clé est défini par son épaisseur à la clé E_0 et son épaisseur E_1 au point d'intrados d'abscisse X_1 (Cf. $n_3 = 20$). La ligne de données suivante comprend trois valeurs écrites en format libre :

E_0 X_1 E_1

* $n_3 = 31$

L'arc de cercle est défini par 3 épaisseurs E_1, E_2, E_3 , aux 3 points d'intrados d'abscisses X_1, X_2, X_3 , (Cf. $n_3 = 30$). La ligne de données suivante comprend six valeurs écrites en format libre :

X_1 E_1 X_2 E_2 X_3 E_3

REMARQUE : Lorsque n_3 n'est pas égal à 1, le programme fournit en sortie les caractéristiques classiques (centre, rayon, angles polaires du cercle) dans la rubrique "Courbes traitées" (Cf. note de calcul commentée).

d2) Cas d'un segment de droite

* $n_3 = 10$

Le segment de droite est défini par les coordonnées de son point final X_f, Y_f . Le programme effectue alors le raccordement avec la courbe élémentaire précédente. Ce type de données ne peut donc pas être utilisé pour la première courbe élémentaire. La ligne de données suivante comprend deux valeurs écrites en format libre :

X_f Y_f

* $n_3 = 20$

Le segment de droite est défini par les coordonnées de ses points extrêmes X_0, Y_0, X_f, Y_f . La ligne de données suivante comprend quatre valeurs écrites en format libre :

X_0 Y_0 X_f Y_f

Les valeurs suivantes de n_3 sont réservées aux courbes élémentaires d'extrados car elles utilisent la donnée de l'épaisseur. Leur signification est immédiate (Cf d1).

$$* \underline{n_3 = 11}$$

Le segment de droite est défini par l'épaisseur E au point d'intrados d'abscisse X (Cf. $n_3 = 10$). La ligne des données suivante comprend deux valeurs écrites en format libre :

X E

$$* \underline{n_3 = 21}$$

Le segment de droite est défini par les épaisseurs E_0 , E_f aux points d'intrados d'abscisses X_0 et X_f (Cf. $n_3 = 20$). La ligne de données suivante comprend quatre valeurs écrites en format libre :

X_0 E_0 X_f E_f

d3) Cas d'un arc d'ellipse

Le type de données est à cette date unique ; le paramètre n_3 vaut 1. L'ellipse est définie par les coordonnées de son centre XC, YC, ses axes A et B, les angles polaires α_0 et α_f de ses extrémités (mêmes conventions que pour l'arc de cercle). L'angle polaire α correspond à la définition de l'ellipse par les équations paramétriques $X = A \sin \alpha + XC$, $Y = B \cos \alpha + YC$. La ligne de données suivante comprend six valeurs écrites en format libre.

XC YC A B α_0 α_f

d4) Cas d'un arc de parabole

Le type de données est à cette date unique : le paramètre n_3 vaut 1. On s'est limité aux paraboles d'équation :

$$Y = Y_0 - K X^2$$

L'arc de parabole est défini par l'ordonnée à l'origine Y_0 , le paramètre K, les abscisses X_1 et X_2 de ses points extrémités. La ligne de données suivante comprend quatre valeurs écrites en format libre :

Y_0 K X_1 X_2

d5) Exemples

Voici quelques exemples de jeux de données géométriques :

.Cas d'une voûte symétrique (Figure 4)

<u>INTRADOS</u>	CERCLE	11	0	1
	0.	0.	5.	0. 60.
	PIEDROIT	5	0	10
	5.775	0.		
<u>EXTRADOS</u>	CERCLE	1		
	0.	-3.333	9.333	0. 60.
ou <u>EXTRADOS</u>	CERCLE	21		
	1.	5.775	2.665	

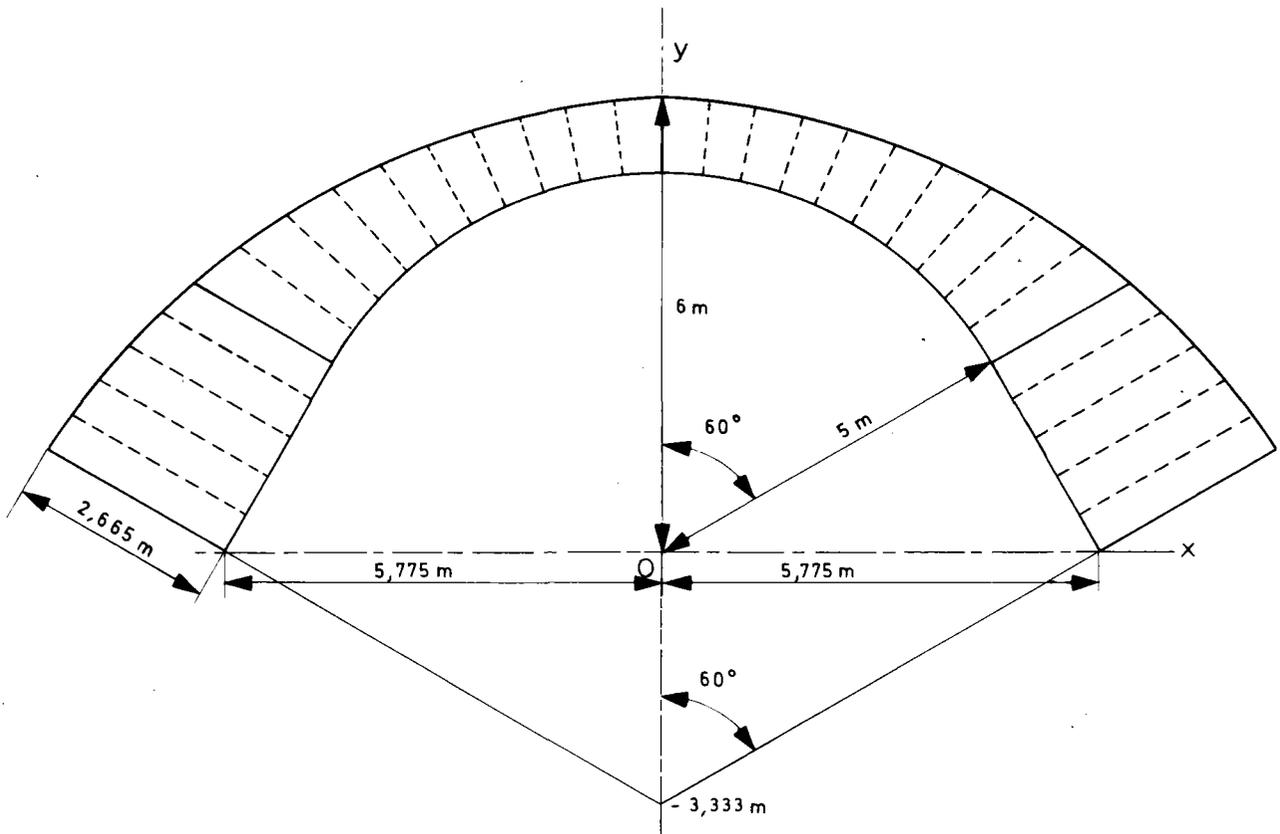


FIGURE 4 : Exemple de géométrie symétrique

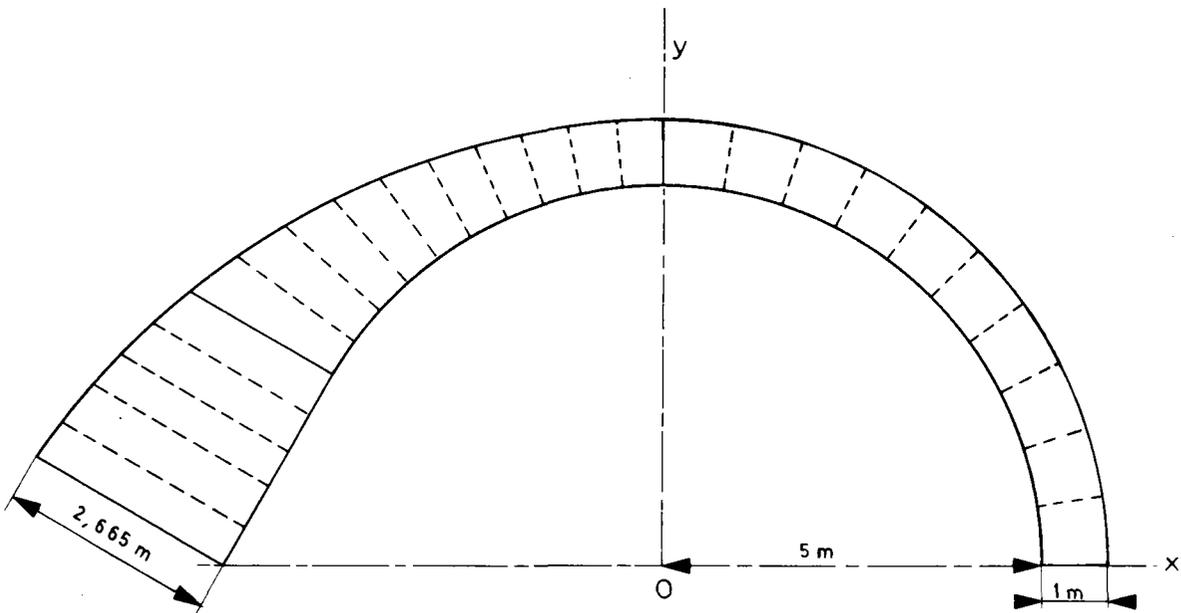


FIGURE 5 : Exemple de géométrie dissymétrique

Cas d'une voûte dissymétrique (Figure 5)DROITE

INTRADOS CERCLE 11 0 20
0. 5. 5. 0.

EXTRADOS CERCLE 1
0. 0. 6. 0. 90.

GAUCHE

INTRADOS CERCLE 11 0 1
0. 0. 5. 0. 60.

PIEDROIT 5 0 10
5.775 0.

EXTRADOS CERCLE 21
1. 5.775 2.665

2.2.3. Coefficient de réduction d'épaisseur

Si l'on souhaite réduire l'épaisseur de la voûte, on porte le mot-clé "RÉDUCTION D'ÉPAISSEUR" après avoir défini cette géométrie et on le fait suivre sur la ligne suivante de sa valeur, écrite en format libre. Elle est généralement comprise entre 0,9 et 1. Par défaut, ce coefficient est pris égal à 1.

Entre deux calculs successifs, le coefficient de réduction d'épaisseur est conservé sauf si on déclare une nouvelle valeur.

2.3. Les données de résistance

Cette partie correspond au chapitre "RÉSISTANCE" du bordereau des données.

2.3.1. Principe

Le principe d'introduction des données est le même que pour la géométrie. La décomposition en deux demi-voûtes est conservée et on indique la demi-voûte sur laquelle on travaille par DROITE ou GAUCHE sauf si la voûte est symétrique en géométrie et en résistance.

La résistance de la maçonnerie est définie par joints. Deux cas peuvent se présenter :

- ou bien la résistance est constante sur l'épaisseur du joint : on ne donne que cette résistance avec le mot-clé MAÇONNERIE,
- ou bien on rencontre deux zones de résistances différentes. C'est le cas lorsque l'on a affaire à une coque de béton projeté ou à un renforcement par en-dessus. On indique alors, outre la résistance de la zone supérieure repérée par le mot-clé MAÇONNERIE, l'existence d'une seconde zone, son épaisseur et sa résistance avec le mot-clé COQUE.

Les mots-clés sont suivis de paramètres entiers n_1 , n_2 , n_3 , au nombre maximum de 3, indiquant les joints concernés par les mêmes valeurs de résistance.

. n_1 est le numéro du premier joint,

. n_2 est le numéro du dernier joint,

. n_3 est le pas de description.

Les joints concernés ont alors pour numéros n_1 , $n_1 + n_3$, $n_1 + 2n_3$,, n_2 .

.Si le mot-clé n'est suivi d'aucun paramètre, alors la résistance est homogène dans la voûte.

.Si n_3 est omis, le pas de description est pris égal à 1.

REMARQUE : Dans le cas où la résistance n'est pas homogène (cas rare), il convient de connaître la numérotation des joints. Elle s'obtient à partir des données de la géométrie. L'utilisateur ne tiendra pas compte de l'existence du joint fictif et par conséquent assignera au joint de clé le numéro 1.

2.3.2. Exemples

.Cas d'une voûte symétrique de résistance homogène

MAÇONNERIE

2500. valeur de la résistance (en t/m^2 par exemple).

S'il existe une coque en béton projeté d'épaisseur constante 0,15 m et de résistance 25000 t/m^2 , on ajoute :

COQUE

25000. 0.15

.Cas d'une voûte dissymétrique

On suppose que la demi-voûte de droite a 15 voussoirs y compris le voussoir fictif et la demi-voûte de gauche 10 voussoirs y compris le voussoir fictif. La résistance est homogène du joint de clé au joint 10 à droite, du joint de clé au joint 10 à gauche. Le jeu de données est le suivant :

DROITE

MAÇONNERIE 1 10 (1) (facultatif)

2500.

MAÇONNERIE 11 15

2000.

GAUCHE

MAÇONNERIE (1) (10) (1) (facultatifs)

2500.

2.4. Les données du chargement

Cette partie correspond au chapitre "CHARGEMENT" du bordereau des données.

2.4.1. Principe

Le principe de l'introduction par demi-voûte est conservé : on indique la demi-voûte sur laquelle on travaille par DROITE ou GAUCHE sauf si la voûte et le chargement sont symétriques.

Par ailleurs, afin d'éviter la répétition des données lorsque l'on passe d'un chargement à un autre, les données de chargement sont mises en mémoire. On indique alors par un mot-clé si l'on souhaite supprimer ou modifier une charge déjà introduite, ajouter une charge aux charges déjà introduites ou redéfinir tout le chargement.

Les charges sont classées en cinq types : poids propre, remblais, forces concentrées, forces réparties et forces exceptionnelles. L'introduction du type "exceptionnelle" est nécessitée par l'utilisation de coefficients de sécurité partiels spécifiques pour ce type de charge. Le nombre maximal de charges de chacun des quatre derniers types est de 50 par demi-voûte.

Enfin, l'utilisateur définit la combinaison des actions ainsi introduites, c'est-à-dire les coefficients de sécurité partiels appliqués à chacune d'entre elles.

2.4.2. Mode d'introduction des données du chargement

Les mots-clés principaux indiquent le type d'introduction de données. Ils sont au nombre de quatre :

- *DCHA : définition du chargement (ou redéfinition). Cette commande initialise le chargement à zéro.
- *CCHA : modification d'une ou plusieurs charges.
- *ACHA : addition d'une ou plusieurs charges.
- *SCHA : suppression d'une ou plusieurs charges.

A la suite de ces mots, on indique la demi-voûte concernée sauf si le problème est symétrique et ensuite le type de charge concerné. Les types de charges concernés sont définis par cinq mots-clés.

- *PROPRE : poids volumique du matériau.
- *REMBLAI : remblais.
- *CONCENTREE : forces concentrées.
- *REPARTIE : forces réparties.
- *EXCEPTIONNELLE : forces exceptionnelles.

Nous allons d'abord examiner le cas de la définition du chargement (mot-clé DCHA). Il sera ensuite facile de comprendre le fonctionnement des trois autres mots-clés principaux.

Un exemple est donné en c : les commentaires s'y réfèrent.

a). Définition d'un chargement

Elle est commandée par le mot-clé DCHA (ligne 1). On introduit ensuite le poids propre de la maçonnerie par le mot-clé PROPRE (ligne 2).

Le poids volumique g_m est nécessairement homogène dans toute la voûte. Il est donné en format libre à la ligne suivante (ligne 3). Lorsque le poids propre est nul (cas d'école), on entre PROPRE 0.

Le chargement est ensuite introduit par demi-voûte. Si le problème est dissymétrique, on indique (ligne 4) donc la demi-voûte concernée DROITE ou GAUCHE. Dans le cas contraire, le chargement introduit est stocké "sur" les deux demi-voûtes.

On introduit ensuite les charges par type en indiquant leur type par un mot-clé et leur nombre par un entier n suivant ce mot.

.REMBLAI n (Lignes 5 et 6)

S'il n'y a pas de remblai (cas rare), il est obligatoire de le déclarer en mettant $n = 0$

Une action remblai est définie par cinq valeurs réelles écrites en format libre à la ligne suivante :

X_0 abscisse initiale

X_f abscisse finale

z_r cote du remblai (constante et repérée par rapport à l'origine des ordonnées)

g_r poids volumique du remblai

K coefficient de poussée des terres : cette valeur est facultative et prise nulle par défaut.

Les types de forces suivants ne sont déclarés que s'ils existent. L'inclinaison des forces est donnée par l'angle (I_y' , I_f) compté positivement dans le sens trigonométrique (Figure 6.1).

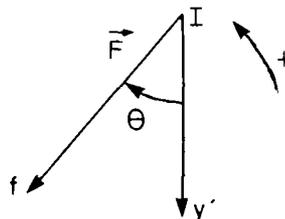


FIGURE 6.1. : Convention de signe : inclinaison des forces

.CONCENTRÉE n (lignes 7 à 9)

Une charge concentrée est définie par quatre valeurs réelles écrites en format libre.

F module (ou intensité) de la force

X abscisse du point d'application

Y ordonnée du point d'application

θ inclinaison par rapport à la verticale descendante, comptée positivement dans le sens trigonométrique.

Le programme détermine à partir de ces données le point d'application sur l'extrados de la voûte.

.REPARTIE n (lignes 10 et 11)(Figure 6.2)

Une charge répartie est définie par sept valeurs réelles écrites en format libre.

F_1 module (ou intensité) initial de la densité de charge

F_2 module (ou intensité) final de la densité de charge

X_1, Y_1 coordonnées du point d'application initial

X_2, Y_2 coordonnées du point d'application final

θ inclinaison par rapport à la verticale descendante (cette valeur est constante de 1 à 2), comptée positivement dans le sens trigonométrique.

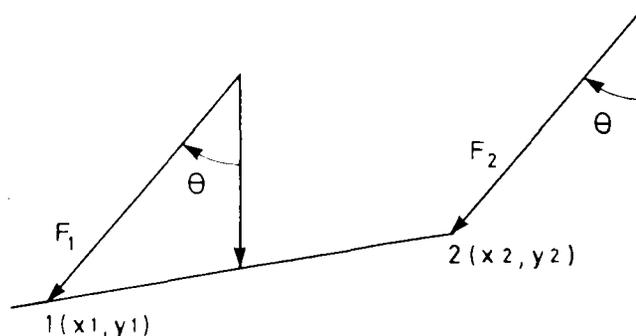


FIGURE 6.2. : Donnée d'une force répartie

.EXCEPTIONNELLE n (lignes 15 et 16)

Il s'agit de forces réparties, donc définies comme ce type de forces. La distinction n'est faite qu'en raison des pondérations différentes de ces charges. La définition du chargement aboutit au rangement des forces dans quatre tableaux, correspondant chacun à un type de force et dans lesquels elles sont rangées dans l'ordre de leur déclaration.

b). Modification d'un chargement

On peut y procéder à l'aide des trois mots-clés CCHA, SCHA et ACHA.

.Si le problème est symétrique et le reste après la modification, on n'indique pas la demi-voûte concernée,

.Si le problème est symétrique et devient dissymétrique après la modification, on indique la demi-voûte concernée par DROITE ou GAUCHE,

.Si le problème est dissymétrique et devient symétrique après la modification, on n'indique pas la demi-voûte concernée, à condition de modifier le chargement de la demi-voûte de droite qui sera "stocké" sur chaque demi-voûte.

b1). Changement d'une force (Lignes 17 à 20)

On indique le type de force et son (ou leurs) numéro de rangement par au maximum trois paramètres entiers soit :

REMLAI n₁ n₂ n₃

CONCENTRÉE n₁ n₂ n₃

REPARTIE n₁ n₂ n₃

EXCEPTIONNELLE n₁ n₂ n₃

Ces paramètres signifient que l'on modifie les forces n₁ à n₂ avec un pas de description n₃.

.Si n₃ est omis, n₃ est pris égal à 1.

.Si une seule force est modifiée, n₂ et n₃ sont omis.

Cette "commande" est suivie par les valeurs des nouvelles forces, la syntaxe étant celle du mot-clé DCHA.

b2). Suppression d'une force (Lignes 25 à 28)

On indique le type de force et son (ou leurs) numéro de rangement par trois paramètres au maximum come pour le mot-clé CCHA. Ces forces étant supprimées, la "commande" est terminée.

b3). Addition d'une force (Lignes 21 à 24)

On indique le type de force et leur nombre comme pour le mot-clé DCHA. La syntaxe est donc identique. Les nouvelles charges sont stockées par type à la suite des charges déjà introduites.

c). ExempleCommentaires

Ligne 1 DCHA

Début de la définition du chargement

<u>c). Exemple (suite)</u>		<u>Commentaires (suite)</u>
Ligne 2	PROPRE	Introduction du poids volumique de la maçonnerie.
Ligne 3	24.	Valeur du poids volumique de la maçonnerie.
Ligne 4	DROITE	Introduction du chargement de la demi-voûte de droite (facultatif si le problème est symétrique)
Ligne 5	REMBLAI 1	Définition des charges de remblai (1)
Ligne 6	0. 8. 8. 22. 0.	
Ligne 7	CONCENTRÉE 2	Définition des charges concentrées (2)
Ligne 8	20. 1. 8. 0.	
Ligne 9	10. 4. 8. -45.	La force est inclinée à 45° (vers la clé)
Ligne 10	RÉPARTIE 1	Définition des charges réparties (1)
Ligne 11	5. 5. 2. 8. 3. 8. 0.	La force est verticale (vers le bas)
Ligne 12	GAUCHE	Introduction du chargement de la demi-voûte de gauche
Ligne 13	REMBLAI 1	
Ligne 14	0. 8. 8. 22. 0.	
Ligne 15	EXCEPTIONNELLE 1	Définition des charges exceptionnelles (1)
Ligne 16	20. 20. 1. 8. 5. 8. 0.	

Le chargement correspondant est décrit à la figure 7.1.

Si l'on veut modifier la première force concentrée de droite, on écrit à la suite :

Ligne 17	CCHA	Début de la modification du chargement
Ligne 18	DROITE	La modification concerne la demi-voûte de droite
Ligne 19	CONCENTRÉE 1	Modification de la première force concentrée
Ligne 20	10. 5. 6. -60.	Nouvelles valeurs définissant cette force

Le chargement correspondant est représenté à la figure 7.2.

Si l'on avait omis la ligne 18, la force concentrée aurait été modifiée à droite de la même façon mais le chargement de la demi-voûte de gauche

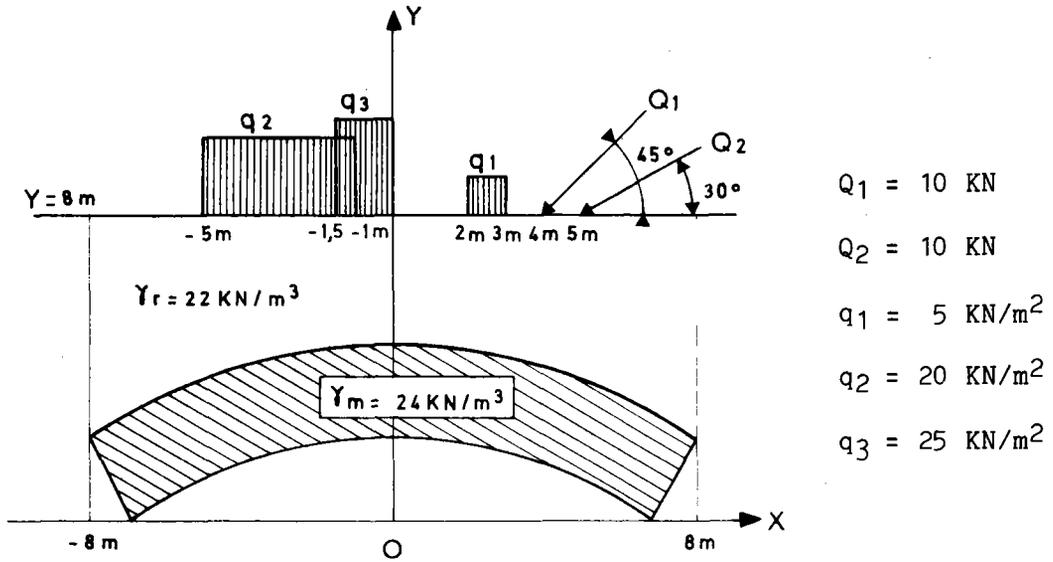


FIGURE 7.4. : Cas de charge n° 4

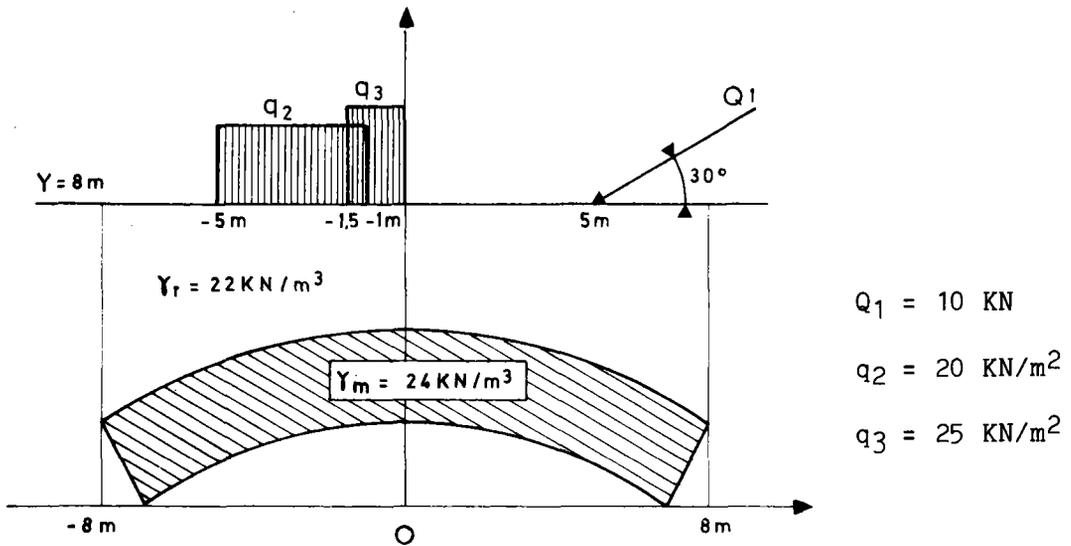


FIGURE 7.5. : Cas de charge n° 5

aurait été remplacé par le chargement de la demi-voûte de droite (symétrisation représentée à la figure 7.3.).

Si l'on veut ajouter une force répartie sur la demi-voûte de gauche, on écrit à la suite :

Ligne 21	ACHA	Début de l'addition de forces
Ligne 22	GAUCHE	L'addition concerne la demi-voûte de gauche
Ligne 23	RÉPARTIE 1	Une force répartie est ajoutée
Ligne 24	25. 25. 0. 8. 1.5 8. 0.	Valeurs définissant cette force

Le chargement correspondant est représenté à la figure 7.4.

Si l'on veut supprimer la force répartie de droite et la deuxième force concentrée de droite, on écrit à la suite :

Ligne 25	SCHA	Début de la suppression de forces
Ligne 26	DROITE	La suppression concerne la demi-voûte de droite
Ligne 27	RÉPARTIE 1	La première force répartie est supprimée
Ligne 28	CONCENTRÉE 2	La deuxième force concentrée est supprimée

Le chargement correspondant est représenté à la figure 7.5.

2.4.3. Coefficients de pondération des actions

Il s'agit de la définition des coefficients de sécurité partiels appliqués aux actions.

Si l'on ne définit pas de pondération, le programme prend en compte par défaut tous les coefficients égaux à 1.

Si l'on souhaite définir une pondération, on porte le mot-clé "PONDÉRATION DES CHARGES".

Entre deux calculs successifs, la pondération est conservée sauf si on déclare une nouvelle pondération.

Afin de faciliter l'introduction des données, trois pondérations types sont préprogrammées et définies par un mot-clé. Ce sont les suivantes

Mot clé	Poids propre	Routières concentrées	Routières réparties	Remblais	Exceptionnelles
STANDARD	1.	1.	1.	1.	1.
MAXIMALE	1.35	1.6	1.6	1.35	1.35
MINIMALE	1.	1.6	1.6	1.	1.35

Si l'on souhaite définir une autre pondération, il suffit de donner en format libre ces cinq valeurs.

Si l'on souhaite définir des coefficients de sécurité partiels différents pour des actions de même type, on peut :

- soit séparer fictivement ces actions en actions de types différents. Par exemple, on répartira les actions de type répartie en actions de types répartie et exceptionnelle, en regroupant dans chacun de ces types les actions ayant le même coefficient de sécurité partiel,
- soit affecter, au stade de l'introduction des données, les actions de pondérations calculées de façon que lors de la combinaison des actions, les coefficients de sécurité partiels soient ceux désirés. Par exemple, si l'on veut donner au poids du remblai le caractère défavorable (G_{max}) et à la poussée du remblai le caractère favorable (G_{min}), on réduira le coefficient de poussée K dans le rapport

2.5. Les données du calcul

Sauf cas particulier, l'utilisateur demande le calcul complet, c'est-à-dire :

- pour un problème symétrique, le coefficient de rupture et les lignes de centres de pression caractéristiques vis-à-vis du critère de traction compression,
- pour un problème dissymétrique, le coefficient de rupture et les lignes de centres de pression caractéristiques vis-à-vis du critère de traction seule. Le calcul des lignes caractéristiques vis-à-vis du critère de traction-compression n'a pas été programmé en raison de son importance en temps de calcul.

Toutefois, il peut arriver que l'on n'ait besoin que du coefficient de rupture. Dans ce cas, pour un problème symétrique, on le précise par le mot-clé "COEFFICIENT DE RUPTURE".

A chaque nouveau chargement calculé, il faut alors le préciser.

D'autres possibilités sont offertes mais elles sont réservées au Gestionnaire qui juge de leur opportunité.

3. Note de calcul commentée

La note de calcul commentée exposée ci-après est un extrait de la note de calcul de l'ouvrage présenté au 4. (Modèle d'application). Elle décrit, afin de montrer les différences de présentation entre ces deux cas,

- * un calcul symétrique,
- * un calcul dissymétrique.

La note de calcul comprend trois parties :

- * le rappel général des résultats, résumé synthétique du calcul de stabilité de la voûte qui permet d'apprécier rapidement la capacité portante de la voûte et qui donne les principaux éléments nécessaires à l'évaluation de la stabilité des appuis.
- * le bordereau des données.
- * la note de calcul proprement dite.

RAPPEL GENERAL DES RESULTATS

GEOMETRIE NO 1		**MODELE D'APPLICATION VOUTE**		- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*			
CHARGE	TITRE	COEFFICIENT	REAC.HORI.DR.	REAC.VERT.DR.	REAC.HORI.GA.	REAC.VERT.GA.	RESUME
1	*BT SYMETRIQUE A LA CLE*	0.5296635D+01	0.3322265D+03	0.3677804D+03			23 24
2	*BC DISSYMETRIQUE X=1.435M*	0.6714194D+01	0.2531471D+03	0.4112338D+03	-.2531471D+03	0.2979786D+03	52

LE CAS DE CHARGE NUMERO 1 EST LE PLUS DEFAVORABLE:
SON COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5296635D+01

Le rappel général des résultats présente :

- Pour chaque cas de charge étudié :
 - * Le numéro du cas de charge.
 - * Le titre du cas de charge.
 - * Le coefficient de rupture F_M .
 - * Les réactions d'appui de la ligne dite "optimale", composantes horizontale et verticale :
 - . à la retombée droite dans le cas d'un problème symétrique,
 - . aux retombées droite et gauche dans le cas d'un problème dissymétrique.
 - ** La composante horizontale est comptée positivement lorsqu'elle est dirigée vers la droite.
 - ** La composante verticale est comptée positivement lorsqu'elle est dirigée vers le bas.
 - * Les pages de la note de calcul, où sont résumés les principaux résultats du cas de charge (lignes caractéristiques, joints faibles, coefficient de rupture, charge extrême éventuellement, réactions d'appui) : la note de calcul est en effet paginée, afin de faciliter la recherche des résultats et les demandes éventuelles de renseignements.
- Le cas de charge le plus défavorable pour la stabilité de la voûte.

NOTATION : Les résultats numériques sont édités dans le format D (mantisse, exposant).

X D + n signifie X x 10^n

X D - n signifie X x 10^{-n}

DTIG

MODELE D'APPLICATION VOUTE

ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M

1310382

DGEO

CERC 15 0 1

0.0 0.2000D+00 0.3500D+01 0.0 0.6000D+02

CERC 21

0.4000D+00 0.3031D+01 0.1700D+01

====> COMMANDE DRES NON TROUVEE

DRES

MACO

0.5000D+04

====> COMMANDE DTIC NON TROUVEE

DTIC

BT SYMETRIQUE A LA CLE

DCHA

PROP

0.2400000D+02

REMB 1

0.0 0.4503D+01 0.4400D+01 0.2200D+02 0.5000D+00

REPA 2

0.9370D+01 0.9870D+01 0.0 0.4400D+01 0.4503D+01 0.4400D+01 0.0

0.4250D+00 0.4250D+00 0.0 0.4400D+01 0.4503D+01 0.4400D+01 0.0

EXCE 1

0.4030D+02 0.4030D+02 0.1000D-01 0.4400D+01 0.1360D+01 0.4400D+01 0.0

====> COMMANDE DPON NON TROUVEE

DPON

SPEC

1.3500 1.6000 1.6000 1.3500 1.6000

====> COMMANDE DMOD NON TROUVEE

DMOD

STAN

EXTR

EXCE

====> COMMANDE EXEC NON TROUVEE

EXEC

DTIC

BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

ACHA

DROI

REPA 2

0.3440D+02 0.3440D+02 0.0 0.4400D+01 0.1370D+01 0.4400D+01 0.0

0.3440D+02 0.3440D+02 0.1500D+01 0.4400D+01 0.2870D+01 0.4400D+01 0.0

====> COMMANDE SCHA NON TROUVEE

SCHA

DROI

EXCE 1

GAUC

EXCE 1

REPA 2

====> COMMANDE EXEC NON TROUVEE

EXEC

LE MODE DE CALCUL EST PAR DEFAUT STANDARD.

FIN D'EXECUTION.

Rappel du bordereau des données de la note de calcul.

MINISTERE DES TRANSPORTS

DIRECTION DES ROUTES ET DE LA CIRCULATION ROUTIERE

SERVICE D'ETUDES TECHNIQUES DES ROUTES ET AUTOROUTES

DEPARTEMENT DES OUVRAGES D'ART

46 AVENUE ARISTIDE BRIAND - 92223 - BAGNEUX

664 . 14 . 77

```

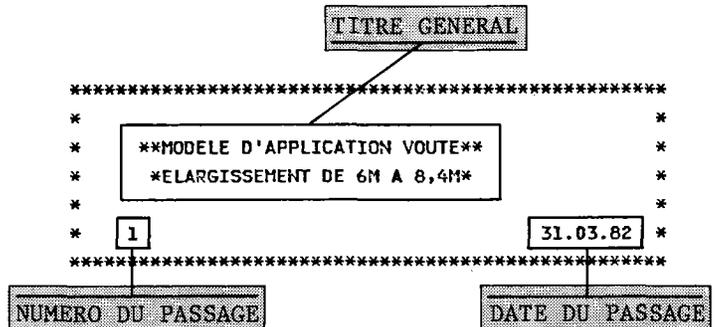
****          ****          *****          ***          **          *****          *****
****          ****          *   ***   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *
****          ****          *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *
****          ****          *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *
*****          *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *   *
****          *   ***   *   *   *****   *   *   *   *   *****
***          *****          *****          ***          *****

```

CALCUL A LA RUPTURE DES VOUTES

J-M DELBECQ INGENIEUR DES PONTS ET CHAUSSEES
 J-L MICHOTEY INGENIEUR DES TRAVAUX PUBLICS DE L'ETAT

LA REMISE A L'ENTREPRENEUR DE LA PRESENTE NOTE DE CALCUL
 N'ATTENUE EN RIEN LA RESPONSABILITE DE CELUI-CI ET NE LE
 DISPENSE NOTAMMENT PAS DES OBLIGATIONS QUI LUI INCOMBENT
 EN VERTU DE L'ARTICLE 6 DU FASCICULE I DU CAHIER DES
 PRESCRIPTIONS COMMUNES



VOUTE SYMETRIQUE: DONNEES DE LA GEOMETRIE

NOMBRE DE COURBES INTRADOS : 1
NOMBRE DE COURBES EXTRADOS : 1

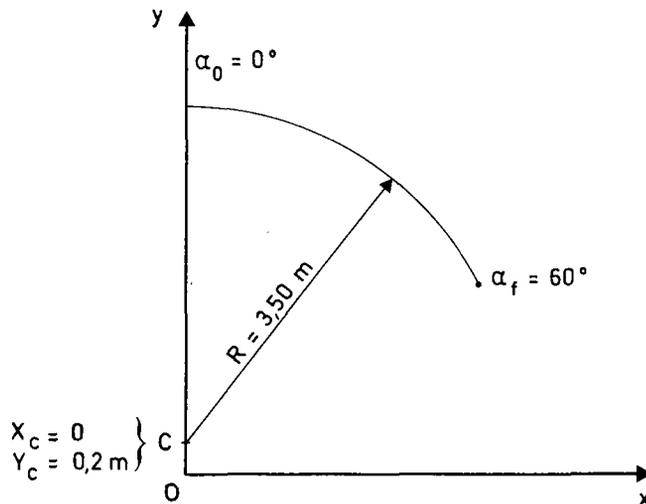
INTRADOS

CERCLE

CENTRE		RAYON	OUVERTURE	
ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE
0.0	0.2000	3.5000	0.0	60.0000

NOMBRE DE VOUSOIRS	NATURE DES JOINTS
15	0

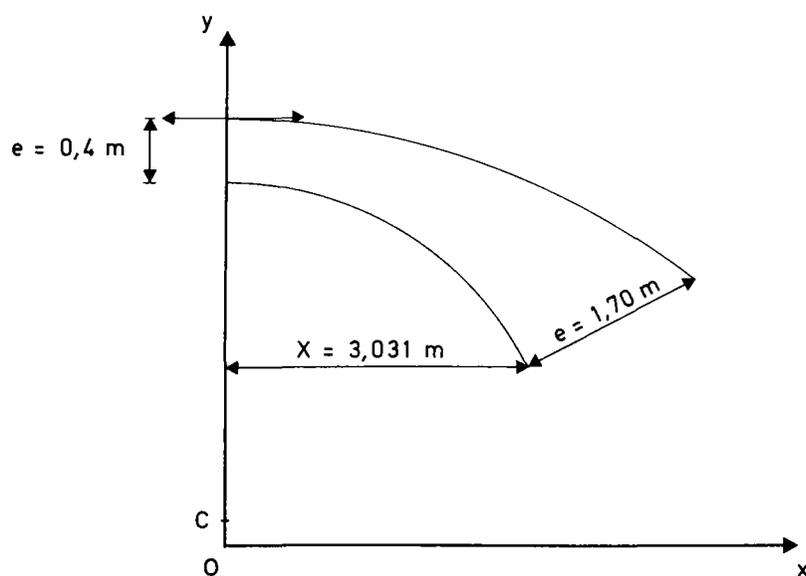
Nature des joints
0 normaux à l'intrados
1 horizontaux
2 verticaux



EXTRADOS

CERCLE A TANTE HORIZONTALE A LA CLE DEFINI PAR 2 EPAISSEURS

EPAISSEUR A LA CLE	ABSCISSE	EPAISSEUR
0.4000	3.0310	1.7000



MODELE D'APPLICATION VOUTE

ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M

- I - 31-03-82
PAGE 3COURBES TRAITÉES

CERCLE	CENTRE		RAYON	OUVERTURE		NUMERO
	ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE	
	0.0	-4.3500	8.4500	0.0	32.2042	1

La courbe de numéro d'ordre 1 de l'extrados a pour caractéristiques "classiques"
les caractéristiques ci-dessus.

VOUTE SYMETRIQUE:GEOMETRIE DE CALCUL

DECOUPAGE DE LA DEMI-VOUTE

JOINT NO	POINTS D'EXTRADOS		POINTS D'INTRADOS		EPAISSEUR DU JOINT	VOUSOIR NO	LONGUEUR DES SEGMENTS D'INTRADOS		
	NO	ABSCISSE ORDONNEE	NO	ABSCISSE ORDONNEE					
0	1	0.0	4.1000	2	0.0	3.7000	0.4000	** 1	0.20140-03
* 1	3	0.0002	4.1000	4	0.0002	3.7000	0.4000		
2	5	0.2919	4.0950	6	0.2616	3.6902	0.4059	2	0.26150+00
3	7	0.5048	4.0797	8	0.5216	3.6609	0.4236	3	0.26170+00
4	9	0.8797	4.0541	10	0.7788	3.6122	0.4532	4	0.26170+00
5	11	1.1776	4.0175	12	1.0316	3.5445	0.4950	5	0.26170+00
6	13	1.4794	3.9695	14	1.2787	3.4581	0.5494	6	0.26170+00
7	15	1.7862	3.9091	16	1.5186	3.3534	0.6167	7	0.26170+00
8	17	2.0988	3.8352	18	1.7500	3.2311	0.6976	8	0.26170+00
9	19	2.4181	3.7466	20	1.9716	3.0918	0.7925	9	0.26170+00
10	21	2.7447	3.6418	22	2.1822	2.9364	0.9022	10	0.26170+00
11	23	3.0795	3.5189	24	2.3806	2.7657	1.0275	11	0.26170+00
12	25	3.4227	3.3758	26	2.5657	2.5806	1.1691	12	0.26170+00
13	27	3.7746	3.2101	28	2.7364	2.3822	1.3278	13	0.26170+00
14	29	4.1350	3.0192	30	2.8918	2.1716	1.5046	14	0.26170+00
15	31	4.5033	2.8000	32	3.0311	1.9500	1.7000	15	0.26170+00

* Le joint numéro 1 est un joint fictif de calcul.

** Le voussoir numéro 1 est un voussoir fictif de calcul.

Si la voûte est dissymétrique, les géométries des demi-voûtes de droite et de gauche sont présentées successivement.

MODELE D'APPLICATION VOUTE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82

BT SYMETRIQUE A LA CLE

PAGE 5

TITRE DU CHARGEMENT ETUDIE

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02

COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

Pour usage, voir II - 2.2.2. et III - 2.2.3.

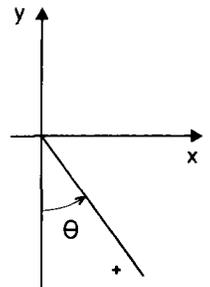
CHARGEMENT SYMETRIQUE(POUR UNE DEMI-VOUTE).

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 2

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON θ
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.0

REMLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00



FORCES EXCEPTIONNELLES====> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.4030000D+02	0.4030000D+02	0.1000000D-01	0.4400000D+01	0.1360000D+01	0.4400000D+01	0.0

Une fois les données du chargement rappelées, les efforts exercés par ce chargement sur chaque voussoir et sur chaque joint (efforts cumulés depuis la clé) sont présentés par type de charge et ensuite pour le chargement global pondéré.

B_t est introduit comme force exceptionnelle : cette "astuce" permet d'isoler cette charge afin de calculer la charge extrême correspondante (se reporter au II - 1.2.7.3.). Bien entendu, la pondération de cette force exceptionnelle est égale à 1,6 (Cf. p. 10).

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 **BT SYMETRIQUE A LA CLE*

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 6

*EDITION DES EFFORTS POUR UNE DEMI-VOUTE.

*POIDS PROPRE

EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS

EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE

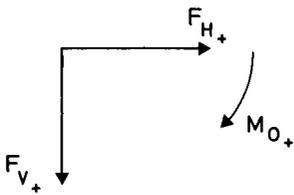
VOUSOIR NUMERO	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	0.0	0.2043761D-02	0.2177619D-06	0.0	0.2043761D-02	0.2177619D-06
2	0.0	0.2668594D+01	0.3708509D+00	0.0	0.2670638D+01	0.3708511D+00
3	0.0	0.2753256D+01	0.1146644D+01	0.0	0.5423894D+01	0.1517495D+01
4	0.0	0.2919938D+01	0.2025640D+01	0.0	0.8343824D+01	0.3543136D+01
5	0.0	0.3173568D+01	0.3079774D+01	0.0	0.1151739D+02	0.6622909D+01
6	0.0	0.3518578D+01	0.4385779D+01	0.0	0.1503596D+02	0.1100869D+02
7	0.0	0.3961013D+01	0.6027313D+01	0.0	0.1899698D+02	0.1703600D+02
8	0.0	0.4508517D+01	0.8097261D+01	0.0	0.2350559D+02	0.2513326D+02
9	0.0	0.5170991D+01	0.1070026D+02	0.0	0.2867658D+02	0.3583352D+02
10	0.0	0.5959722D+01	0.1395543D+02	0.0	0.3463631D+02	0.4978896D+02
11	0.0	0.6883537D+01	0.1799930D+02	0.0	0.4152484D+02	0.6778826D+02
12	0.0	0.7973427D+01	0.2298873D+02	0.0	0.4949827D+02	0.9077698D+02
13	0.0	0.9232751D+01	0.2910373D+02	0.0	0.5873102D+02	0.1198807D+03
14	0.0	0.1068726D+02	0.3654975D+02	0.0	0.6941829D+02	0.1564305D+03
15	0.0	0.1236006D+02	0.4555882D+02	0.0	0.8177834D+02	0.2019893D+03

F_H

F_V

M_O

Conventions de signe



0 est l'origine du repère des coordonnées.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 7

*FORCES REPARTIES

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	0.0	0.2310193D-02	0.2592030D-06	0.0	0.2310193D-02	0.2592030D-06
2	0.0	0.3002663D+01	0.4385556D+00	0.0	0.3004973D+01	0.4385559D+00
3	0.0	0.3015305D+01	0.1321704D+01	0.0	0.6020278D+01	0.1760260D+01
4	0.0	0.3035927D+01	0.2222977D+01	0.0	0.9056205D+01	0.3983237D+01
5	0.0	0.3066750D+01	0.3154502D+01	0.0	0.1212296D+02	0.7137739D+01
6	0.0	0.3107611D+01	0.4128417D+01	0.0	0.1523057D+02	0.1126616D+02
7	0.0	0.3158239D+01	0.5156776D+01	0.0	0.1838881D+02	0.1642293D+02
8	0.0	0.3218207D+01	0.6251327D+01	0.0	0.2160701D+02	0.2267426D+02
9	0.0	0.3286866D+01	0.7423129D+01	0.0	0.2489388D+02	0.3009739D+02
10	0.0	0.3363265D+01	0.8681933D+01	0.0	0.2825714D+02	0.3877932D+02
11	0.0	0.3446045D+01	0.1003526D+02	0.0	0.3170319D+02	0.4881458D+02
12	0.0	0.3533321D+01	0.1148710D+02	0.0	0.3523651D+02	0.6030168D+02
13	0.0	0.3622541D+01	0.1303615D+02	0.0	0.3885905D+02	0.7333783D+02
14	0.0	0.3710345D+01	0.1467351D+02	0.0	0.4256940D+02	0.8801134D+02
15	0.0	0.3788989D+01	0.1636457D+02	0.0	0.4635838D+02	0.1043759D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 **BT SYMETRIQUE A LA CLE*

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 8

*REMBLAIS

EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS

EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE

VOUSOIR NUMERO	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	-.98326580-08	0.14810370-02	0.12585800-06	-.98326580-08	0.14810370-02	0.12585800-06
2	-.16781080-01	0.19357960+01	0.21476010+00	-.16781090-01	0.19372770+01	0.21476020+00
3	-.52330400-01	0.20091500+01	0.66917810+00	-.69111490-01	0.39464270+01	0.88393830+00
4	-.93994980-01	0.21553510+01	0.12000350+01	-.16310650+00	0.61017790+01	0.20839730+01
5	-.14637630+00	0.23808470+01	0.18642130+01	-.30948280+00	0.84826260+01	0.39481860+01
6	-.21490360+00	0.26932320+01	0.27278290+01	-.52438630+00	0.11175360+02	0.66760150+01
7	-.30624810+00	0.31028770+01	0.33706150+01	-.83063440+00	0.14278730+02	0.10546620+02
8	-.42882460+00	0.36230960+01	0.53909530+01	-.12594590+01	0.17901830+02	0.15937580+02
9	-.59340830+00	0.42702670+01	0.74116850+01	-.18528670+01	0.22172100+02	0.23349270+02
10	-.81389690+00	0.50638570+01	0.10086690+02	-.26667640+01	0.27235960+02	0.33435960+02
11	-.11082440+01	0.60262270+01	0.13608090+02	-.37750090+01	0.33262180+02	0.47044050+02
12	-.14995850+01	0.71820720+01	0.18213490+02	-.52745940+01	0.40444250+02	0.65257540+02
13	-.20175460+01	0.85572620+01	0.24192420+02	-.72921400+01	0.49001520+02	0.89449960+02
14	-.26997120+01	0.10176820+02	0.31890080+02	-.99918510+01	0.59178340+02	0.12134000+03
15	-.35894840+01	0.12049990+02	0.41663370+02	-.13581340+02	0.71228330+02	0.16300340+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 9

*FORCES EXCEPTIONNELLES

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.1136003D+02	0.1714721D+01	0.0	0.1136003D+02	0.1714721D+01
3	0.0	0.1180347D+02	0.5173838D+01	0.0	0.2316351D+02	0.6888560D+01
4	0.0	0.1188420D+02	0.8701893D+01	0.0	0.3504771D+02	0.1559045D+02
5	0.0	0.1200486D+02	0.1234837D+02	0.0	0.4705257D+02	0.2793882D+02
6	0.0	0.7352429D+01	0.9328607D+01	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
10	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
12	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
13	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
14	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02
15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5440500D+02	0.3726742D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 **BT SYMETRIQUE A LA CLE*

ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M

1 - 31-03-82
 PAGE 10

*COEFFICIENTS DE PONDERATION

 POIDS PROPRE : 1.35
 FORCES CONCENTREES : 1.60
 FORCES REPARTIES : 1.60
 RENBLAIS : 1.35
 FORCES EXCEPTIONNELLES: 1.60

*EDITION DES EFFORTS GLOBAUX (POUR UNE DEMI-VOUTE).

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AU VOUSSOIR			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	-.1327409D-07	0.8454785D-02	0.8786117D-06	-.1327409D-07	0.8454785D-02	0.8786117D-06
2	-.2265446D-01	0.2919624D+02	0.4235818D+01	-.2265448D-01	0.2920470D+02	0.4235819D+01
3	-.7064604D-01	0.3013930D+02	0.1284423D+02	-.9330051D-01	0.5934399D+02	0.1708005D+02
4	-.1268932D+00	0.3972384D+02	0.2183445D+02	-.2201937D+00	0.9006783D+02	0.3891450D+02
5	-.1976080D+00	0.3161303D+02	0.3147897D+02	-.4178017D+00	0.1216809D+03	0.7039347D+02
6	-.2901190D+00	0.2512201D+02	0.3113461D+02	-.7079216D+00	0.1468029D+03	0.1015281D+03
7	-.4134349D+00	0.1458943D+02	0.2161304D+02	-.1121356D+01	0.1613923D+03	0.1231411D+03
8	-.5789132D+00	0.1612694D+02	0.2821121D+02	-.1700270D+01	0.1775192D+03	0.1513523D+03
9	-.8011012D+00	0.1800460D+02	0.3632813D+02	-.2501371D+01	0.1955239D+03	0.1876805D+03
10	-.1098761D+01	0.2026306D+02	0.4634796D+02	-.3600132D+01	0.2157870D+03	0.2340284D+03
11	-.1496130D+01	0.2294860D+02	0.5872639D+02	-.5096262D+01	0.2387356D+03	0.2927548D+03
12	-.2024440D+01	0.2611324D+02	0.7400236D+02	-.7120701D+01	0.2648488D+03	0.3667572D+03
13	-.2723687D+01	0.2981250D+02	0.9280765D+02	-.9844389D+01	0.2946614D+03	0.4595648D+03
14	-.3544611D+01	0.3410307D+02	0.1153714D+03	-.1348900D+02	0.3287645D+03	0.5754362D+03
15	-.4845803D+01	0.3901594D+02	0.1439333D+03	-.1833480D+02	0.3677804D+03	0.7193695D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 11

*IMPRESSION DES PARAMETRES DE CALCUL SYMETRIQUE

 CES PARAMETRES SONT A L'INITIATIVE DU GESTIONNAIRE

TYPE DE SORTIE EN TRACTION
 CALCUL DIRECT : 0
 CALCUL DU DOMAINE DE STABILITE : 0
 TYPE DE SORTIE EN COMPRESSION
 SORTIE COMPLETE : 0
 SORTIE PARTIELLE : 0
 SUPPORT DE SORTIE: 13

Cette page est réservée au Gestionnaire : elle rappelle des données qu'il introduit pour définir le type de calcul et les sorties désirés.

*COEFFICIENT DE FUSEAU: 1.00 ←

 *ETAPES DU CALCUL

La recherche des lignes de centres de pression se fait dans la voûte entière. On a la possibilité de restreindre cette zone (par exemple avec le tiers central, le coefficient de fuseau vaut 3,000) mais cet usage est réservé à des cas spéciaux. On parlera par la suite de fuseau de passage.

CALCUL DIRECT DES LIGNES DE POUSSEE EXTREMALE

RECHERCHE DU DOMAINE DE STABILITE EN TRACTION ET DE SES LIGNES CARACTERISTIQUES

NOMBRE DE POINTS DE CALCUL A LA CLE: 21 ←

Pour le calcul du domaine $\mathcal{C}(z, H, V)$, on considère 21 points de calcul dans la section de clé.

CALCUL DU COEFFICIENT DE RUPTURE FM

PRECISION DU CALCUL SUR Z : 1000.

PRECISION DU CALCUL SUR H : 100000.

CALCUL DES CHARGES EXTREMES ←

PROPRE	CONCENTREE	REPARTIE	REMLAI	EXCEPTIONNELLE
0.0	0.0	0.0	0.0	1.0

PRECISION : 0.10000-01

Calcul des charges extrêmes du type force exceptionnelle.

RECHERCHE DES LIGNES CARACTERISTIQUES DU DOMAINE DE STABILITE EN COMPRESSION

*DEROULEMENT DU CALCUL

CALCUL DIRECT DES LIGNES DE POUSSEE EXTREMALE

LA VOUTE EST STABLE VIS A VIS DU CRITERE DE TRACTION

CARACTERISTIQUES DES LIGNES CALCULEES

COTE A LA CLE	: 0.4100000D+01	} HMIN	0.3700000D+01	} HMAX
EXCENTRICITE A LA CLE	: -.1000000D+01		0.1000000D+01	
POUSSEE HORIZONTALE	: 0.1959694D+03		0.9839227D+03	
JOINT FAIBLE INTRADOS	: 11		0	
JOINT FAIBLE EXTRADOS	: 0		15	

Il s'agit des résultats de la méthode directe de calcul des lignes de poussée extrême Hmin et Hmax.

CALCUL DES LIGNES CARACTERISTIQUES DU DOMAINE DE STABILITE EN TRACTION .

Ce calcul constitue une vérification du précédent.

LA LIGNE DE COTE MAXIMALE PASSE EN HAUT DE FUSEAU.

Le point de passage à la clé est en haut du fuseau de passage, donc ici à l'extrados.

LES LIGNES DE POUSSEE EXTREMALE A CETTE COTE ONT LES CARACTERISTIQUES SUIVANTES:

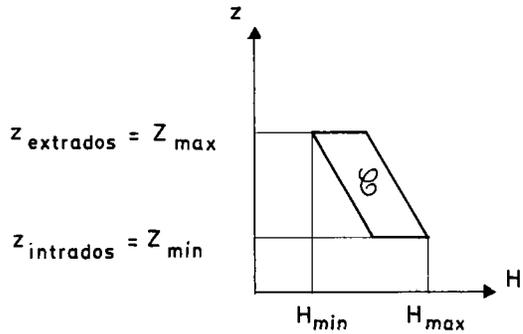
COTE A LA CLE	: 0.4100000D+01
EXCENTRICITE A LA CLE	: -.1000000D+01
POUSSEE MINIMALE	: 0.1959694D+03
POUSSEE MAXIMALE	: 0.3236059D+03
TYPE DE LIGNE	: 0

LA LIGNE HMIN DE POUSSEE MINIMALE EST LA LIGNE DE COTE MAXIMALE ET DE POUSSEE MINIMALE ZMAX*HMIN

LA LIGNE DE COTE MINIMALE PASSE EN BAS DE FUSEAU.

LES LIGNES DE POUSSEE EXTREMALE A CETTE COTE ONT LES CARACTERISTIQUES SUIVANTES:

COTE A LA CLE	: 0.3700000D+01
EXCENTRICITE A LA CLE	: 0.1000000D+01
POUSSEE MINIMALE	: 0.3468516D+03
POUSSEE MAXIMALE	: 0.9839227D+03
TYPE DE LIGNE	: 0



Cette page présente les résultats du calcul lorsque l'on ne prend en compte que le critère de traction.

Notations et conventions de signe

- . Excentricité : $e = \frac{M}{Nh}$ où h est la demi-épaisseur du joint.
 - $e > 0$: le centre de pression est au-dessous du centre d'inertie.
 - $e < 0$: le centre de pression est au-dessus du centre d'inertie.
- . Type de ligne : Ce résultat concerne le Gestionnaire.

CALCUL DU DOMAINE DE STABILITE EN TRACTION DE FACON DISCRETE

COTE	POUSSEE MINIMALE	POUSSEE MAXIMALE	
0.4100000D+01	0.1959694D+03	0.3236059D+03	***
0.4080000D+01	0.1989515D+03	0.6918207D+03	***
0.4060000D+01	0.2020257D+03	0.7028019D+03	***
0.4040000D+01	0.2051964D+03	0.7141375D+03	***
0.4020000D+01	0.2088369D+03	0.7258446D+03	***
0.4000000D+01	0.2127639D+03	0.7379420D+03	***
0.3980000D+01	0.2168415D+03	0.7504495D+03	***
0.3960000D+01	0.2210784D+03	0.7633883D+03	***
0.3940000D+01	0.2254841D+03	0.7767811D+03	***
0.3920000D+01	0.2300690D+03	0.7906522D+03	***
0.3900000D+01	0.2352054D+03	0.8050277D+03	***
0.3880000D+01	0.2411739D+03	0.8199356D+03	***
0.3860000D+01	0.2474531D+03	0.8354061D+03	***
0.3840000D+01	0.2540680D+03	0.8514716D+03	***
0.3820000D+01	0.2611814D+03	0.8681671D+03	***
0.3800000D+01	0.2703632D+03	0.8855305D+03	***
0.3780000D+01	0.2802141D+03	0.9036025D+03	***
0.3760000D+01	0.2908100D+03	0.9224276D+03	***
0.3740000D+01	0.3057036D+03	0.9420537D+03	***
0.3720000D+01	0.3223810D+03	0.9625331D+03	***
0.3700000D+01	0.3468516D+03	0.9839227D+03	***

Description du domaine \mathcal{G} correspondant au critère de traction par 21 points.

Si *** $H_{min} < H_{max}$
 Si * $H_{min} = H_{max}$
 Sinon $H_{min} > H_{max}$

Il n'existe pas de lignes de centres de pression passant par la cote correspondante et internes à la voûte.

*DEROULEMENT DU CALCUL: SUITE

CALCUL DE LA LIGNE OPTIMALE VIS-A-VIS DU CRITERE DE TRACTION-COMPRESSION

COEFFICIENT DE RUPTURE FM: 0.5296635D+01 → à comparer à 3

LA LIGNE OPTIMALE (RESPECTANT AU MIEUX CE CRITERE) A LES CARACTERISTIQUES SUIVANTES:

COTE A LA CLE : 0.3914320D+01
EXCENTRICITE A LA CLE : -.7160233D-01
POUSSEE HORIZONTALE : 0.3505613D+03CHARGE EXTREME INFERIEURE : 0.0
CHARGE EXTREME SUPERIEURE : 0.8121D+01 } Charges extrêmes du type exceptionnel

LIGNE DE COTE MAXIMALE ZMAX

COTE A LA CLE : 0.4079329D+01
EXCENTRICITE A LA CLE : -.8966432D+00
POUSSEE MINIMALE : 0.2063709D+03
POUSSEE MAXIMALE : 0.2064871D+03

LIGNE DE COTE MINIMALE ZMIN

COTE A LA CLE : 0.3735607D+01
EXCENTRICITE A LA CLE : 0.8219665D+00
POUSSEE MINIMALE : 0.3558493D+03
POUSSEE MAXIMALE : 0.3558493D+03Ces deux valeurs sont théoriquement égales :
elles peuvent cependant différer légèrement
en raison de la méthode numérique utilisée
pour les déterminer.

LA LIGNE DE POUSSEE MINIMALE CALCULEE A ETE RAMENEE A LA LIGNE DE COTE MAXIMALE ZMAX*HMIN

LIGNE DE POUSSEE MAXIMALE HMAX

COTE A LA CLE : 0.3784484D+01
EXCENTRICITE A LA CLE : 0.5775814D+00
POUSSEE HORIZONTALE : 0.0447719D+03A la précision
près du calcul,
ces deux lignes
sont identiques.

Cette page présente les résultats du calcul lorsque l'on prend en compte le critère de traction-compression. Lorsque le problème est symétrique comme ici et lorsque le mode de calcul est standard, ce sont :

- le coefficient de rupture F_M
- La ligne optimale
- Les lignes de poussée et de côte extrême.

Si l'on n'a demandé que le coefficient de rupture, ce sont :

- Le coefficient de rupture F_M
- La ligne optimale.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 15

LIGNE DE POUSSEE MINIMALE A LA COTE MAXIMALE ZMAX*HMIN:CRITERE DE TRACTION

CETTE LIGNE EST LA LIGNE DE POUSSEE MINIMALE

JOINT	N_i EFFORT NORMAL	T_i EFFORT TANGENT	M_i MOMENT	t_i INCLINAISON	e_i EXCENTRICITE	$\frac{\sigma_i}{\sigma_{oi}}$ TAUX COMPRESSION	σ_{oi} LIMITE
0	0.1959694D+03	0.0	-.3919388D+02	0.0	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.1959694D+03	0.2820966D-02	-.3919388D+02	0.1439493D-04	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
2	0.1975813D+03	-.1447992D+02	-.3688939D+02	-.7328586D-01	-.9200031D+00	0.1217043D+01	0.5000000D+04
3	0.2025331D+03	-.2948735D+02	-.2962068D+02	-.1455928D+00	-.6905735D+00	0.3090646D+00	0.5000000D+04
4	0.2108833D+03	-.4425135D+02	-.1736111D+02	-.2098380D+00	-.3633065D+00	0.1461672D+00	0.5000000D+04
5	0.2227298D+03	-.5863507D+02	-.7354218D-01	-.2632565D+00	-.1333986D-02	0.9010548D-01	0.5000000D+04
6	0.2353969D+03	-.6531791D+02	0.2260297D+02	-.2774799D+00	0.3495440D+00	0.1317407D+00	0.5000000D+04
7	0.2455775D+03	-.6086804D+02	0.4760440D+02	-.2478567D+00	0.6286140D+00	0.2144315D+00	0.5000000D+04
8	0.2570016D+03	-.5660161D+02	0.7317147D+02	-.2202383D+00	0.8162921D+00	0.4010954D+00	0.5000000D+04
9	0.2699933D+03	-.5256503D+02	0.9950108D+02	-.1946901D+00	0.9300401D+00	0.9739371D+00	0.5000000D+04
10	0.2849413D+03	-.4876878D+02	0.1268066D+03	-.1711538D+00	0.9865067D+00	0.4681140D+01	0.5000000D+04
11	0.3023013D+03	-.4517887D+02	0.1553056D+03	-.1494498D+00	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
12	0.3225977D+03	-.4170706D+02	0.1852020D+03	-.1292851D+00	0.9821281D+00	0.3087972D+01	0.5000000D+04
13	0.3444226D+03	-.3819999D+02	0.2166613D+03	-.1102699D+00	0.9420200D+00	0.8999379D+00	0.5000000D+04
14	0.3744328D+03	-.3442724D+02	0.2497778D+03	-.9194505D-01	0.8867508D+00	0.4395015D+00	0.5000000D+04
15	0.4073245D+03	-.3005414D+02	0.2845444D+03	-.7378427D-01	0.8218464D+00	0.2689843D+00	0.5000000D+04

GLISSEMENT

6 0.2774799D+00 ←

La valeur maximale de t_i est atteinte au joint 6.

COMPRESSION

11 INFINI ←

La valeur maximale de $\frac{\sigma_i}{\sigma_{oi}}$ est atteinte au joint 11.

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4084317D+03	0.3162232D+01 0.2025715D+01	0.2578012D+02

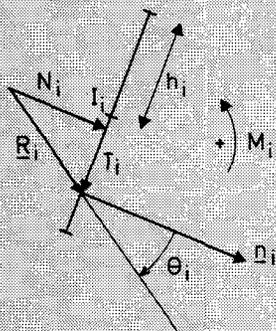
JOINTS FAIBLES ----=> 0 E 11 I

Si $e_i = \pm 1$, $\frac{\sigma_i}{\sigma_{oi}}$ est infini : le centre de pression est à l'intrados (+1) ou à l'extrados (-1).

Les résultats du calcul présentés, les lignes caractéristiques vis-à-vis des critères de traction et de traction-compression sont décrites. Ces différents résultats avec leurs conventions sont explicités aux commentaires de la page suivante.

NOTATIONS ET CONVENTIONS DE SIGNE

* Efforts sur le joint



$$e_i = \frac{M_i}{N_i h_i} \text{ excentricité, } t_i = t_g \theta_i$$

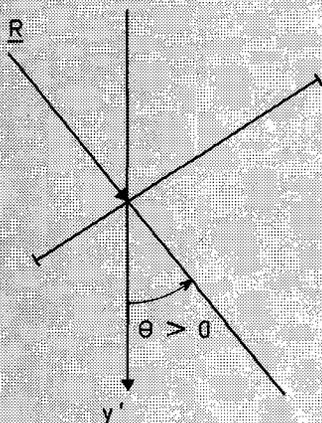
$$\frac{\sigma_i}{\sigma_{oi}} = \frac{N_i h_i}{S_i \sigma_{oi}} / \left(h_i - \frac{|M_i|}{N_i} \right)$$

N_i : Effort normal sur le joint i

T_i : Effort tangent sur le joint i compté positivement vers l'extrados.

M_i : Moment fléchissant sur le joint i compté positivement dans le sens trigonométrique.

* Réactions d'appui : Il s'agit de la résultante R sur le dernier joint.



L'inclinaison est mesurée à partir de la verticale descendante.

* Joints faibles

. En traction seule, il s'agit des joints où l'excentricité est maximale localement en valeur absolue : l'excentricité y est égale à 1 ou -1 (1). Toutefois, pour des lignes du type ZMAX * et ZMIN *, l'une des valeurs peut être différente de 1 ou -1, lorsque le point de passage à la clé est à l'extrados ou à l'intrados.

. En traction-compression, il s'agit des joints où le taux de compression est maximal localement : ce taux prend la même valeur sur les joints faibles, à la précision numérique près du calcul.

Le nombre maximal de ces joints est connu à l'avance :

- Pour un problème symétrique, 2 sauf pour la ligne optimale qui en a 3.

- Pour un problème dissymétrique, 3 sauf pour la ligne optimale qui en a 4.

. Si l'excentricité est positive, on donne le numéro du joint qualifié de I comme "Intrados".

. Si l'excentricité est négative, on donne le numéro du joint qualifié de E comme "Extrados".

. Si l'excentricité est nulle (en fait inférieure à 0,05), on donne le numéro du joint qualifié par IE. Le nombre de joints faibles est alors, en général, diminué de 1 (il s'agit d'un joint double).

* Joints éventuellement faibles

Il s'agit de joints où l'excentricité (resp. le taux de compression) est maximale localement en traction (resp. en traction-compression) mais où ces maxims sont inférieurs à ceux des joints faibles.

(1) - En fait, l'excentricité y est égale en valeur absolue à l'inverse du coefficient de fuseau.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 16

LIGNE DE POUSSEE MAXIMALE A LA COTE MAXIMALE ZMAX*HMAX:CRITERE DE TRACTION

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
0	0.3236059D+03	0.0	-.6472118D+02	0.0	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.3236059D+03	0.1016496D-01	-.6472118D+02	0.3141153D-04	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
2	0.3248609D+03	-.4941628D+01	-.6336309D+02	-.1521152D-01	-.9611056D+00	0.4116022D+01	0.5000000D+04
3	0.3287440D+03	-.1046412D+02	-.5093566D+02	-.3183060D-01	-.8465081D+00	0.1011307D+01	0.5000000D+04
4	0.3353197D+03	-.1584955D+02	-.5141869D+02	-.4726699D-01	-.6767058D+00	0.4577193D+00	0.5000000D+04
5	0.3446958D+03	-.2101356D+02	-.4070622D+02	-.6096261D-01	-.4780469D+00	0.2668072D+00	0.5000000D+04
6	0.3542104D+03	-.1868706D+02	-.2669386D+02	-.5275695D-01	-.2743387D+00	0.1776906D+00	0.5000000D+04
7	0.3605740D+03	-.5488641D+01	-.1222840D+02	-.1522195D-01	-.1099775D+00	0.1313769D+00	0.5000000D+04
8	0.3675381D+03	0.7216637D+01	0.8203767D+00	0.1963507D-01	0.6399568D-02	0.1060548D+00	0.5000000D+04
9	0.3754516D+03	0.1933517D+02	0.1261070D+02	0.5149843D-01	0.8476418D-01	0.1035256D+00	0.5000000D+04
10	0.3847316D+03	0.3081127D+02	0.2330680D+02	0.8008511D-01	0.1342889D+00	0.9851409D-01	0.5000000D+04
11	0.3958655D+03	0.4163600D+02	0.3306595D+02	0.1051771D+00	0.1625872D+00	0.9201550D-01	0.5000000D+04
12	0.4094125D+03	0.5185711D+02	0.4201867D+02	0.1266623D+00	0.1755759D+00	0.8495602D-01	0.5000000D+04
13	0.4260027D+03	0.6159024D+02	0.5024390D+02	0.1445771D+00	0.1776462D+00	0.7802585D-01	0.5000000D+04
14	0.4463330D+03	0.7103098D+02	0.5773513D+02	0.1591435D+00	0.1719502D+00	0.7165132D-01	0.5000000D+04
15	0.4711427D+03	0.8048231D+02	0.6437147D+02	0.1700236D+00	0.1607393D+00	0.6604450D-01	0.5000000D+04

GLISSEMENT 15 0.1708236D+00

COMPRESSION 1 INFINI

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4779674D+03	0.3648887D+01	0.2306686D+01
		0.3969390D+02

JOINTS FAIBLES =====> 0 E 13 I

e = -1. e = 0.1776 ne correspond pas à un point de contact avec le contour (ligne ZMAX * HMAX passant à l'extrados à la clé).

*MODELE D'APPLICATION VOUTE**
BT SYMETRIQUE A LA CLE*

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
PAGE 17

LIGNE DE POUSSEE MINIMALE A LA COTE MINIMALE ZMIN*HMIN:CRITERE DE TRACTION

POINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
0	0.3468516D+03	0.0	0.6937032D+02	0.0	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.3468516D+03	0.1150247D-01	0.6937032D+02	0.3316253D-04	0.1000000D+01	0.9744504D+07	0.5000000D+04
2	0.3480416D+03	-.3204476D+01	0.7055605D+02	-.9207163D-02	0.9989337D+00	0.1608430D+03	0.5000000D+04
3	0.3517300D+03	-.6999529D+01	0.7446601D+02	-.1990029D-01	0.9996765D+00	0.5133402D+03	0.5000000D+04
4	0.3579826D+03	-.1067690D+02	0.8111924D+02	-.2982519D-01	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
5	0.3669088D+03	-.1416177D+02	0.9053965D+02	-.3859752D-01	0.9969510D+00	0.4861726D+02	0.5000000D+04
6	0.3758492D+03	-.1019445D+02	0.1030686D+03	-.2712379D-01	0.9982745D+00	0.7929211D+02	0.5000000D+04
7	0.3815177D+03	0.4597286D+01	0.1156151D+03	0.1204999D-01	0.9827104D+00	0.7155758D+01	0.5000000D+04
8	0.3876694D+03	0.1883948D+02	0.1263841D+03	0.4859677D-01	0.9346966D+00	0.1702024D+01	0.5000000D+04
9	0.3946580D+03	0.3242993D+02	0.1355265D+03	0.8217223D-01	0.8666230D+00	0.7467357D+00	0.5000000D+04
10	0.4029058D+03	0.4530472D+02	0.1431977D+03	0.1124450D+00	0.7878547D+00	0.4210015D+00	0.5000000D+04
11	0.4129058D+03	0.5744708D+02	0.1495438D+03	0.1391288D+00	0.7049694D+00	0.2724187D+00	0.5000000D+04
12	0.4252236D+03	0.6889741D+02	0.1546822D+03	0.1620263D+00	0.6223097D+00	0.1926040D+00	0.5000000D+04
13	0.4404961D+03	0.7976445D+02	0.1586759D+03	0.1810787D+00	0.5425675D+00	0.1450441D+00	0.5000000D+04
14	0.4594278D+03	0.9023747D+02	0.1615001D+03	0.1964127D+00	0.4672801D+00	0.1146410D+00	0.5000000D+04
15	0.4827656D+03	0.1006137D+03	0.1630133D+03	0.2084110D+00	0.3972535D+00	0.9422859D-01	0.5000000D+04

LISSEMENT 15 0.2084110D+00

COMPRESSION 4 INFINI

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
.4931386D+03	0.3474784D+01 0.2206167D+01	0.4177255D+02

POINTS FAIBLES =====> 4 I 0 I

POINTS EVENTUELLEMENT FAIBLES =====> 6 I maximum local de e inférieur à l.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 18

LIGNE DE POUSSEE MAXIMALE A LA COTE MINIMALE ZMIN**MAX:CRITERE DE TRACTION

CETTE LIGNE EST LA LIGNE DE POUSSEE MAXIMALE

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
0	0.9839227D+03	0.0	0.1967845D+03	0.0	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.9839227D+03	0.4815848D-01	0.1967845D+03	0.4894539D-04	0.1000000D+01	0.1965464D+08	0.5000000D+04
2	0.9833314D+03	0.4440391D+02	0.1932465D+03	0.4515661D-01	0.9683792D+00	0.1532360D+02	0.5000000D+04
3	0.9816856D+03	0.8795100D+02	0.1829749D+03	0.8959182D-01	0.8800955D+00	0.3065875D+01	0.5000000D+04
4	0.9790810D+03	0.1310840D+03	0.1659564D+03	0.1330855D+00	0.7480261D+00	0.1714710D+01	0.5000000D+04
5	0.9756766D+03	0.1736182D+03	0.1421592D+03	0.1779465D+00	0.5886568D+00	0.9582849D+00	0.5000000D+04
6	0.9688820D+03	0.2225538D+03	0.1118422D+03	0.2297016D+00	0.4202152D+00	0.6083326D+00	0.5000000D+04
7	0.9554989D+03	0.2810121D+03	0.7180013D+02	0.2940999D+00	0.2436804D+00	0.4096853D+00	0.5000000D+04
8	0.9393892D+03	0.3373751D+03	0.2008711D+02	0.3591438D+00	0.6130720D-01	0.2069206D+00	0.5000000D+04
9	0.9210309D+03	0.3913049D+03	-0.4334034D+02	0.4248553D+00	-0.1187531D+00	0.2637567D+00	0.5000000D+04
10	0.9009880D+03	0.4425121D+03	-0.1185714D+03	0.4911409D+00	-0.2917255D+00	0.2819802D+00	0.5000000D+04
11	0.8799120D+03	0.4907655D+03	-0.2057617D+03	0.5577430D+00	-0.4551740D+00	0.3143656D+00	0.5000000D+04
12	0.8585420D+03	0.5359036D+03	-0.3051592D+03	0.6242019D+00	-0.6000631D+00	0.3747392D+00	0.5000000D+04
13	0.8377035D+03	0.5778467D+03	-0.4171338D+03	0.6897987D+00	-0.7500151D+00	0.5047327D+00	0.5000000D+04
14	0.8183027D+03	0.6166103D+03	-0.5422128D+03	0.7535235D+00	-0.8800010D+00	0.9125562D+00	0.5000000D+04
15	0.8013011D+03	0.6523335D+03	-0.6811060D+03	0.8140928D+00	-0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04

GLISSEMENT 15 0.8140928D+00

COMPRESSION 15 INFINI

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.1033258D+04	0.4503332D+01	0.2600000D+01
		0.6914879D+02

JOINTS FAIBLES =====> 0 I 15 E

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 19

LIGNE OPTIMALE TRACTION-COMPRESSION

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0	0.3505613D+03	0.0	-.5020202D+01	0.0	-.7160233D-01	0.1887991D+00	0.5000000D+04
1	0.3505613D+03	0.1171593D-01	-.5020202D+01	0.3342048D-04	-.7160234D-01	0.1887991D+00	0.5000000D+04
2	0.3517410D+03	-.2927246D+01	-.3861978D+01	-.8322164D-02	-.5410209D-01	0.1832368D+00	0.5000000D+04
3	0.3553983D+03	-.6446621D+01	-.3459219D-01	-.1813914D-01	-.4595930D-03	0.1678904D+00	0.5000000D+04
4	0.3615993D+03	-.9851404D+01	0.6480790D+01	-.2724398D-01	0.7909307D-01	0.1732806D+00	0.5000000D+04
5	0.3704537D+03	-.1306830D+02	0.1570777D+02	-.3527640D-01	0.1713065D+00	0.1806064D+00	0.5000000D+04
6	0.3793025D+03	-.8839133D+01	0.2798725D+02	-.2330365D-01	0.2686035D+00	0.1887989D+00	0.5000000D+04
7	0.3848600D+03	0.6206883D+01	0.4022753D+02	0.1612764D-01	0.3389581D+00	0.1887989D+00	0.5000000D+04
8	0.3908922D+03	0.2069435D+02	0.5063268D+02	0.5294269D-01	0.3713854D+00	0.1782794D+00	0.5000000D+04
9	0.3977232D+03	0.3451970D+02	0.5935247D+02	0.8679329D-01	0.3766039D+00	0.1610066D+00	0.5000000D+04
10	0.4058062D+03	0.4761771D+02	0.6654093D+02	0.1173410D+00	0.3634827D+00	0.1413260D+00	0.5000000D+04
11	0.4156253D+03	0.5997035D+02	0.7234234D+02	0.1442895D+00	0.3389001D+00	0.1223551D+00	0.5000000D+04
12	0.4277469D+03	0.7161684D+02	0.7687198D+02	0.1674281D+00	0.3074432D+00	0.1056611D+00	0.5000000D+04
13	0.4428091D+03	0.8266485D+02	0.8019042D+02	0.1866828D+00	0.2727664D+00	0.9171228D-01	0.5000000D+04
14	0.4615176D+03	0.9330260D+02	0.8226988D+02	0.2021648D+00	0.2369596D+00	0.8040115D-01	0.5000000D+04
15	0.4846204D+03	0.1038264D+03	0.8296541D+02	0.2142427D+00	0.2014079D+00	0.7139335D-01	0.5000000D+04

GLISSEMENT 15 0.2142427D+00

COMPRESSION 1 0.1887991D+00

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4956177D+03	0.3618950D+01 0.2289402D+01	0.4209240D+02

JOINTS FAIBLES =====> 1 E 0 E 7 I

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 **BT SYMETRIQUE A LA CLE*

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 20

LIGNE DE COTE MAXIMALE ZMAX:CRITERE DE COMPRESSION

 CETTE LIGNE EST LA LIGNE DE POUSSEE MINIMALE

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
0	0.2063709D+03	0.0	-.3700822D+02	0.0	-.8966432D+00	0.9983425D+00	0.5000000D+04
1	0.2063709D+03	0.3419452D-02	-.3700822D+02	0.1656945D-04	-.8966432D+00	0.9983425D+00	0.5000000D+04
2	0.2079537D+03	-.1370261D+02	-.3478086D+02	-.6589258D-01	-.8241517D+00	0.5827229D+00	0.5000000D+04
3	0.2128184D+03	-.2793708D+02	-.2774369D+02	-.1312719D+00	-.6155535D+00	0.2613871D+00	0.5000000D+04
4	0.2210241D+03	-.4193679D+02	-.1587061D+02	-.1897385D+00	-.3168779D+00	0.1427839D+00	0.5000000D+04
5	0.2326693D+03	-.5556917D+02	0.8746102D+00	-.2388333D+00	0.1518688D-01	0.9545051D-01	0.5000000D+04
6	0.2450794D+03	-.6151780D+02	0.2285157D+02	-.2510117D+00	0.3394270D+00	0.1350588D+00	0.5000000D+04
7	0.2549490D+03	-.5635499D+02	0.4699438D+02	-.2210442D+00	0.5977481D+00	0.2055326D+00	0.5000000D+04
8	0.2660096D+03	-.5140085D+02	0.7154130D+02	-.1932293D+00	0.7710795D+00	0.3331597D+00	0.5000000D+04
9	0.2785875D+03	-.4670564D+02	0.9668695D+02	-.1676516D+00	0.8758489D+00	0.5662886D+00	0.5000000D+04
10	0.2930736D+03	-.4228354D+02	0.1226380D+03	-.1442762D+00	0.9276029D+00	0.8973653D+00	0.5000000D+04
11	0.3099262D+03	-.3810403D+02	0.1496099D+03	-.1229455D+00	0.9396256D+00	0.9992132D+00	0.5000000D+04
12	0.3296725D+03	-.3408220D+02	0.1777994D+03	-.1033820D+00	0.9226382D+00	0.7290203D+00	0.5000000D+04
13	0.3529079D+03	-.3006775D+02	0.2073654D+03	-.8520000D-01	0.8850338D+00	0.4623554D+00	0.5000000D+04
14	0.3802922D+03	-.2583310D+02	0.2383936D+03	-.6792960D-01	0.8332949D+00	0.3032426D+00	0.5000000D+04
15	0.4125252D+03	-.2104615D+02	0.2708678D+03	-.5101785D-01	0.7724811D+00	0.2133114D+00	0.5000000D+04

GLISSEMENT 6 0.2510117D+00

COMPRESSION 11 0.9992132D+00

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4130618D+03	0.3198571D+01 0.2046696D+01	0.2707942D+02

JOINTS FAIBLES =====> 11 I 0 E

A la précision numérique près, le taux de compression est égal à 1 sur les joints faibles pour les lignes caractéristiques ZMAX, ZMIN, HMIN, HMAX.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 21

LIGNE DE COTE MINIMALE ZMIN:CRITERE DE COMPRESSION

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
0	0.3558493D+03	0.0	0.5849924D+02	0.0	0.8219665D+00	0.9993884D+00	0.5000000D+04
1	0.3558493D+03	0.1202019D-01	0.5849924D+02	0.3377887D-04	0.8219664D+00	0.9993883D+00	0.5000000D+04
2	0.3570142D+03	-.2532074D+01	0.5961825D+02	-.7092364D-02	0.8228627D+00	0.9931369D+00	0.5000000D+04
3	0.3606273D+03	-.5658487D+01	0.6332793D+02	-.1569068D-01	0.8291775D+00	0.9968375D+00	0.5000000D+04
4	0.3667547D+03	-.8674717D+01	0.6964682D+02	-.2365264D-01	0.8380378D+00	0.9993098D+00	0.5000000D+04
5	0.3755067D+03	-.1150964D+02	0.7859808D+02	-.3065096D-01	0.8456434D+00	0.9828464D+00	0.5000000D+04
6	0.3842249D+03	-.6907215D+01	0.9052192D+02	-.1797701D-01	0.8576405D+00	0.9825082D+00	0.5000000D+04
7	0.3896243D+03	0.8501254D+01	0.1023257D+03	0.2181910D-01	0.8516558D+00	0.8517283D+00	0.5000000D+04
8	0.3954617D+03	0.2333835D+02	0.1122122D+03	0.5901544D-01	0.8135334D+00	0.6080553D+00	0.5000000D+04
9	0.4020923D+03	0.3749853D+02	0.1203296D+03	0.9325851D-01	0.7552205D+00	0.4145507D+00	0.5000000D+04
10	0.4099405D+03	0.5091471D+02	0.1268300D+03	0.1242003D+00	0.6858271D+00	0.2892448D+00	0.5000000D+04
11	0.4195016D+03	0.6356709D+02	0.1318550D+03	0.1515300D+00	0.6118089D+00	0.2103493D+00	0.5000000D+04
12	0.4313436D+03	0.7549321D+02	0.1355169D+03	0.1750187D+00	0.5374696D+00	0.1595390D+00	0.5000000D+04
13	0.4461061D+03	0.8679916D+02	0.1378728D+03	0.1945707D+00	0.4655060D+00	0.1257130D+00	0.5000000D+04
14	0.4644964D+03	0.9767174D+02	0.1388906D+03	0.2102745D+00	0.3974770D+00	0.1024779D+00	0.5000000D+04
15	0.4872644D+03	0.1084059D+03	0.1384207D+03	0.2224786D+00	0.3342084D+00	0.8610085D-01	0.5000000D+04

GLISSEMENT 15 0.2224786D+00

COMPRESSION 0 0.9993884D+00

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4991778D+03	0.3521193D+01 0.2232961D+01	0.4254281D+02

JOINTS FAIBLES =====> 0 I 4 I

MODELE D'APPLICATION VOUTE
BT SYNETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
PAGE 22

LIGNE DE POUSSEE MAXIMALE HMAX:CRITERE DE COMPRESSION

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
0	0.8447719D+03	0.0	0.9758490D+02	0.0	0.5775814D+00	0.9999227D+00	0.5000000D+04
1	0.8447719D+03	0.4015198D-01	0.9758490D+02	0.4752996D-04	0.5775814D+00	0.9999226D+00	0.5000000D+04
2	0.8445696D+03	0.3400516D+02	0.9507868D+02	0.4026330D-01	0.5547295D+00	0.9346417D+00	0.5000000D+04
3	0.8440890D+03	0.6721165D+02	0.8790458D+02	0.7962625D-01	0.4917384D+00	0.7841727D+00	0.5000000D+04
4	0.8434190D+03	0.1001208D+03	0.7605652D+02	0.1187083D+00	0.3979524D+00	0.6182307D+00	0.5000000D+04
5	0.8427079D+03	0.1326028D+03	0.5951485D+02	0.1573532D+00	0.2853260D+00	0.4763895D+00	0.5000000D+04
6	0.8393501D+03	0.1717163D+03	0.3855635D+02	0.2045824D+00	0.1672206D+00	0.3669021D+00	0.5000000D+04
7	0.8301284D+03	0.2206368D+03	0.1000085D+02	0.2657864D+00	0.3906763D-01	0.2801418D+00	0.5000000D+04
8	0.8180811D+03	0.2677996D+03	-0.2806469D+02	0.3270312D+00	-0.9826052D-01	0.2603631D+00	0.5000000D+04
9	0.8060591D+03	0.3129184D+03	-0.7564124D+02	0.3902078D+00	-0.2368202D+00	0.2665428D+00	0.5000000D+04
10	0.7921956D+03	0.3557530D+03	-0.1327645D+03	0.4490722D+00	-0.3715030D+00	0.2794109D+00	0.5000000D+04
11	0.7779072D+03	0.3961189D+03	-0.1995244D+03	0.5092110D+00	-0.4992535D+00	0.3023868D+00	0.5000000D+04
12	0.7638954D+03	0.4338988D+03	-0.2760889D+03	0.5680081D+00	-0.6182993D+00	0.3423692D+00	0.5000000D+04
13	0.7509444D+03	0.4690542D+03	-0.3627334D+03	0.6246192D+00	-0.7275531D+00	0.4151555D+00	0.5000000D+04
14	0.7399163D+03	0.5016386D+03	-0.4598754D+03	0.6779666D+00	-0.8261895D+00	0.5658818D+00	0.5000000D+04
15	0.7317257D+03	0.5318253D+03	-0.5681006D+03	0.7268096D+00	-0.9133937D+00	0.9939851D+00	0.5000000D+04

GLISSEMENT 15 0.7268096D+00

COMPRESSION 0 0.9999227D+00

REACTION D'APPUI

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.9045777D+03	0.4439579D+01 0.2763192D+01	0.6601002D+02

JOINTS FAIBLES =====> 0 I 15 E

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 23

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

Un résumé des principaux résultats est présenté à la fin du calcul.

PREMIERE PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1960D+03	0 E	11 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3236D+03	0 E	13 I	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.9839D+03	0 I	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3469D+03	4 I	0 I	88888888 6 I
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN					
OPTIMALE	0.3914D+01	0.3506D+03	1 E	0 E	7 I

Séparateur entre joints faibles et les autres joints qui sont les joints éventuellement faibles.

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5296635D+01

CHARGE EXTREME INFERIEURE :0.0

CHARGE EXTREME SUPERIEURE :0.8121D+01

DEUXIEME PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	
ZMAX*HMIN	0.40843D+03	0.31622D+01	0.20257D+01	0.25780D+02
ZMAX*HMAX	0.47797D+03	0.36489D+01	0.23067D+01	0.39694D+02
ZMIN*HMAX	0.10333D+04	0.45033D+01	0.28000D+01	0.69149D+02
ZMIN*HMIN	0.49314D+03	0.34748D+01	0.22062D+01	0.41773D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN				
OPTIMALE	0.49562D+03	0.36189D+01	0.22894D+01	0.42092D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- I - 31-03-82
 PAGE 24

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 TROISIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES	AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.4079D+01	0.2064D+03	11 I 0 E	
ZMIN*	0.3736D+01	0.3558D+03	0 I 4 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*				
HMAX*	0.3784D+01	0.8448D+03	0 I 15 E	

 QUATRIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.41306D+03	0.31986D+01	0.20457D+01	0.27079D+02
ZMIN*	0.49918D+03	0.35212D+01	0.22330D+01	0.42543D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*				
HMAX*	0.90458D+03	0.44396D+01	0.27632D+01	0.66010D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 25

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

Deuxième cas de charge : le chargement est
 cette fois dissymétrique.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 4

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.3440000D+02	0.3440000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.1370000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.3440000D+02	0.3440000D+02	0.1500000D+01	0.4400000D+01	0.2870000D+01	0.4400000D+01	0.0

REMBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.4351

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 26

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

Pour la présentation des résultats comme pour l'introduction des données, la demi-voute de gauche est symétrisée par rapport à l'axe des y (les abscisses sont alors positives).

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503000D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435N

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 27

*EDITION DES EFFORTS DEMI-VOUTE DE DROITE.

*POIDS PROPRE

EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSSOIRS

EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSSOIRS			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	0.0	0.2043761D-02	0.2177619D-06	0.0	0.2043761D-02	0.2177619D-06
2	0.0	0.2668594D+01	0.3709509D+00	0.0	0.2670638D+01	0.3708511D+00
3	0.0	0.2753256D+01	0.1145644D+01	0.0	0.5423094D+01	0.1517495D+01
4	0.0	0.2919930D+01	0.2025640D+01	0.0	0.8343024D+01	0.3543136D+01
5	0.0	0.3173562D+01	0.3079774D+01	0.0	0.1151739D+02	0.6622909D+01
6	0.0	0.3518570D+01	0.4335779D+01	0.0	0.1503596D+02	0.1100869D+02
7	0.0	0.3961013D+01	0.6027313D+01	0.0	0.1899690D+02	0.1703600D+02
8	0.0	0.4508617D+01	0.8097261D+01	0.0	0.2350559D+02	0.2513326D+02
9	0.0	0.5170991D+01	0.1070026D+02	0.0	0.2867650D+02	0.3583352D+02
10	0.0	0.5959722D+01	0.1395543D+02	0.0	0.3463631D+02	0.4978896D+02
11	0.0	0.6888537D+01	0.1799930D+02	0.0	0.4152484D+02	0.6778826D+02
12	0.0	0.7973427D+01	0.2290873D+02	0.0	0.4949827D+02	0.9077698D+02
13	0.0	0.9232751D+01	0.2910373D+02	0.0	0.5873102D+02	0.1198807D+03
14	0.0	0.1068726D+02	0.3654975D+02	0.0	0.6941829D+02	0.1564305D+03
15	0.0	0.1236006D+02	0.4555802D+02	0.0	0.8177834D+02	0.2019893D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 28

*FORCES REPARTIES

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	0.0	0.1002953D-01	0.1125311D-05	0.0	0.1002953D-01	0.1125311D-05
2	0.0	0.1303585D+02	0.1903958D+01	0.0	0.1304580D+02	0.1983959D+01
3	0.0	0.1309073D+02	0.5738082D+01	0.0	0.2613660D+02	0.7642041D+01
4	0.0	0.1318026D+02	0.8650096D+01	0.0	0.3931600D+02	0.1729294D+02
5	0.0	0.1331407D+02	0.1369504D+02	0.0	0.5263094D+02	0.3098790D+02
6	0.0	0.9727630D+01	0.1256066D+02	0.0	0.6235057D+02	0.4354084D+02
7	0.0	0.1300311D+02	0.2133202D+02	0.0	0.7536167D+02	0.6480165D+02
8	0.0	0.1397161D+02	0.2713980D+02	0.0	0.8933329D+02	0.9202134D+02
9	0.0	0.1426969D+02	0.3222690D+02	0.0	0.1036030D+03	0.1242405D+03
10	0.0	0.1460137D+02	0.3769190D+02	0.0	0.1182044D+03	0.1619403D+03
11	0.0	0.7754836D+01	0.2213164D+02	0.0	0.1259592D+03	0.1840719D+03
12	0.0	0.3533321D+01	0.1148710D+02	0.0	0.1294925D+03	0.1955592D+03
13	0.0	0.3622541D+01	0.1303615D+02	0.0	0.1331151D+03	0.2000952D+03
14	0.0	0.3710345D+01	0.1467351D+02	0.0	0.1369254D+03	0.2230607D+03
15	0.0	0.3788989D+01	0.1636457D+02	0.0	0.1406144D+03	0.2396333D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 DC DISSYMETRIQUE X=1.43DI

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 29

*REMBLAIS

EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS

EFFORTS CURULES DEPUIS LA CLE

VOUSOIR NUMERO	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	-.9832658D-08	0.1481037D-02	0.1258500D-06	-.9832658D-08	0.1481037D-02	0.1258500D-06
2	-.1678100D-01	0.1935796D+01	0.2147601D+00	-.1678100D-01	0.1937277D+01	0.2147602D+00
3	-.5233040D-01	0.2009150D+01	0.6691781D+03	-.6911149D-01	0.3946427D+01	0.8839383D+00
4	-.9399498D-01	0.2155351D+01	0.1200035D+01	-.1631065D+00	0.6101779D+01	0.2083973D+01
5	-.1463763D+00	0.2380347D+01	0.1864213D+01	-.3094828D+00	0.8482626D+01	0.3948186D+01
6	-.2149036D+00	0.2693232D+01	0.2727829D+01	-.5243063D+00	0.1117586D+02	0.6676015D+01
7	-.3062481D+00	0.3102877D+01	0.3870615D+01	-.8306344D+00	0.1427873D+02	0.1054663D+02
8	-.4288246D+00	0.3623096D+01	0.5390953D+01	-.1259459D+01	0.1790183D+02	0.1593753D+02
9	-.5934083D+00	0.4270267D+01	0.7411685D+01	-.1852867D+01	0.2217210D+02	0.2334927D+02
10	-.8138969D+00	0.5063857D+01	0.1008669D+02	-.2666764D+01	0.2723596D+02	0.3343596D+02
11	-.1108244D+01	0.6026227D+01	0.1360809D+02	-.3775009D+01	0.3326218D+02	0.4704405D+02
12	-.1499585D+01	0.7182072D+01	0.1821349D+02	-.5274594D+01	0.4044425D+02	0.6525754D+02
13	-.2017546D+01	0.8557262D+01	0.2419242D+02	-.7292140D+01	0.4900152D+02	0.8944996D+02
14	-.2699712D+01	0.1017682D+02	0.3189008D+02	-.9991851D+01	0.5917834D+02	0.1213400D+03
15	-.3589484D+01	0.1204999D+02	0.4166337D+02	-.1358134D+02	0.7122833D+02	0.1630034D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 30

*EDITION DES EFFORTS DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

*POIDS PROPRE

EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS

EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE

VOUSOIR NUMERO	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT CRIGINE
1	0.0	0.2043761D-02	0.2177619D-06	0.0	0.2043761D-02	0.2177619D-06
2	0.0	0.2660594D+01	0.3708509D+00	0.0	0.2670630D+01	0.3708511D+00
3	0.0	0.2753256D+01	0.1146644D+01	0.0	0.5423094D+01	0.1517495D+01
4	0.0	0.2919930D+01	0.2025640D+01	0.0	0.8343024D+01	0.3543136D+01
5	0.0	0.3173562D+01	0.3079774D+01	0.0	0.1151739D+02	0.6622909D+01
6	0.0	0.3518578D+01	0.4305779D+01	0.0	0.1503596D+02	0.1100869D+02
7	0.0	0.3961013D+01	0.6027313D+01	0.0	0.1899698D+02	0.1703600D+02
8	0.0	0.4508617D+01	0.8097261D+01	0.0	0.2350559D+02	0.2513326D+02
9	0.0	0.5170991D+01	0.1070026D+02	0.0	0.2867658D+02	0.3583352D+02
10	0.0	0.5959722D+01	0.1395543D+02	0.0	0.3463631D+02	0.4978896D+02
11	0.0	0.6868537D+01	0.1799930D+02	0.0	0.4152484D+02	0.6778326D+02
12	0.0	0.7973427D+01	0.2298873D+02	0.0	0.4949827D+02	0.9077698D+02
13	0.0	0.9232751D+01	0.2910373D+02	0.0	0.5873102D+02	0.1198807D+03
14	0.0	0.1068726D+02	0.3654975D+02	0.0	0.6941829D+02	0.1564305D+03
15	0.0	0.1236006D+02	0.4555882D+02	0.0	0.8177834D+02	0.2019893D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 *BC DISSYMETRIQUE X=1.435**

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 31

*FORCES REPARTIES

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	0.0	0.2214823D-02	0.2485025D-06	0.0	0.2214823D-02	0.2485025D-06
2	0.0	0.2878767D+01	0.4204511D+00	0.0	0.2880922D+01	0.4204513D+00
3	0.0	0.2890826D+01	0.1267141D+01	0.0	0.5771748D+01	0.1687592D+01
4	0.0	0.2910597D+01	0.2131208D+01	0.0	0.8602345D+01	0.3810300D+01
5	0.0	0.2940148D+01	0.3024277D+01	0.0	0.1162249D+02	0.6843078D+01
6	0.0	0.2979322D+01	0.3957987D+01	0.0	0.1460182D+02	0.1080106D+02
7	0.0	0.3027868D+01	0.4943893D+01	0.0	0.1762968D+02	0.1574496D+02
8	0.0	0.3085352D+01	0.5993258D+01	0.0	0.2071503D+02	0.2173822D+02
9	0.0	0.3151177D+01	0.7116686D+01	0.0	0.2386621D+02	0.2805490D+02
10	0.0	0.3224422D+01	0.8323524D+01	0.0	0.2709063D+02	0.3717842D+02
11	0.0	0.3303705D+01	0.9620983D+01	0.0	0.3039441D+02	0.4679941D+02
12	0.0	0.3387457D+01	0.1101289D+02	0.0	0.3378187D+02	0.5781230D+02
13	0.0	0.3472995D+01	0.1249798D+02	0.0	0.3725486D+02	0.7031028D+02
14	0.0	0.3557173D+01	0.1406776D+02	0.0	0.4081204D+02	0.8437804D+02
15	0.0	0.3632572D+01	0.1568900D+02	0.0	0.4444461D+02	0.1000670D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 32

*REMBLAIS

EFFORTS APPLIQUES AUX VOUSOIRS

EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE

VOUSOIR NUMERO	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	-.9832658D-08	0.1481037D-02	0.1258580D-06	-.9832658D-08	0.1481037D-02	0.1258580D-06
2	-.1678100D-01	0.1935796D+01	0.2147601D+00	-.1678109D-01	0.1937277D+01	0.2147602D+00
3	-.5233040D-01	0.2009150D+01	0.6691781D+00	-.6911149D-01	0.3946427D+01	0.8039383D+00
4	-.9399490D-01	0.2155351D+01	0.1200035D+01	-.1631065D+00	0.6101779D+01	0.2083973D+01
5	-.1463763D+00	0.2300047D+01	0.1864213D+01	-.3094828D+00	0.8482626D+01	0.3948106D+01
6	-.2149036D+00	0.2693232D+01	0.2727829D+01	-.5243863D+00	0.1117586D+02	0.6676015D+01
7	-.3062481D+00	0.3102877D+01	0.3876615D+01	-.8306344D+00	0.1427873D+02	0.1054663D+02
8	-.4288246D+00	0.3623096D+01	0.5390953D+01	-.1259459D+01	0.1790183D+02	0.1593750D+02
9	-.5934083D+00	0.4270267D+01	0.7411685D+01	-.1852867D+01	0.2217210D+02	0.2334927D+02
10	-.8138969D+00	0.5063057D+01	0.1008669D+02	-.2666764D+01	0.2723596D+02	0.3343596D+02
11	-.1108244D+01	0.6026227D+01	0.1360009D+02	-.3775009D+01	0.3326218D+02	0.4704405D+02
12	-.1499585D+01	0.7182072D+01	0.1821349D+02	-.5274594D+01	0.4044425D+02	0.6525754D+02
13	-.2017546D+01	0.8557262D+01	0.2419242D+02	-.7292140D+01	0.4900152D+02	0.8944996D+02
14	-.2699712D+01	0.1017682D+02	0.3189008D+02	-.9991051D+01	0.5917834D+02	0.1213400D+03
15	-.3589484D+01	0.1204999D+02	0.4166337D+02	-.1358134D+02	0.7122833D+02	0.1630034D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 33

*COEFFICIENTS DE PONDERATION

 POIDS PROPRE : 1.35
 FORCES CCNCENTREES : 1.60
 FORCES REPARTIES : 1.60
 REMBLAIS : 1.35
 FORCES EXCEPTIONNELLES: 1.60

*EDITION DES EFFORTS GLOBAUX DEMI-VOUTE DE DROITE.

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AU VOUSSOIR			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	-.1327409D-07	0.2080573D-01	0.2264385D-05	-.1327409D-07	0.2080573D-01	0.2264385D-05
2	-.2265446D-01	0.2707320D+02	0.3836907D+01	-.2265448D-01	0.2709409D+02	0.3836909D+01
3	-.7064604D-01	0.2737441D+02	0.1163229D+02	-.9330051D-01	0.5446850D+02	0.1546920D+02
4	-.1268932D+00	0.2794009D+02	0.1979609D+02	-.2201937D+00	0.8240854D+02	0.3526529D+02
5	-.1976080D+00	0.2800097D+02	0.2858645D+02	-.4178017D+00	0.1112095D+03	0.6385175D+02
6	-.2901198D+00	0.2395015D+02	0.2970074D+02	-.7079216D+00	0.1351597D+03	0.9355249D+02
7	-.4134349D+00	0.3034120D+02	0.4749471D+02	-.1121356D+01	0.1655009D+03	0.1410472D+03
8	-.5789132D+00	0.3333239D+02	0.6163258D+02	-.1700270D+01	0.1908333D+03	0.2026798D+03
9	-.8011012D+00	0.3557721D+02	0.7601429D+02	-.2501371D+01	0.2344105D+03	0.2786941D+03
10	-.1098761D+01	0.3024403D+02	0.9276405D+02	-.3600132D+01	0.2726545D+03	0.3714581D+03
11	-.1496130D+01	0.2904267D+02	0.7800060D+02	-.5096262D+01	0.3024972D+03	0.4495387D+03
12	-.2024440D+01	0.2611324D+02	0.7400236D+02	-.7120701D+01	0.3286104D+03	0.5235411D+03
13	-.2723687D+01	0.2981250D+02	0.9280765D+02	-.9844389D+01	0.3584230D+03	0.6163487D+03
14	-.3644611D+01	0.3410307D+02	0.1158714D+03	-.1348900D+02	0.3925261D+03	0.7322201D+03
15	-.4845003D+01	0.3701594D+02	0.1439333D+03	-.1833480D+02	0.4315420D+03	0.8761534D+03

*EDITION DES EFFORTS GLOBAUX DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AU VOUSSOIR			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
1	-.1327409D-07	0.8302194D-02	0.8614910D-06	-.1327409D-07	0.8302194D-02	0.8614910D-06
2	-.2265446D-01	0.1082186D+02	0.1463297D+01	-.2265448D-01	0.1083016D+02	0.1463297D+01
3	-.7064604D-01	0.1105457D+02	0.4478786D+01	-.9330051D-01	0.2188473D+02	0.5942083D+01
4	-.1268932D+00	0.1150859D+02	0.7764594D+01	-.2201937D+00	0.3339332D+02	0.1370668D+02
5	-.1976080D+00	0.1220269D+02	0.1151323D+02	-.4178017D+00	0.4559601D+02	0.2521990D+02
6	-.2901198D+00	0.1315286D+02	0.1593615D+02	-.7079216D+00	0.5874886D+02	0.4115605D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 CC DISSYMETRIQUE X=1.433M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 34

*EDITION DES EFFORTS GLOBAUX DEMI-VOUTE DE GAUCHE: SUITE

VOUSSOIR NUMERO	EFFORTS APPLIQUES AU VOUSSOIR			EFFORTS CUMULES DEPUIS LA CLE		
	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE	FORCE HORIZONTALE	FORCE VERTICALE	MOMENT ORIGINE
7	-.4134349D+00	0.1438003D+02	0.2127243D+02	-.1121356D+01	0.7312969D+02	0.6242848D+02
8	-.5789132D+00	0.1591430D+02	0.2779830D+02	-.1700270D+01	0.8904407D+02	0.9022679D+02
9	-.0011012D+00	0.1778758D+02	0.3583782D+02	-.2501371D+01	0.1068317D+03	0.1260646D+03
10	-.1098761D+01	0.2004091D+02	0.4577451D+02	-.3600132D+01	0.1268726D+03	0.1718391D+03
11	-.1496130D+01	0.2272099D+02	0.5806355D+02	-.5096262D+01	0.1495935D+03	0.2299027D+03
12	-.2024440D+01	0.2587995D+02	0.7324362D+02	-.7120701D+01	0.1754734D+03	0.3031463D+03
13	-.2723687D+01	0.2957331D+02	0.9194659D+02	-.9844389D+01	0.2050467D+03	0.3950929D+03
14	-.3644611D+01	0.3305799D+02	0.1149022D+03	-.1348900D+02	0.2389047D+03	0.5099950D+03
15	-.4845803D+01	0.3876568D+02	0.1428524D+03	-.1833480D+02	0.2776704D+03	0.6528474D+03

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435H

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 35

*IMPRESSION DES PARAMETRES DE CALCUL DISSYMETRIQUE

Cette page est réservée au Gestionnaire :
 elle rappelle des données qu'il introduit
 pour définir le type de calcul et les sor-
 ties désirés.

 CES PARAMETRES SONT A L'INITIATIVE DU GESTIONNAIRE

TYPE DE SORTIE EN TRACTION : 0
 TYPE DE SORTIE EN COMPRESSION: 0
 SUPPORT DE SORTIE: 13

*COEFFICIENT DE FUSEAU: 1.00

*ETAPES DU CALCUL

 RECHERCHE DES LIGNES CARACTERISTIQUES DU DOMAINE DE STABILITE EN TRACTION
 NOMBRE DE POINTS DE CALCUL A LA CLE: 21

CALCUL DU COEFFICIENT DE RUPTURE FM
 PRECISION DU CALCUL SUR Z 100.
 PRECISION DU CALCUL SUR H 75.
 PRECISION DU CALCUL SUR V 75.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 36

*DEROULEMENT DU CALCUL

CALCUL DES LIGNES CARACTERISTIQUES DU DOMAINE DE STABILITE EN TRACTION

LIGNE DE POUSSEE MAXIMALE HMAX

COTE A LA CLE : 0.37076000+01
 EXCENTRICITE A LA CLE: 0.96199940+00
 POUSSEE HORIZONTALE : 0.86059010+03
 POUSSEE VERTICALE : 0.52142410+02
 TYPE DE LIGNE : 1

LIGNE DE POUSSEE MINIMALE HMIN

COTE A LA CLE : 0.40563320+01
 EXCENTRICITE A LA CLE: -0.78165950+00
 POUSSEE HORIZONTALE : 0.14924110+03
 POUSSEE VERTICALE : 0.33303270+02
 TYPE DE LIGNE : 1

LA LIGNE DE COTE MINIMALE PASSE EN BAS DE FUSEAU.

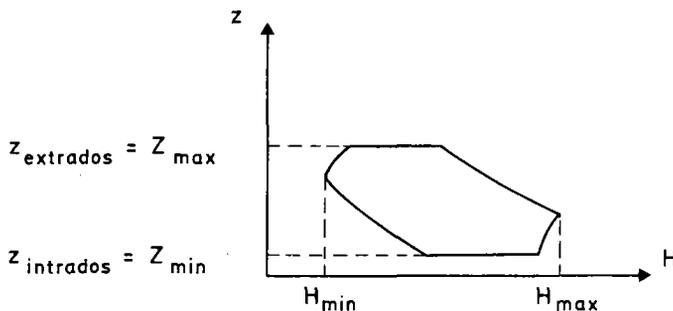
LES LIGNES DE POUSSEE EXTREMALE A CETTE COTE ONT LES CARACTERISTIQUES SUIVANTES:

COTE A LA CLE	: 0.37000000+01	0.37000000+01
EXCENTRICITE A LA CLE:	0.10000000+01	0.10000000+01
POUSSEE HORIZONTALE	: 0.32336190+03	0.60702000+03
POUSSEE VERTICALE	: 0.55223890-02	0.13683020-01
TYPE DE LIGNE	: 1	3

LA LIGNE DE COTE MAXIMALE PASSE EN HAUT DE FUSEAU.

LES LIGNES DE POUSSEE EXTREMALE A CETTE COTE ONT LES CARACTERISTIQUES SUIVANTES:

COTE A LA CLE	: 0.41000000+01	0.41000000+01
EXCENTRICITE A LA CLE:	-0.10000000+01	-0.10000000+01
POUSSEE HORIZONTALE	: 0.19849440+03	0.31865940+03
POUSSEE VERTICALE	: 0.78367140-02	0.62411540-02
TYPE DE LIGNE	: 3	1



Les notations et conventions de signe sont identiques à celles du calcul symétrique.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
PAGE 37

*DEROULEMENT DU CALCUL:SUITE

CALCUL DE LA LIGNE OPTIMALE VIS-A-VIS DU CRITERE DE TRACTION-COMPRESSION
COEFFICIENT DE RUPTURE FM: 0.6714194D+01

LA LIGNE OPTIMALE(RESPECTANT AU MIEUX CE CRITERE)A LES CARACTERISTIQUES SUIVANTES:

COTE A LA CLE :0.3905409D+01
EXCENTRICITE A LA CLE:-.2704437D-01
POUSSEE HORIZONTALE :0.2714819D+03
POUSSEE VERTICALE :0.2030826D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 38

LIGNE DE PUSSEE MAXIMALE HMAX

	JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
G A U C H E	-15	0.7067539D+03	-.5645061D+03	-.6067408D+03	-.7987336D+00	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
	-14	0.7176634D+03	-.5359551D+03	-.4795942D+03	-.7468056D+00	-.8883308D+00	0.8542975D+00	0.5000000D+04
	-13	0.7315098D+03	-.5047850D+03	-.3697200D+03	-.6900591D+00	-.7612683D+00	0.4615246D+00	0.5000000D+04
	-12	0.7473600D+03	-.4708193D+03	-.2705492D+03	-.6299759D+00	-.6192979D+00	0.3358371D+00	0.5000000D+04
	-11	0.7643366D+03	-.4340006D+03	-.1816759D+03	-.5678135D+00	-.4626638D+00	0.2768799D+00	0.5000000D+04
	-10	0.7816357D+03	-.3943650D+03	-.1028330D+03	-.5045380D+00	-.2916364D+00	0.2446030D+00	0.5000000D+04
	-9	0.7985394D+03	-.3520280D+03	-.3385370D+02	-.4408399D+00	-.1070042D+00	0.2256700D+00	0.5000000D+04
	-8	0.8144136D+03	-.3071730D+03	0.2533191D+02	-.3771718D+00	0.8917899D-01	0.2563608D+00	0.5000000D+04
	-7	0.8287081D+03	-.2600432D+03	0.7476980D+02	-.3137935D+00	0.2925837D+00	0.3798849D+00	0.5000000D+04
	-6	0.8409548D+03	-.2109245D+03	0.1144511D+03	-.2509154D+00	0.4954323D+00	0.6067227D+00	0.5000000D+04
	-5	0.8507661D+03	-.1601441D+03	0.1443522D+03	-.1882351D+00	0.6854980D+00	0.1092898D+01	0.5000000D+04
	-4	0.8578321D+03	-.1080591D+03	0.1644415D+03	-.1259677D+00	0.8459546D+00	0.2457490D+01	0.5000000D+04
	-3	0.8619189D+03	-.5585007D+02	0.1746808D+03	-.6386920D-01	0.9569932D+00	0.9463254D+01	0.5000000D+04
	-2	0.8628670D+03	-.1513803D+01	0.1780707D+03	-.1754337D-02	0.9997772D+00	0.1908254D+04	0.5000000D+04
	-1	0.8605931D+03	0.5210119D+02	0.1655885D+03	0.6054103D-01	0.9620605D+00	0.1134166D+02	0.5000000D+04
D R O I T E	0	0.8605901D+03	0.5214241D+02	0.1655774D+03	0.6058913D-01	0.9619994D+00	0.1132338D+02	0.5000000D+04
	1	0.8605071D+03	0.5217112D+02	0.1655563D+03	0.6062271D-01	0.9619383D+00	0.1130515D+02	0.5000000D+04
	2	0.8562892D+03	0.8920056D+02	0.1483399D+03	0.1042738D+00	0.8536327D+00	0.2882769D+01	0.5000000D+04
	3	0.8512324D+03	0.1259563D+03	0.1254955D+03	0.1479623D+00	0.6961309D+00	0.1322734D+01	0.5000000D+04
	4	0.8455335D+03	0.1619430D+03	0.9705072D+02	0.1915276D+00	0.5065310D+00	0.7561517D+00	0.5000000D+04
	5	0.8393673D+03	0.1970973D+03	0.6390399D+02	0.2348164D+00	0.3032557D+00	0.4867117D+00	0.5000000D+04
	6	0.8397713D+03	0.2363716D+03	0.2361490D+02	0.2851225D+00	0.1034765D+00	0.3373315D+00	0.5000000D+04
	7	0.8235390D+03	0.2707770D+03	-.2353487D+02	0.3287969D+00	-.9267297D-01	0.2943376D+00	0.5000000D+04
	8	0.8171658D+03	0.3024069D+03	-.7652845D+02	0.3700679D+00	-.2695050D+00	0.3202864D+00	0.5000000D+04
	9	0.8116616D+03	0.3327816D+03	-.1357616D+03	0.4100005D+00	-.4208694D+00	0.3536921D+00	0.5000000D+04
	10	0.8075000D+03	0.3619212D+03	-.2002247D+03	0.4481947D+00	-.5496470D+00	0.3974731D+00	0.5000000D+04
	11	0.7974050D+03	0.3903405D+03	-.2685806D+03	0.4995706D+00	-.6556139D+00	0.4506991D+00	0.5000000D+04
	12	0.7831720D+03	0.4375913D+03	-.3446715D+03	0.5587423D+00	-.7528900D+00	0.5421969D+00	0.5000000D+04
	13	0.7690911D+03	0.4741769D+03	-.4311594D+03	0.6159013D+00	-.8435162D+00	0.7410456D+00	0.5000000D+04
	14	0.7534272D+03	0.5081628D+03	-.5284804D+03	0.6700218D+00	-.9262678D+00	0.1367345D+01	0.5000000D+04
15	0.7496973D+03	0.5397147D+03	-.6372427D+03	0.7199101D+00	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04	

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,41M

- 1 - 31-03-82
 PAGE 39

SUITE DE LA LIGNE:VALEURS MAXIMALES , REACTIONS D'APPUI ET JOINTS FAIBLES

GLISSEMENT -15 0.7987336D+00

COMPRESSION -15 INFINI

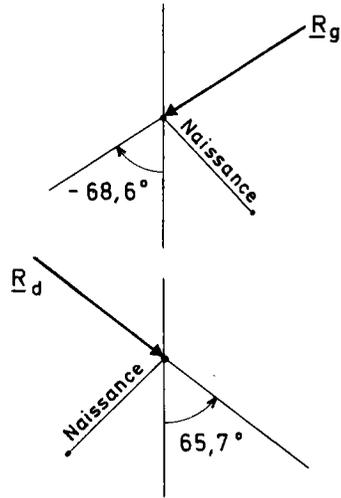
REACTION D'APPUI GAUCHE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.9045277D+03	- .4503332D+01 0.2800000D+01	-.6861554D+02

REACTION D'APPUI DROITE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.9237630D+03	0.4503332D+01 0.2800000D+01	0.6575049D+02

JOINTS FAIBLES=====> 15 E -15 E -2 I



MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 40

LIGNE DE POUSSEE MINIMALE HMIN

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-15	0.3347685D+03	0.4212117D+02	0.2242057D+03	0.1258216D+00	0.7879217D+00	0.1857076D+00	0.5000000D+04
-14	0.3913846D+03	0.4117940D+02	0.1933559D+03	0.1366340D+00	0.8528208D+00	0.2722053D+00	0.5000000D+04
-13	0.2732659D+03	0.3962710D+02	0.1652720D+03	0.1450133D+00	0.9109580D+00	0.4622526D+00	0.5000000D+04
-12	0.2497142D+03	0.3782600D+02	0.1393748D+03	0.1514772D+00	0.9582524D+00	0.1023283D+01	0.5000000D+04
-11	0.2300705D+03	0.3603315D+02	0.1169990D+03	0.1566179D+00	0.9893637D+00	0.4416782D+01	0.5000000D+04
-10	0.2137378D+03	0.3442877D+02	0.9642014D+02	0.1610795D+00	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
-9	0.2001057D+03	0.3312762D+02	0.7780600D+02	0.1654845D+00	0.9318696D+00	0.2786458D+01	0.5000000D+04
-8	0.1889503D+03	0.3218983D+02	0.6113933D+02	0.1703614D+00	0.9277114D+00	0.7494067D+00	0.5000000D+04
-7	0.1796330D+03	0.3163056D+02	0.4593319D+02	0.1760844D+00	0.8292131D+00	0.3410805D+00	0.5000000D+04
-6	0.1718979D+03	0.3142832D+02	0.3204257D+02	0.1828314D+00	0.6785639D+00	0.1946792D+00	0.5000000D+04
-5	0.1654680D+03	0.3153235D+02	0.1927110D+02	0.1905636D+00	0.4705274D+00	0.1262601D+00	0.5000000D+04
-4	0.1601271D+03	0.3106803D+02	0.7456800D+01	0.1990230D+00	0.2054859D+00	0.8094083D-01	0.5000000D+04
-3	0.1557080D+03	0.3254722D+02	-0.3529673D+01	0.2077420D+00	-0.1070371D+00	0.8233573D-01	0.5000000D+04
-2	0.1520996D+03	0.3286391D+02	-0.1377518D+02	0.2160683D+00	-0.4462751D+00	0.1353529D+00	0.5000000D+04
-1	0.1492430D+03	0.3330799D+02	-0.2332460D+02	0.2231796D+00	-0.7814119D+00	0.3413795D+00	0.5000000D+04
0	0.1492041D+03	0.3330827D+02	-0.2333114D+02	0.2231844D+00	-0.7816595D+00	0.3417623D+00	0.5000000D+04
1	0.1492392D+03	0.3329605D+02	-0.2333023D+02	0.2231053D+00	-0.7819071D+00	0.3421458D+00	0.5000000D+04
2	0.1493362D+03	0.1736792D+02	-0.3008242D+02	0.1169495D+00	-0.9993036D+00	0.1049621D+03	0.5000000D+04
3	0.1506357D+03	0.1305435D+01	-0.3180415D+02	0.0666200D-02	-0.9994424D+00	0.1275490D+03	0.5000000D+04
4	0.1562105D+03	-0.1478896D+02	-0.2869841D+02	-0.9416115D-01	-0.8107477D+00	0.3642562D+00	0.5000000D+04
5	0.1651733D+03	-0.3057382D+02	-0.2046862D+02	-0.1851019D+00	-0.5006589D+00	0.1336397D+00	0.5000000D+04
6	0.1754761D+03	-0.4054553D+02	-0.6847058D+01	-0.2316601D+00	-0.1420441D+00	0.7445434D-01	0.5000000D+04
7	0.1908075D+03	-0.5483469D+02	0.9371216D+01	-0.2873823D+00	0.1677640D+00	0.7434895D-01	0.5000000D+04
8	0.2105366D+03	-0.6957846D+02	0.3176754D+02	-0.3304016D+00	0.4326091D+00	0.1063861D+00	0.5000000D+04
9	0.2345069D+03	-0.8349703D+02	0.5905896D+02	-0.3560232D+00	0.6355064D+00	0.1623790D+00	0.5000000D+04
10	0.2639966D+03	-0.9632279D+02	0.9182351D+02	-0.3661118D+00	0.7736636D+00	0.2576763D+00	0.5000000D+04
11	0.2887606D+03	-0.9928607D+02	0.1329301D+03	-0.3430352D+00	0.8960625D+00	0.5077776D+00	0.5000000D+04
12	0.3131382D+03	-0.9667487D+02	0.1785380D+03	-0.3087291D+00	0.9753902D+00	0.2176769D+01	0.5000000D+04
13	0.3410973D+03	-0.9372100D+02	0.2264610D+03	-0.2747632D+00	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
14	0.3732715D+03	-0.9019080D+02	0.2768134D+03	-0.2416229D+00	0.9857886D+00	0.3491480D+01	0.5000000D+04
15	0.4103337D+03	-0.8574872D+02	0.3296081D+03	-0.2089731D+00	0.9450216D+00	0.8780635D+00	0.5000000D+04

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 FACE 41

SUITE DE LA LIGNE:VALEURS MAXIMALES , REACTIONS D'APPUI ET JOINTS FAIBLES

GLISSEMENT 10 0.3661118D+00

COMPRESSION -10 INFINI

REACTION D'APPUI GAUCHE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.3374080D+03	- .3187204D+01 0.2040133D+01	- .2282863D+02

REACTION D'APPUI DROITE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4191975D+03	0.3071560D+01 0.1973366D+01	0.1819658D+02

JOINTS FAIBLES=====> 13 I -10 I 3 E

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 42

LIGNE DE PUSSEE MINIMALE A LA COTE MINIMALE ZMIN*HMIN

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
-15	0.3929879D+03	-.1253232D+03	-.7878348D+02	-.3188985D+00	-.2358506D+00	0.6050371D-01	0.5000000D+04
-14	0.3719545D+03	-.1214461D+03	-.6280546D+02	-.3265079D+00	-.2244550D+00	0.6375355D-01	0.5000000D+04
-13	0.3557912D+03	-.1172699D+03	-.4734239D+02	-.3296030D+00	-.2004194D+00	0.6702209D-01	0.5000000D+04
-12	0.3437338D+03	-.1124652D+03	-.3234168D+02	-.3271870D+00	-.1609622D+00	0.7008490D-01	0.5000000D+04
-11	0.3350504D+03	-.1068117D+03	-.1784967D+02	-.3187854D+00	-.1036961D+00	0.7276427D-01	0.5000000D+04
-10	0.3291070D+03	-.1001709D+03	-.3906437D+01	-.3043719D+00	-.2685106D-01	0.7496721D-01	0.5000000D+04
-9	0.3252909D+03	-.9247415D+02	0.9084393D+01	-.2842814D+00	0.7047757D-01	0.8831592D-01	0.5000000D+04
-8	0.3230919D+03	-.8371160D+02	0.2117857D+02	-.2590953D+00	0.1879361D+00	0.1140711D+00	0.5000000D+04
-7	0.3220609D+03	-.7392237D+02	0.3210812D+02	-.2295292D+00	0.3232976D+00	0.1543355D+00	0.5000000D+04
-6	0.3218153D+03	-.6318581D+02	0.4169358D+02	-.1963417D+00	0.4716277D+00	0.2217195D+00	0.5000000D+04
-5	0.3220379D+03	-.5161306D+02	0.4977260D+02	-.1602726D+00	0.6244205D+00	0.3464162D+00	0.5000000D+04
-4	0.3224718D+03	-.3934433D+02	0.5620642D+02	-.1220086D+00	0.7691676D+00	0.6165532D+00	0.5000000D+04
-3	0.3229205D+03	-.2653492D+02	0.6088323D+02	-.8217169D-01	0.8902519D+00	0.1389342D+01	0.5000000D+04
-2	0.3232449D+03	-.1335779D+02	0.6372171D+02	-.4132405D-01	0.9713805D+00	0.5565481D+01	0.5000000D+04
-1	0.3233619D+03	-.4781119D-02	0.6467238D+02	-.1478566D-04	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
0	0.3233619D+03	0.5522389D-02	0.6467238D+02	0.1707805D-04	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.3233619D+03	0.3322389D-02	0.6467238D+02	0.1027443D-04	0.1000000D+01	0.9427534D+07	0.5000000D+04
2	0.3244594D+03	-.2849640D+01	0.6584561D+02	-.8782755D-02	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
3	0.3277752D+03	-.5673988D+01	0.6937575D+02	-.1731061D-01	0.9994070D+00	0.2609985D+03	0.5000000D+04
4	0.3333762D+03	-.8431214D+01	0.7528476D+02	-.2529039D-01	0.9965708D+00	0.4290261D+02	0.5000000D+04
5	0.3413745D+03	-.1107407D+02	0.8360534D+02	-.3243966D-01	0.8894546D+00	0.1307890D+02	0.5000000D+04
6	0.3497275D+03	-.7932717D+01	0.9465652D+02	-.2268257D-01	0.9852758D+00	0.8646416D+01	0.5000000D+04
7	0.3621344D+03	-.9291249D+01	0.1061044D+03	-.2565690D-01	0.9501437D+00	0.2355457D+01	0.5000000D+04
8	0.3779810D+03	-.1135909D+02	0.1199820D+03	-.3005200D-01	0.9100929D+00	0.1205356D+01	0.5000000D+04
9	0.3971524D+03	-.1292731D+02	0.1364455D+03	-.3255000D-01	0.8670199D+00	0.7536982D+00	0.5000000D+04
10	0.4199937D+03	-.1379738D+02	0.1554932D+03	-.3205146D-01	0.8207222D+00	0.5193138D+00	0.5000000D+04
11	0.4390518D+03	-.5266406D+01	0.1799171D+03	-.1199514D-01	0.7976450D+00	0.4223327D+00	0.5000000D+04
12	0.4559331D+03	0.8313091D+01	0.2057505D+03	0.1823114D-01	0.7719266D+00	0.3420249D+00	0.5000000D+04
13	0.4756970D+03	0.2164820D+02	0.2306797D+03	0.4550837D-01	0.7304053D+00	0.2657605D+00	0.5000000D+04
14	0.4908733D+03	0.3491429D+02	0.2546635D+03	0.6998628D-01	0.6785754D+00	0.2063159D+00	0.5000000D+04
15	0.5262351D+03	0.4839295D+02	0.2775358D+03	0.9196070D-01	0.6204693D+00	0.1631225D+00	0.5000000D+04

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 43

SUITE DE LA LIGNE:VALEURS MAXIMALES , REACTIONS D'APPUI ET JOINTS FAIBLES

GLISSEMENT -13 0.32960300+00

COMPRESSION -1 INFINI

REACTION D'APPUI GAUCHE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4124869D+03	-.3940825D+01 0.2475237D+01	-.4768740D+02

REACTION D'APPUI DROITE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.5284555D+03	0.3310470D+01 0.2111301D+01	0.3525418D+02

JOINTS FAIBLES====> 2 I -1 I 15 I

$|e| \neq 1$ (Ligne Zmin * Hmin passant à l'intrados à la clé).

S. E. T. N. A.
 Service
 Documentation

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 44

LIGNE DE PUSSEE MAXIMALE A LA COTE MINIMALE ZMIN*MAX

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
-15	0.5348244D+03	-.3709750D+03	-.4546008D+03	-.6936380D+00	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
-14	0.5317520D+03	-.3558114D+03	-.3761082D+03	-.6691305D+00	-.9402110D+00	0.1182251D+01	0.5000000D+04
-13	0.5326561D+03	-.3390382D+03	-.3036978D+03	-.6365050D+00	-.8587755D+00	0.5600962D+00	0.5000000D+04
-12	0.5366768D+03	-.3203963D+03	-.2370638D+03	-.5970005D+00	-.7556767D+00	0.3757703D+00	0.5000000D+04
-11	0.5430006D+03	-.2997428D+03	-.1760280D+03	-.5520110D+00	-.6310102D+00	0.2864434D+00	0.5000000D+04
-10	0.5508855D+03	-.2770230D+03	-.1205202D+03	-.5028885D+00	-.4849670D+00	0.2371045D+00	0.5000000D+04
-9	0.5596655D+03	-.2522581D+03	-.7053899D+02	-.4507302D+00	-.3189736D+00	0.2071131D+00	0.5000000D+04
-8	0.5687518D+03	-.2255340D+03	-.2613497D+02	-.3965420D+00	-.1317464D+00	0.1878000D+00	0.5000000D+04
-7	0.5776322D+03	-.1969900D+03	0.1261277D+02	-.3410301D+00	0.7000000D-01	0.2015912D+00	0.5000000D+04
-6	0.5858691D+03	-.1668104D+03	0.4561129D+02	-.2847231D+00	0.2838059D+00	0.2976215D+00	0.5000000D+04
-5	0.5930970D+03	-.1352160D+03	0.7276554D+02	-.2279829D+00	0.4956700D+00	0.4751215D+00	0.5000000D+04
-4	0.5990206D+03	-.1024564D+03	0.9380731D+02	-.1710390D+00	0.6924135D+00	0.8594330D+00	0.5000000D+04
-3	0.6034124D+03	-.6880402D+02	0.1092018D+03	-.1140249D+00	0.8545283D+00	0.1858604D+01	0.5000000D+04
-2	0.6061112D+03	-.3454751D+02	0.1183525D+03	-.5699063D-01	0.9621852D+00	0.7890122D+01	0.5000000D+04
-1	0.6070208D+03	-.1294175D-01	0.1214042D+03	-.2132011D-04	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
0	0.6070208D+03	0.1358302D-01	0.1214042D+03	0.2254127D-04	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.6070208D+03	0.2780425D-01	0.1214042D+03	0.4580444D-04	0.1000000D+01	0.8382100D+07	0.5000000D+04
2	0.6073246D+03	0.1835635D+02	0.1204719D+03	0.3022494D-01	0.9774587D+00	0.1327623D+02	0.5000000D+04
3	0.6082647D+03	0.3661125D+02	0.1176853D+03	0.6018966D-01	0.9135671D+00	0.3322955D+01	0.5000000D+04
4	0.6099214D+03	0.5469678D+02	0.1130517D+03	0.8957841D-01	0.8179774D+00	0.1478722D+01	0.5000000D+04
5	0.6124289D+03	0.7254365D+02	0.1065802D+03	0.1184524D+00	0.7030942D+00	0.8335660D+00	0.5000000D+04
6	0.6137751D+03	0.9570711D+02	0.9855172D+02	0.1559319D+00	0.5845101D+00	0.5377566D+00	0.5000000D+04
7	0.6176987D+03	0.1137911D+03	0.8658213D+02	0.1842178D+00	0.4545452D+00	0.3672345D+00	0.5000000D+04
8	0.6236327D+03	0.1304774D+03	0.7263702D+02	0.2092216D+00	0.3339403D+00	0.2684451D+00	0.5000000D+04
9	0.6315178D+03	0.1468702D+03	0.5678633D+02	0.2325670D+00	0.2269265D+00	0.2061540D+00	0.5000000D+04
10	0.6417620D+03	0.1630674D+03	0.3892420D+02	0.2540933D+00	0.1344495D+00	0.1643596D+00	0.5000000D+04
11	0.6469829D+03	0.1876765D+03	0.2169340D+02	0.2900798D+00	0.6526611D-01	0.1347280D+00	0.5000000D+04
12	0.6489141D+03	0.2162553D+03	0.9795889D+00	0.3332572D+00	0.2582500D-02	0.1112997D+00	0.5000000D+04
13	0.6525491D+03	0.2434267D+03	-.2572880D+02	0.3730397D+00	-.5938699D-01	0.1044930D+00	0.5000000D+04
14	0.6586573D+03	0.2692889D+03	-.5869658D+02	0.4088452D+00	-.1184609D+00	0.9932064D-01	0.5000000D+04
15	0.6680575D+03	0.2940528D+03	-.9834297D+02	0.4401610D+00	-.1731851D+00	0.9505755D-01	0.5000000D+04

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 45

SUITE DE LA LIGNE:VALEURS MAXIMALES , REACTIONS D'APPUI ET JOINTS FAIBLES

GLISSEMENT -15 0.6936388D+00

COMPRESSION -15 INFINI

REACTION D'APPUI GAUCHE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.6508914D+03	-.4503332D+01 0.2800000D+01	-.6474668D+02

REACTION D'APPUI DROITE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.7299095D+03	0.3894696D+01 0.2448604D+01	0.5375722D+02

JOINTS FAIBLES====> -1 I -15 E 15 E

$e \neq 1$ (Ligne Zmin * Hmax passant à l'intrados à la clé).

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 46

LIGNE DE POUSSEE MINIMALE A LA COTE MAXIMALE ZMAX*MINI

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
-15	0.3305562D+03	-.1718364D+02	0.7276968D+01	-.5190403D-01	0.2539920D-01	0.3992293D-01	0.5000000D+04
-14	0.3016160D+03	-.1827437D+02	-.4265599D+01	-.6058820D-01	-.1879954D-01	0.4086137D-01	0.5000000D+04
-13	0.2779394D+03	-.1964306D+02	-.1307246D+02	-.7067390D-01	-.7517757D-01	0.4526648D-01	0.5000000D+04
-12	0.2588040D+03	-.2092926D+02	-.2160244D+02	-.8086916D-01	-.1427958D+00	0.5165001D-01	0.5000000D+04
-11	0.2435256D+03	-.2187854D+02	-.2760033D+02	-.8984080D-01	-.2206036D+00	0.6081938D-01	0.5000000D+04
-10	0.2314831D+03	-.2231547D+02	-.3207109D+02	-.9640218D-01	-.3071200D+00	0.7005047D-01	0.5000000D+04
-9	0.2221218D+03	-.2213185D+02	-.3524992D+02	-.9963835D-01	-.4004920D+00	0.9350250D-01	0.5000000D+04
-8	0.2149546D+03	-.2127583D+02	-.3738024D+02	-.9897024D-01	-.4985801D+00	0.1229394D+00	0.5000000D+04
-7	0.2095601D+03	-.1974230D+02	-.3869795D+02	-.9420820D-01	-.5988318D+00	0.1693977D+00	0.5000000D+04
-6	0.2055804D+03	-.1756443D+02	-.3942061D+02	-.8543823D-01	-.6980372D+00	0.2478365D+00	0.5000000D+04
-5	0.2027185D+03	-.1480630D+02	-.3974007D+02	-.7303870D-01	-.7920055D+00	0.3937628D+00	0.5000000D+04
-4	0.2007355D+03	-.1155644D+02	-.3981768D+02	-.5757047D-01	-.8753665D+00	0.7107669D+00	0.5000000D+04
-3	0.1994480D+03	-.7922097D+01	-.3978123D+02	-.3972012D-01	-.9418015D+00	0.1618187D+01	0.5000000D+04
-2	0.1987267D+03	-.4024118D+01	-.3972304D+02	-.2024951D-01	-.9849630D+00	0.6512221D+01	0.5000000D+04
-1	0.1984944D+03	0.4717875D-02	-.3969887D+02	0.2376831D-04	-.9999999D+00	0.1863576D+07	0.5000000D+04
0	0.1984944D+03	0.7836714D-02	-.3969887D+02	0.3948079D-04	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.1984944D+03	-.1547985D-02	-.3969887D+02	-.7798637D-05	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
2	0.1999409D+03	-.1217870D+02	-.3760042D+02	-.6091151D-01	-.9266690D+00	0.1343531D+01	0.5000000D+04
3	0.2043020D+03	-.2420224D+02	-.3129127D+02	-.1188546D+00	-.7232050D+00	0.3485180D+00	0.5000000D+04
4	0.2116389D+03	-.3621460D+02	-.2074350D+02	-.1711150D+00	-.4325400D+00	0.1645800D+00	0.5000000D+04
5	0.2220538D+03	-.4787721D+02	-.5912518D+01	-.2156108D+00	-.1075740D+00	0.1005262D+00	0.5000000D+04
6	0.2334907D+03	-.5354979D+02	0.1353595D+02	-.2293444D+00	0.2110358D+00	0.1077331D+00	0.5000000D+04
7	0.2496317D+03	-.6346715D+02	0.3529073D+02	-.2542432D+00	0.4504442D+00	0.1494796D+00	0.5000000D+04
8	0.2698414D+03	-.7379084D+02	0.6141425D+02	-.2734601D+00	0.6525297D+00	0.2226540D+00	0.5000000D+04
9	0.2939807D+03	-.8326578D+02	0.9210106D+02	-.2832355D+00	0.7906290D+00	0.3543473D+00	0.5000000D+04
10	0.3223669D+03	-.9164920D+02	0.1274022D+03	-.2843009D+00	0.8760723D+00	0.5766276D+00	0.5000000D+04
11	0.3475158D+03	-.9019627D+02	0.1701538D+03	-.2595458D+00	0.9530595D+00	0.1441052D+01	0.5000000D+04
12	0.3710499D+03	-.8321971D+02	0.2164759D+03	-.2242817D+00	0.9980700D+00	0.3288983D+02	0.5000000D+04
13	0.3978416D+03	-.7597572D+02	0.2641346D+03	-.1909698D+00	0.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
14	0.4285310D+03	-.6825480D+02	0.3131871D+03	-.1592762D+00	0.9715011D+00	0.1998827D+01	0.5000000D+04
15	0.4637993D+03	-.5974434D+02	0.3635788D+03	-.1288151D+00	0.9222518D+00	0.7018124D+00	0.5000000D+04

MODELE D'APPLICATION VCUTE
 DC DISSYMETRIQUE X=1.425M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 47

SUITE DE LA LIGNE VALEURS MAXIMALES , REACTIONS D'APPUI ET JOINTS FAIBLES

GLISSEMENT 10 0.2843009D+00

COMPRESSION 0 INFINI

REACTION D'APPUI GAUCHE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.3310025D+03	- .3748146D+01 0.2363993D+01	- .3297579D+02

REACTION D'APPUI DROITE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4676315D+03	0.3008321D+01 0.1983043D+01	0.2265905D+02

JOINTS FAIBLES====> 0 E 13 I 15 I

$|e| \neq l$ (Ligne Zmax * Hmin passant à l'extrados à la clé).

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 48

LIGNE DE POUSSEE MAXIMALE A LA COTE MAXIMALE ZMAX*HMAX

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
-15	0.3906373D+03	-.1212504D+03	-.2000137D+03	-.3103912D+00	-.6023752D+00	0.1155796D+00	0.5000000D+04
-14	0.3693061D+03	-.1175603D+03	-.1850722D+03	-.3183274D+00	-.6661568D+00	0.1470502D+00	0.5000000D+04
-13	0.3528598D+03	-.1135928D+03	-.1705535D+03	-.3219206D+00	-.7280199D+00	0.1954114D+00	0.5000000D+04
-12	0.3405358D+03	-.1090175D+03	-.1564090D+03	-.3201353D+00	-.7857468D+00	0.2719062D+00	0.5000000D+04
-11	0.3316117D+03	-.1036127D+03	-.1426888D+03	-.3124518D+00	-.8375541D+00	0.3973506D+00	0.5000000D+04
-10	0.3254309D+03	-.9723838D+02	-.1295162D+03	-.2987989D+00	-.8822239D+00	0.6125127D+00	0.5000000D+04
-9	0.3214059D+03	-.8982453D+02	-.1170575D+03	-.2794738D+00	-.9191200D+00	0.1002859D+01	0.5000000D+04
-8	0.3190198D+03	-.8135971D+02	-.1054992D+03	-.2550303D+00	-.9481370D+00	0.1763598D+01	0.5000000D+04
-7	0.3178243D+03	-.7188138D+02	-.9503102D+02	-.2261670D+00	-.9696248D+00	0.3393078D+01	0.5000000D+04
-6	0.3174383D+03	-.6146712D+02	-.8583393D+02	-.1936349D+00	-.9843210D+00	0.7370165D+01	0.5000000D+04
-5	0.3175445D+03	-.5022708D+02	-.7807130D+02	-.1581734D+00	-.9932988D+00	0.1914451D+02	0.5000000D+04
-4	0.3178873D+03	-.3829722D+02	-.7188295D+02	-.1204742D+00	-.9979084D+00	0.6707094D+02	0.5000000D+04
-3	0.3182706D+03	-.2583334D+02	-.6738107D+02	-.8116784D-01	-.9996597D+00	0.4415789D+03	0.5000000D+04
-2	0.3185555D+03	-.1300565D+02	-.6464747D+02	-.4082695D-01	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
-1	0.3186594D+03	-.3791779D-02	-.6373187D+02	-.1189916D-04	-.1000000D+01	0.7262831D+07	0.5000000D+04
0	0.3186594D+03	0.6241154D-02	-.6373187D+02	0.1958566D-04	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
1	0.3186594D+03	0.3770548D-02	-.6373187D+02	0.1183253D-04	-.1000000D+01	INFINI	0.5000000D+04
2	0.3197700D+03	-.3200351D+01	-.6252397D+02	-.1000829D-01	-.9634794D+00	0.4314524D+01	0.5000000D+04
3	0.3231251D+03	-.6374152D+01	-.5888935D+02	-.1972658D-01	-.8605515D+00	0.1094127D+01	0.5000000D+04
4	0.3287915D+03	-.9476922D+01	-.5280620D+02	-.2882350D-01	-.7087652D+00	0.4982133D+00	0.5000000D+04
5	0.3368807D+03	-.1245948D+02	-.4424022D+02	-.3698483D-01	-.5305597D+00	0.2899271D+00	0.5000000D+04
6	0.3453497D+03	-.9650071D+01	-.3287298D+02	-.2794289D-01	-.3465110D+00	0.1923791D+00	0.5000000D+04
7	0.3578973D+03	-.1133095D+02	-.2103707D+02	-.3165978D-01	-.1906129D+00	0.1433929D+00	0.5000000D+04
8	0.3739081D+03	-.1370972D+02	-.6698530D+01	-.3666602D-01	-.5136346D-01	0.1130068D+00	0.5000000D+04
9	0.3932666D+03	-.1557574D+02	0.1030051D+02	-.3960606D-01	0.6609960D-01	0.1062707D+00	0.5000000D+04
10	0.4163166D+03	-.1672879D+02	0.2996493D+02	-.4018286D-01	0.1595523D+00	0.1098061D+00	0.5000000D+04
11	0.4356041D+03	-.8464485D+01	0.5507409D+02	-.1943160D-01	0.2460981D+00	0.1124683D+00	0.5000000D+04
12	0.4527840D+03	0.4866389D+01	0.8167895D+02	0.1074771D-01	0.3086049D+00	0.1120335D+00	0.5000000D+04
13	0.4727645D+03	0.1797207D+02	0.1074640D+03	0.3801484D-01	0.3423757D+00	0.1082809D+00	0.5000000D+04
14	0.4962237D+03	0.3102929D+02	0.1323917D+03	0.6253085D-01	0.3546540D+00	0.1022131D+00	0.5000000D+04
15	0.5238832D+03	0.4432081D+02	0.1563002D+03	0.8460054D-01	0.3509992D+00	0.9496648D-01	0.5000000D+04

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 49

SUITE DE LA LIGNE:VALEURS MAXIMALES , REACTIONS D'APPUI ET JOINTS FAIBLES

GLISSEMENT -13 0.3219206D+00

COMPRESSION -2 INFINI

REACTION D'APPUI GAUCHE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4090222D+03	-.4210632D+01 0.2631009D+01	-.4724388D+02

REACTION D'APPUI DROITE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.5257547D+03	0.3508832D+01 0.2225825D+01	0.3483574D+02

JOINTS FAIBLES=====> 0 E -2 E -15 E

$ e \neq 1$ (Ligne Zmax * Hmax passant à l'extrados à la clé).

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 50

LIGNE OPTIMALE TRACTION-COMPRESSION

JOINT	EFFORT NORMAL	EFFORT TANGENT	MOMENT	INCLINAISON	EXCENTRICITE	TAUX COMPRESSION	LIMITE
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-15	0.3846306D+03	-.7024253D+02	0.1067733D+02	-.1826233D+00	0.3265878D-01	0.4677839D-01	0.5000000D+04
-14	0.3595044D+03	-.6714390D+02	0.1006823D+02	-.1867680D+00	0.3722809D-01	0.4963664D-01	0.5000000D+04
-13	0.3393179D+03	-.6404995D+02	0.9879140D+01	-.1887609D+00	0.4385279D-01	0.5345237D-01	0.5000000D+04
-12	0.3233294D+03	-.6062515D+02	0.1013083D+02	-.1875027D+00	0.5360232D-01	0.5844606D-01	0.5000000D+04
-11	0.3108371D+03	-.5664144D+02	0.1074714D+02	-.1822223D+00	0.6729971D-01	0.6486996D-01	0.5000000D+04
-10	0.3012042D+03	-.5195098D+02	0.1158132D+02	-.1724776D+00	0.8523359D-01	0.7299016D-01	0.5000000D+04
-9	0.2938626D+03	-.4647422D+02	0.1244684D+02	-.1581495D+00	0.1068912D+00	0.8303609D-01	0.5000000D+04
-8	0.2883139D+03	-.4018894D+02	0.1314053D+02	-.1393930D+00	0.1306734D+00	0.9508726D-01	0.5000000D+04
-7	0.2841277D+03	-.3312037D+02	0.1345945D+02	-.1165686D+00	0.1536170D+00	0.1088610D+00	0.5000000D+04
-6	0.2809392D+03	-.2533265D+02	0.1321287D+02	-.9017130D-01	0.1712071D+00	0.1233967D+00	0.5000000D+04
-5	0.2784471D+03	-.1692123D+02	0.1223065D+02	-.6077000D-01	0.1774597D+00	0.1367662D+00	0.5000000D+04
-4	0.2764104D+03	-.8006251D+01	0.1036889D+02	-.2896509D-01	0.1655449D+00	0.1461805D+00	0.5000000D+04
-3	0.2746460D+03	0.1273351D+01	0.7513732D+01	0.4636337D-02	0.1291794D+00	0.1489208D+00	0.5000000D+04
-2	0.2730272D+03	0.1076517D+02	0.3583789D+01	0.3942893D-01	0.6468002D-01	0.1438399D+00	0.5000000D+04
-1	0.2714831D+03	0.2030094D+02	-.1464089D+01	0.7477791D-01	-.2696464D-01	0.1395032D+00	0.5000000D+04
0	0.2714819D+03	0.2030826D+02	-.1468412D+01	0.7480519D-01	-.2704437D-01	0.1395140D+00	0.5000000D+04
1	0.2714808D+03	0.2030307D+02	-.1472734D+01	0.7478642D-01	-.2712410D-01	0.1395249D+00	0.5000000D+04
2	0.2712073D+03	0.1351932D+02	-.5528696D+01	0.4984867D-01	-.1004511D+00	0.1485629D+00	0.5000000D+04
3	0.2734488D+03	0.6669678D+01	-.6457202D+01	0.2439096D-01	-.1115011D+00	0.1453215D+00	0.5000000D+04
4	0.2782793D+03	-.1818839D+00	-.4225130D+01	-.6536022D-03	-.6700346D-01	0.1316251D+00	0.5000000D+04
5	0.2858151D+03	-.6965212D+01	0.1210491D+01	-.2436964D-01	0.1711076D-01	0.1174826D+00	0.5000000D+04
6	0.2940163D+03	-.7987305D+01	0.1017868D+02	-.2716619D-01	0.1260251D+00	0.1224643D+00	0.5000000D+04
7	0.3065832D+03	-.1350898D+02	0.2035968D+02	-.4406302D-01	0.2153516D+00	0.1267065D+00	0.5000000D+04
8	0.3229003D+03	-.1971637D+02	0.3380302D+02	-.6106025D-01	0.3001420D+00	0.1322812D+00	0.5000000D+04
9	0.3428503D+03	-.2537742D+02	0.5068556D+02	-.7401896D-01	0.3730841D+00	0.1380137D+00	0.5000000D+04
10	0.3667737D+03	-.3027068D+02	0.7103523D+02	-.8253230D-01	0.4293279D+00	0.1424706D+00	0.5000000D+04
11	0.3872117D+03	-.2567085D+02	0.9765938D+02	-.6629668D-01	0.4909287D+00	0.1480549D+00	0.5000000D+04
12	0.4058128D+03	-.1590823D+02	0.1266429D+03	-.3920092D-01	0.5338740D+00	0.1489382D+00	0.5000000D+04
13	0.4274771D+03	-.6254628D+01	0.1557108D+03	-.1463149D-01	0.5486443D+00	0.1426523D+00	0.5000000D+04
14	0.4528734D+03	0.3486004D+01	0.1848741D+03	0.7697524D-02	0.5426513D+00	0.1316288D+00	0.5000000D+04
15	0.4827124D+03	0.1361497D+02	0.2140273D+03	0.2820513D-01	0.5216289D+00	0.1187147D+00	0.5000000D+04

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 51

SUITE DE LA LIGNE:VALEURS MAXIMALES , REACTIONS D'APPUI ET JOINTS FAIBLES

GLISSEMENT -13 0.1887609D+00

COMPRESSION 12 0.1489382D+00

REACTION D'APPUI GAUCHE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.3909920D+03	- .3743170D+01 0.2361120D+01	- .4034950D+02

REACTION D'APPUI DROITE

MODULE	POINT D'APPLICATION	INCLINAISON
0.4829044D+03	0.3383228D+01 0.2153308D+01	0.3161561D+02

JOINTS FAIBLES=====> 12 I -3 I 2 E 15 I

Le taux sur ce joint vaut 0,119 : la différence avec 0,149 provient de la précision du calcul.

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 52

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1985D+03	0.7837D-02	0 E	13 I	15 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3187D+03	0.6241D-02	0 E	-2 E	-15 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.6070D+03	0.1368D-01	-1 I	-15 E	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3234D+03	0.5522D-02	2 I	-1 I	15 I	
HMIN*	0.4056D+01	0.1492D+03	0.3331D+02	13 I	-10 I	3 E	
HMAX*	0.3708D+01	0.8606D+03	0.5214D+02	15 E	-15 E	-2 I	
OPTIMALE	0.3905D+01	0.2715D+03	0.2031D+02	12 I	-3 I	2 E	15 I

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.6714194D+01

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----		
ZMAX*HMIN	0.33100D+03	-.37481D+01	0.23640D+01	-.32976D+02	0.46763D+03	0.30883D+01	0.19830D+01	0.22660D+02
ZMAX*HMAX	0.40902D+03	-.42106D+01	0.26310D+01	-.47244D+02	0.52575D+03	0.35088D+01	0.22258D+01	0.34836D+02
ZMIN*HMAX	0.65089D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.64747D+02	0.72991D+03	0.38947D+01	0.24486D+01	0.53757D+02
ZMIN*HMIN	0.41249D+03	-.39408D+01	0.24752D+01	-.47687D+02	0.52846D+03	0.33105D+01	0.21113D+01	0.35254D+02
HMIN*	0.33741D+03	-.31872D+01	0.20401D+01	-.22829D+02	0.41920D+03	0.30716D+01	0.19734D+01	0.18197D+02
HMAX*	0.90453D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.68616D+02	0.92376D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.65750D+02
OPTIMALE	0.39099D+03	-.37432D+01	0.23611D+01	-.40349D+02	0.48290D+03	0.33832D+01	0.21533D+01	0.31616D+02

4. Modèle d'application

4.1. Description de l'ouvrage

L'ouvrage traité en exemple est un pont en maçonnerie à 2 arches en plein cintre, élargi par une dalle en béton armé : les coupes longitudinale et transversale de l'ouvrage sont représentées aux figures 8.1. - 8.2.

La largeur de la voûte, entre nus extérieurs des tympans et la largeur chargeable sont égales à 6 m. La chaussée est bordée par 2 trottoirs de 0,85 m de large chacun. L'épaisseur de remblai à la clé est de 0,30 m (en moyenne), l'épaisseur totale (remblai + dalle) étant de 0,56 m. La densité de la maçonnerie est de 24 KN/m³ et celle du remblai est de 22 KN/m³. L'ouvrage est susceptible de recevoir des convois exceptionnels de classe C.

4.2. Les combinaisons d'actions à étudier

L'étude de la stabilité est décomposée en trois parties :

- celle de la voûte proprement dite, qui est limitée à une ouverture de 60°,
- celle des culées,
- celle de la pile intermédiaire.

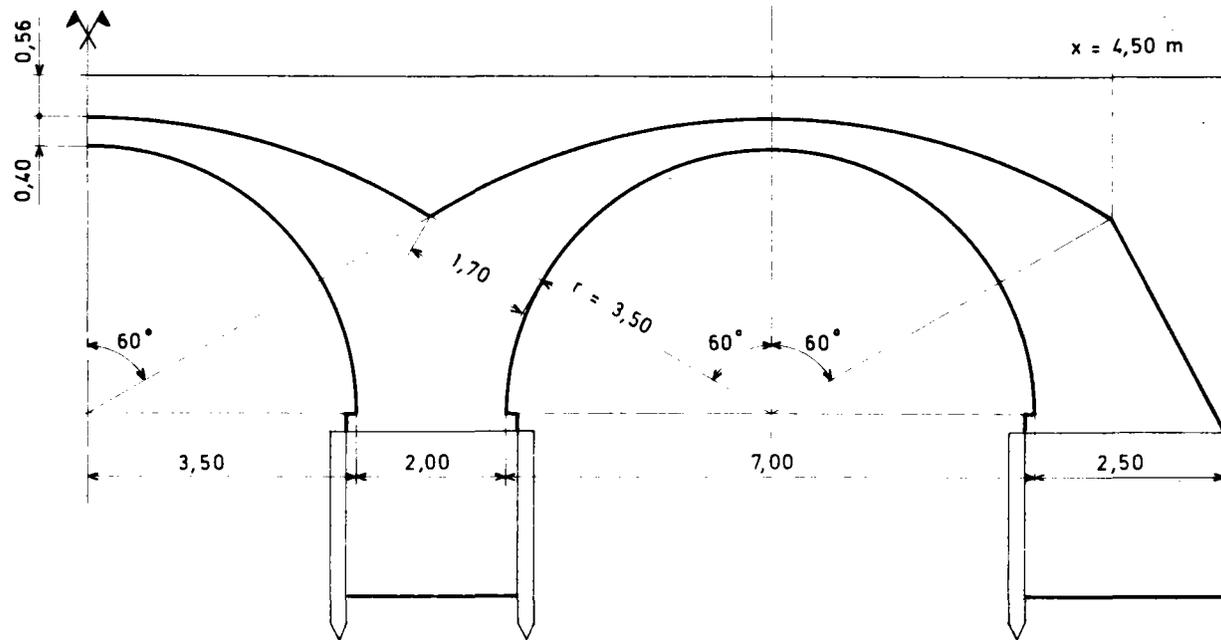
Le calcul est fait, pour chacune de ces parties, par mètre linéaire de largeur. Dans ces conditions, la charge apportée par la dalle et les superstructures, soit 70 KN/ml, est répartie uniformément sur la largeur de la voûte. Les charges routières sont diffusées sur l'épaisseur totale de matériaux surplombant l'extrados de la voûte à la clé soit 0,56 m.

Les combinaisons d'actions suivantes sont à étudier a priori (figure 9) :

- Charges permanentes seules avec la pondération dite "maximale"*.
- Les charges routières suivantes cumulées avec les charges permanentes et les charges de trottoir a (1).

*) **NOTA** : On se trouve ici dans le cas d'une voûte (de calcul) surbaissée au 1/3,5 où la hauteur des remblais est peu importante. On peut donc, pour l'étude de la stabilité de la voûte, considérer l'effet de la poussée des remblais comme favorable ou défavorable, l'incidence sur le résultat étant faible. Dans le calcul, l'effet a été pris défavorable (coefficient de sécurité partiel égal à 1,35). Le calcul complet de comparaison des différentes combinaisons possibles des charges permanentes montre d'ailleurs que c'est bien la pondération la plus sévère : l'écart avec la combinaison où l'effet de la poussée des terres est considéré comme favorable est inférieur à 1 %.

DEMI-COUPÉ LONGITUDINALE SCHÉMATIQUE DE L'OUVRAGE



Exemple d'application

Figure 8.1

COUPE TRANSVERSALE A LA CLÉ

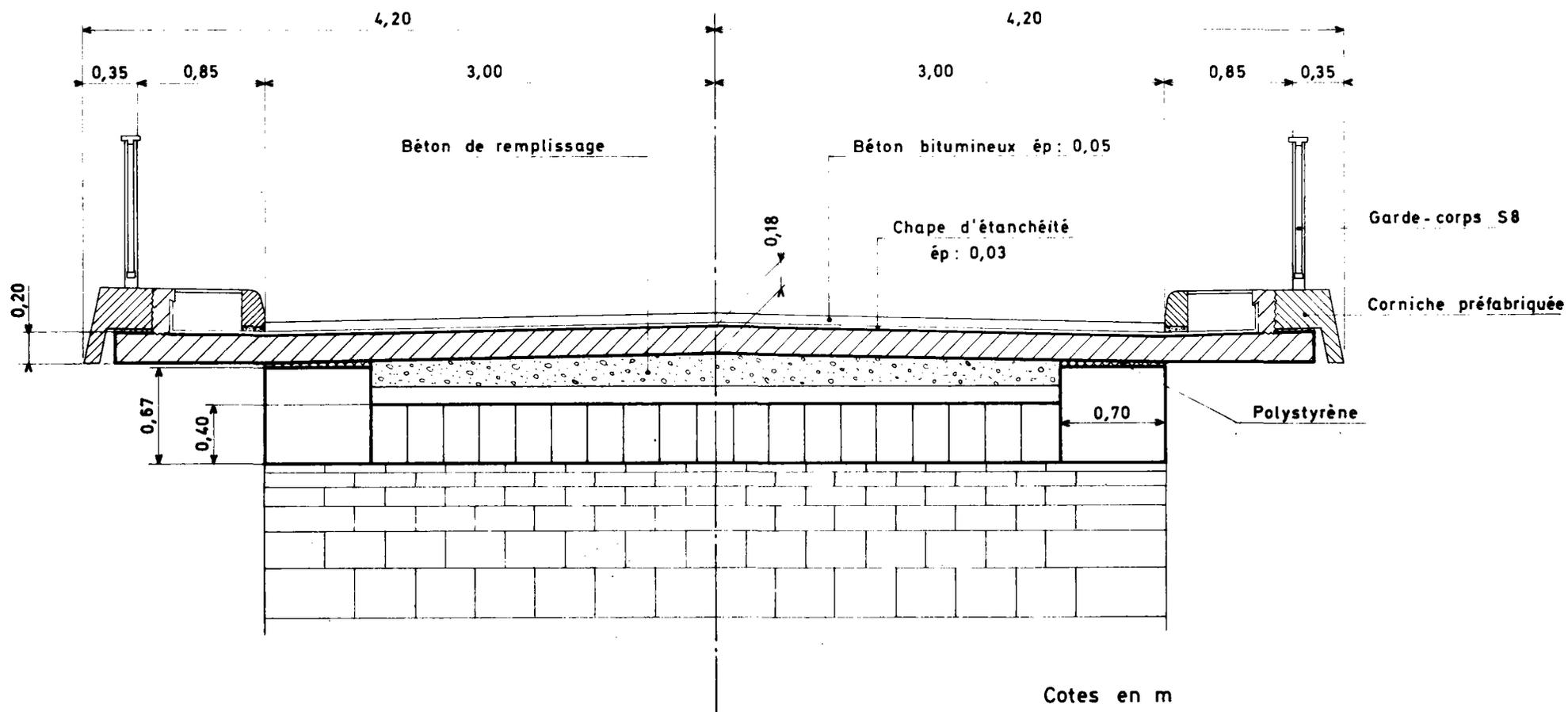


Figure 8.2

CAS DE CHARGE

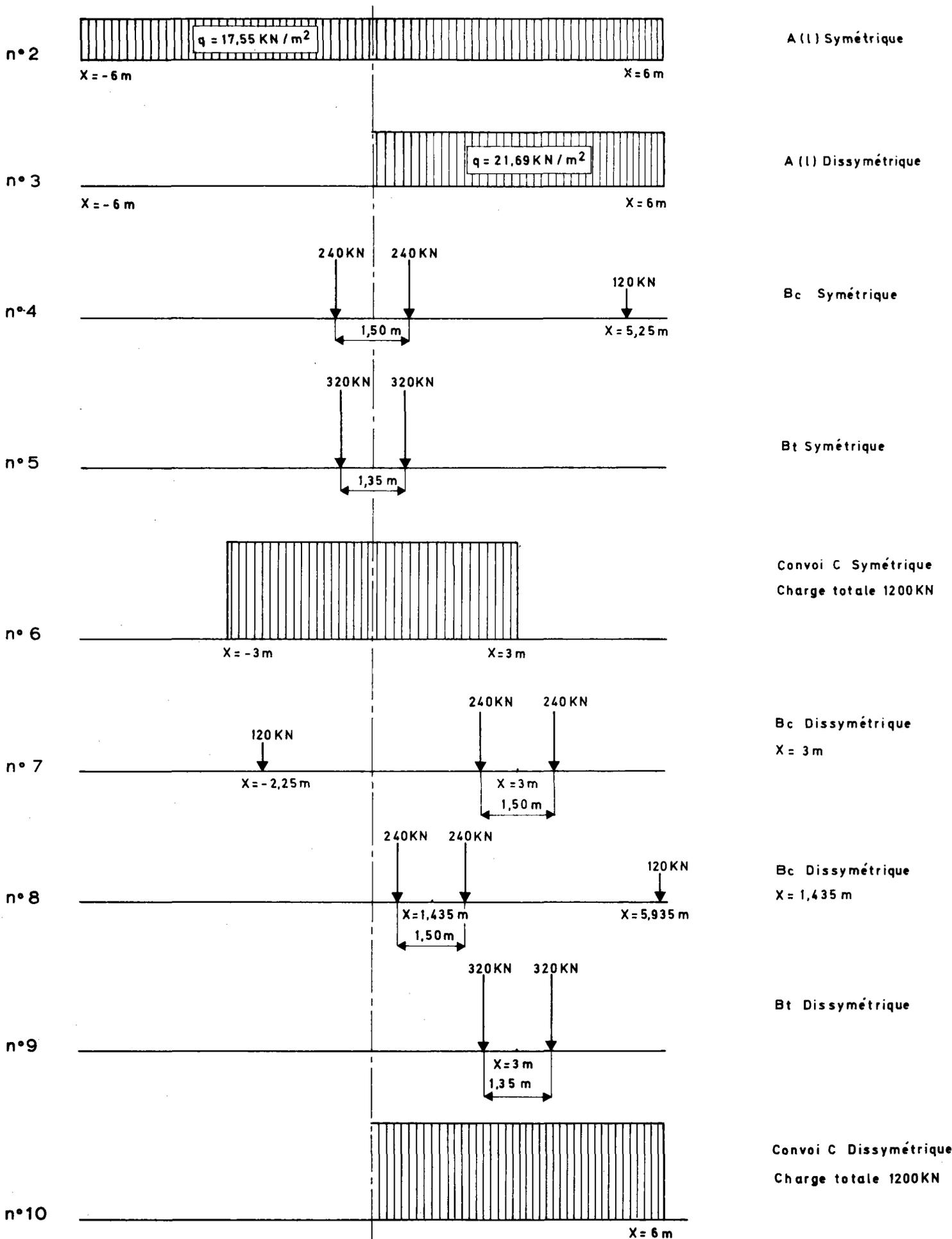


Figure 9

- A (1) sur toute la voûte.
- A (1) sur la demi-voûte de droite.
- B_c disposé symétriquement à la clé
- B_c disposé dissymétriquement : 2 cas
- B_t disposé symétriquement à la clé
- B_t disposé dissymétriquement
- Les charges dues au convoi exceptionnel cumulées avec les charges permanentes seules.
 - Convoi exceptionnel disposé symétriquement
 - Convoi exceptionnel sur la demi-voûte droite

Les coefficients de sécurité partiels définissant les combinaisons d'action sont ceux de la pondération dite "maximale" (Cf.III-2.5.3.).

Calcul des densités de charge après diffusion

Transversalement,

- les charges des essieux arrière de B_c sont réparties sur $4,75 + 1,12$ m soit $5,87$ m et celles des essieux avant sur $4,70 + 1,12$ m soit $5,82$ m,
- les charges des essieux de B_t sont réparties sur 6 m,
- la charge du convoi C est répartie sur $3 + 1,12$ m soit $4,12$ m.

Longitudinalement,

- les charges des essieux arrière de B_c et de B_t sont réparties sur $1,37$ m et celles de l'essieu avant de B_c sur $1,32$ m,
- la charge du convoi C est répartie sur $6,20 + 1,12$ m soit $7,32$ m.

Par ailleurs, les coefficients a_1 , a_2 , b_c , b_t du fascicule 61 titre II sont calculés pour un pont de 2ème classe et deux voies chargées. Le détail du calcul des densités de charge est donné ci-dessous :

On adopte :

$$\begin{aligned} a_1 &= 0,9 & a_2 &= 1 \\ b_c &= 1 & b_t &= 0,9 \end{aligned}$$

Le coefficient de majoration dynamique δ est calculé en supposant G très grand par rapport à S et avec $L = 9$ m soit :

$$\delta = 1 + \frac{0,4}{1 + 0,2 \times 9} = 1,143 \text{ arrondi à } 1,15$$

Les densités de charge en résultant par type de charge sont alors égales à (en KN/m^2):

- Pour A (1) sur la voûte entière (de $x = - 4,50$ m à $x = 4,50$ m).

$$q = 2,30 + \frac{360}{9 + 12} = 19,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = 19,5 \times 0,9 \times 1 = 17,55 \text{ KN/m}^2$$

- Pour A (1) sur la demi-voûte de droite (de x = 0 à x = 4,50 m).

$$q = 2,30 + \frac{360}{4,5 + 12} = 24,1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_a = 24,1 \times 0,9 = 21,69 \text{ KN/m}^2$$

- Pour B_c par essieu arrière (2 files) :

$$q = \frac{120 \times 2}{5,87 \times 1,37} = 29,90 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{bc} = 29,90 \times 1,15 \times 1 = 34,4 \text{ KN/m}^2$$

- Pour B_c par essieu avant (2 files):

$$q = \frac{60 \times 2}{5,82 \times 1,32} = 15,62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{bc} = 15,62 \times 1,15 \times 1 = 17,96 \text{ KN/m}^2$$

- Pour B_t (2 files) :

$$q = \frac{2 \times 160}{6 \times 1,37} = 38,93 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{bt} = 38,93 \times 0,9 \times 1,15 = 40,3 \text{ KN/m}^2$$

- Pour le convoi C :

$$q = \frac{1200}{4,12 \times 7,32} = 39,8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_c = q$$

- Pour a (1) :

$$q = \frac{1,5 \times 1,70}{6} = 0,425 \text{ KN/m}^2$$

4.3. Le bordereau des données

TITRE GÉNÉRAL

** MODELE D'APPLICATION VOUTE **

* ELARGISSEMENT DE 6 m A 8,4 m *

GÉOMÉTRIE

CERCLE 15 0 1

0. 0.2 3.5 0. 60.

CERCLE 21

0.4 3.031 1.7

RÉSISTANCE

MAÇONNERIE

5000.

CHARGEMENTCas de charge n° 1TITRE

* CHARGES PERMANENTES MAXI *

DCHA

PROPRE

24.

REMBLAI 1

0. 4.503 4.4 22. 0.5

RÉPARTIE 1

9.87 9.87 0. 4.4 4.503 4.4

PONDÉRATION

MAXIMALE

EXECUTION

Cas de charge n° 2TITRE

* A (L) SYMETRIQUE *

ACHA

RÉPARTIE 2

0.425 0.425 0. 4.4 4.503 4.4

17.55 17.55 0. 4.4 4.503 4.4

EXECUTION

Cas de charge n° 3TITRE

* A (L) DISSYMETRIQUE *

SCHA

GAUCHE

RÉPARTIE 2 3

CCHA

DROITE

RÉPARTIE 3

21.69 21.69 0. 4.4 4.503 4.4

EXECUTION

Cas de charge n° 4TITRE* B_G SYMETRIQUE A LA CLE *

CCHA

RÉPARTIE 3

34.4 34.4 0.065 4.4 1.435 4.4

EXECUTION

Cas de charge n° 5TITRE* B_t SYMETRIQUE A LA CLE *

CCHA
 RÉPARTIE 3
 40.3 40.3 0.01 4.4 1.36 4.4

EXECUTION

Cas de charge n° 6

TITRE
 * CONVOI C SYMETRIQUE *

SCHA
 RÉPARTIE 2 3
 ACHA
 EXCEPTIONNELLE 1
 39.8 39.8 0. 4.4 3.66 4.4

EXECUTION

Cas de charge n° 7

TITRE
 * B_c DISSYMETRIQUE X = 3 M *

SCHA
 EXCEPTIONNELLE 1
 ACHA
 DROITE
 RÉPARTIE 3
 0.425 0.425 0. 4.4 4.503 4.4
 34.4 34.4 1.565 4.4 2.935 4.4
 34.4 34.4 3.065 4.4 4.435 4.4
 GAUCHE
 RÉPARTIE 1
 17.96 17.96 1.59 4.4 2.91 4.4

EXECUTION

Cas de charge n° 8

TITRE
 * B_c DISSYMETRIQUE X = 1.435 M *

SCHA
 GAUCHE
 RÉPARTIE 2
 CCHA
 DROITE
 RÉPARTIE 3 4
 34.4 34.4 0. 4.4 1.37 4.4
 34.4 34.4 1.5 4.4 2.87 4.4

EXECUTION

Cas de charge n° 9

TITRE
 * B_t DISSYMETRIQUE X = 3 M *

CCHA
 DROITE
 RÉPARTIE 3 4
 40.3 40.3 1.64 4.4 3.01 4.4
 40.3 40.3 2.99 4.4 4.36 4.4

EXECUTION

Cas de charge n ° 10 TITRE
 * CONVOI C DISSYMETRIQUE *
 SCHA
 DROITE
 RÉPARTIE 2 4
 ACHA
 DROITE
 EXCEPTIONNELLE 1
 39.8 39.8 0. 4.4 4.503 4.4
 EXECUTION
 FINI

NOTA : On retrouve ce bordereau, dans la version exécutable rédigée par le Gestionnaire, en annexe à ce chapitre.

4.4. Les résultats du calcul

Les résumés des principaux résultats pour chacun des cas de charge sont donnés en annexe à ce chapitre ainsi que la géométrie de la voûte et son découpage. Par ailleurs, la note de calcul commentée présente les résultats complets pour les cas de charge n° 5 et n° 8.

Les coefficients de rupture prennent les valeurs suivantes :

CAS DE CHARGE	COEFFICIENT DE RUPTURE	GLISSEMENT (tg ψ)
1	13,3	0,08
2	7,8	0,025
3	8,2	0,09
4	6,0	0,17
5	5,3	0,21
6	5,75	0,065
7	10,5	0,18
8	6,7	0,19
9	10,1	0,19
10	6,7	0,17

Par ailleurs, pour le cas de charge le plus défavorable, à savoir le cas n° 5, le calcul de la charge maximale (Cf.II - 1.2.7.3.) a été fait. Le calcul est celui qui est présenté au 3. dans la note de calcul commentée. On constate que la "sécurité" est supérieure à 8. Enfin, on vérifie que pour toutes les lignes dites "optimales", c'est-à-dire respectant au mieux le critère de traction compression, le critère d'interface global de COULOMB n'est jamais violé puisque la valeur maximale de l'inclinaison n'excède pas 10,75° (à comparer à 27°).

Le coefficient de rupture étant donc toujours supérieur à 3, la voûte est déclarée stable (il s'agit ici de la stabilité "admissible"). Le calcul se poursuit par l'analyse de la stabilité des appuis, pile et culées

4.5. Analyse de la stabilité de la pile et des culées

Nous présentons la vérification manuelle (2 et 3) et la vérification par le programme VOÛTE des appuis (4).

1. Les combinaisons d'actions considérées

Les combinaisons d'action sont choisies de façon :

- Soit à déséquilibrer au maximum un appui.
- Soit à le charger au maximum.

Le choix se fait donc à partir des réactions d'appui calculées au stade de l'analyse de la stabilité des voûtes.

Les réactions d'appui sont les suivantes pour les lignes optimales.

CAS DE CHARGE n°	MODULE	COMPOSANTE HORIZONTALE	COMPOSANTE VERTICALE
1	307,3	131,5	277,7
2	468,2	231,1	407,2
3	467,9 (1)	203,0	421,5
4	462,1	294,4	356,2
5	495,6	332,2	367,8
6	570,3	316,7	474,3
7	361,0 (2)	163,2	322,0
8	391,0 (2)	253,1	298,0
9	331,7 (2)	171,0	284,2
10	555,8	246,9	497,9

(1) : Il s'agit de la réaction d'appui de module maximal.

(2) : Il s'agit de la réaction d'appui de module minimal.

NOTA : Ce tableau est donné dans le rappel général des résultats de la note de calcul.

Les deux combinaisons qui paraissent les plus défavorables pour la pile intermédiaire et pour la culée sont :

1. Travée gauche : cas de charge n° 1.
Travée droite : cas de charge n° 5.
2. Travée gauche : cas de charge n° 1.
Travée droite : cas de charge n° 6.

En outre, pour la culée, on considèrera le cas suivant :

3. Travée gauche : cas de charge n° 1.
Travée droite : cas de charge n° 10.

2. Analyse de la stabilité de la pile

Le découpage de la pile en voussoirs adopté pour cette étude est présenté à la figure 10, ainsi que les poids (pondérés) de chaque voussoir. Nous présentons ci-dessous les résultats (résultante, excentricité, taux de compression) sur chaque joint pour chacune des combinaisons d'actions.

CAS DE CHARGE N° 1				
	N (KN)	T (KN)	e = M/Nh	σ / σ_0
JOINT 1	686,0	200,7	-0,06	0,06
JOINT 2	724,5	200,7	-0,16	0,07
JOINT 3	758,0	200,7	-0,28	0,095
JOINT 4	798,4	200,7	-0,41	0,13
JOINT 5	817,2	200,7	-0,50	0,165

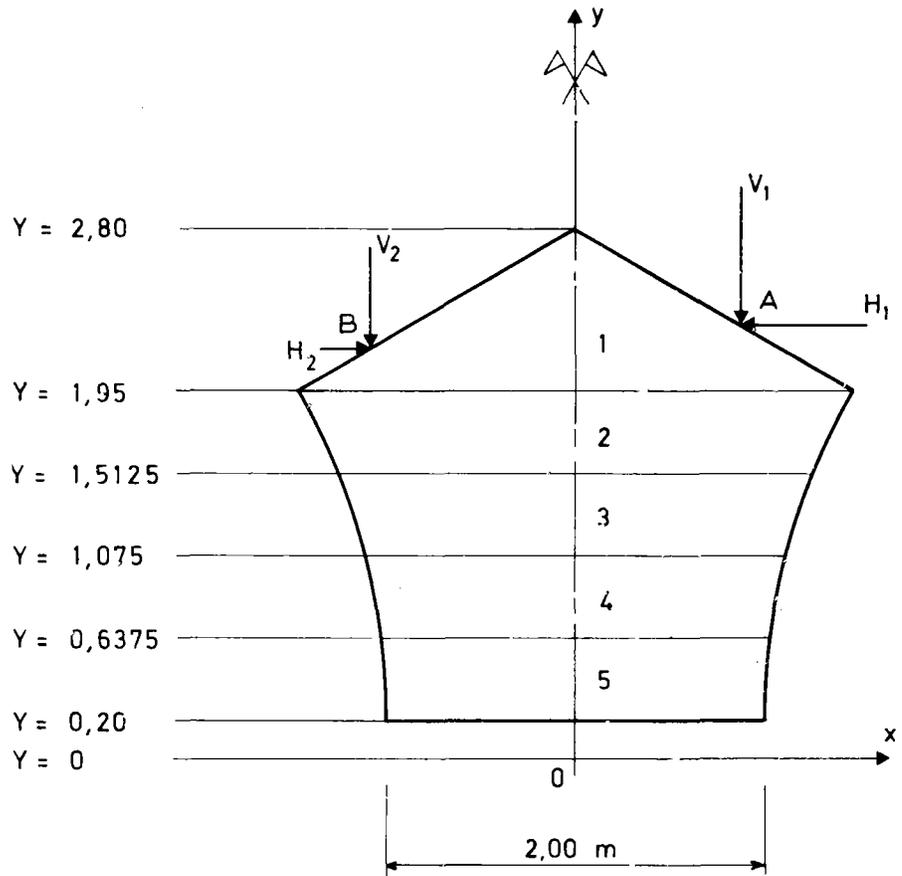
CAS DE CHARGE N° 2				
	N (KN)	T (KN)	e = M/Nh	σ / σ_0
JOINT 1	792,5	185,2	0,136	0,06
JOINT 2	831,1	185,2	0,075	0,07
JOINT 3	854,5	185,2	-0,003	0,08
JOINT 4	894,9	185,2	-0,09	0,095
JOINT 5	923,7	185,2	-0,18	0,10

On constate que le coefficient de rupture F_M est supérieur à 6 : la stabilité de la pile est donc assurée.

3. Analyse de la stabilité de la culée

Le découpage de la culée en voussoirs adopté pour cette étude est présenté à la figure 11, ainsi que les poids (pondérés) de chaque voussoir. Les résultats pour chacune des trois combinaisons d'actions sont présentés ci-dessous :

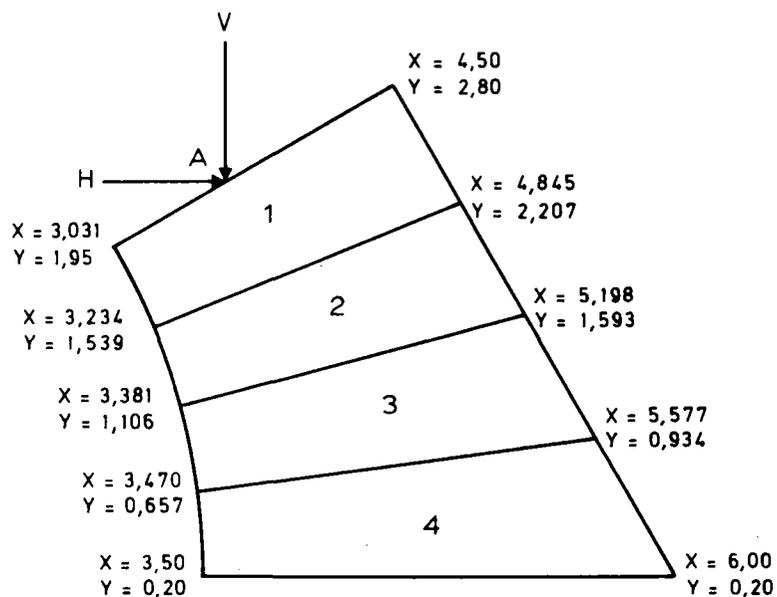
CAS DE CHARGE N° 1				
	N (KN)	T (KN)	e = M/Nh	σ / σ_0
JOINT 1	526,1	121,1	0,04	0,06
JOINT 2	578,1	143,2	-0,09	0,06
JOINT 3	646,0	171,9	-0,18	0,067
JOINT 4	657,7	210,2	-0,21	0,067



	<u>CAS n° 1</u>	<u>CAS n° 2</u>
$P_1 = 40,48 \text{ KN}$	$H_1 = 332,2 \text{ KN}$	$H_1 = 316,7 \text{ KN}$
$V_2 = 38,55 \text{ KN}$	$V_1 = 367,8 \text{ KN}$	$V_1 = 474,3 \text{ KN}$
$P_3 = 33,45 \text{ KN}$	$X_A = 0,88 \text{ m}$	$X_A = 1,06 \text{ m}$
$P_4 = 30,34 \text{ KN}$	$Y_A = 2,29 \text{ m}$	$Y_A = 2,13 \text{ m}$
$P_5 = 28,77 \text{ KN}$	$H_2 = 131,5 \text{ KN}$	$H_2 = 131,5 \text{ KN}$
	$V_2 = 277,7 \text{ KN}$	$V_2 = 277,7 \text{ KN}$
	$X_B = -1,08 \text{ m}$	$X_B = -1,08 \text{ m}$
	$Y_B = 2,17 \text{ m}$	$Y_B = 2,17 \text{ m}$

NOTA : Les valeurs des efforts sont pondérées.

FIGURE 10 : Stabilité de la pile intermédiaire
Description des cas de charges



$P_1 = 31,68 \text{ KN}$	$R_{1H} = 18,99 \text{ KN}$	$R_{1V} = 21,87 \text{ KN}$
$P_2 = 33,70 \text{ KN}$	$R_{2H} = 25,16 \text{ KN}$	$R_{2V} = 28,97 \text{ KN}$
$P_3 = 38,04 \text{ KN}$	$R_{3H} = 33,21 \text{ KN}$	$R_{3V} = 38,24 \text{ KN}$
$P_4 = 45,39 \text{ KN}$	$R_{4H} = 44,63 \text{ KN}$	$R_{4V} = 51,38 \text{ KN}$

<u>CAS n° 1</u>	<u>CAS n° 2</u>	<u>CAS n° 3</u>
$H_1 = 332,2 \text{ KN}$	$H_2 = 316,7 \text{ KN}$	$H_3 = 246,9 \text{ Kn}$
$V_1 = 367,8 \text{ KN}$	$V_2 = 474,3 \text{ KN}$	$V_3 = 497,9 \text{ KN}$
$X_A = 3,619 \text{ m}$	$X_A = 3,436 \text{ m}$	$X_A = 3,411 \text{ m}$
$Y_A = 2,289 \text{ m}$	$Y_A = 2,184 \text{ m}$	$Y_A = 2,169 \text{ m}$

NOTA : Les valeurs des efforts sont pondérées.

FIGURE 11 : Stabilité de la culée
Description des cas de charges

CAS DE CHARGE N° 2				
	N (KN)	T (KN)	e = M/Nh	σ / σ_0
JOINT 1	601,6	73,0	0,36	0,11
JOINT 2	640,9	110,4	0,26	0,09
JOINT 3	692,3	150,2	0,18	0,08
JOINT 4	763,6	194,7	0,105	0,07

CAS DE CHARGE N° 3				
	N (KN)	T (KN)	e = M/Nh	σ / σ_0
JOINT 1	613,6	-7,5	0,43	0,12
JOINT 2	681,7	27,2	0,36	0,11
JOINT 3	763,8	70,3	0,29	0,10
JOINT 4	867,6	124,9	0,23	0,09

On constate que le coefficient de rupture F_M est supérieur à 8 : la stabilité de la culée est donc assurée.

4. Utilisation du programme VOÛTE

On se trouve ici dans un cas où il est possible d'étudier la stabilité globale de l'une des arches, pile et culée comprises. La géométrie introduite dans le calcul est donnée en annexe à ce chapitre.

Il suffit de charger la voûte ainsi modélisée avec son chargement propre et la réaction d'appui droite de la travée de gauche.

Les trois combinaisons d'actions précédentes ont été ainsi étudiées. Les résultats sont présentés en annexe à ce chapitre. Les coefficients de rupture obtenus, qui sont évidemment inférieurs ou égaux au plus petit des coefficients de rupture obtenus pour la voûte, la pile et la culée séparément, sont présentés ci-dessous :

	F_M	N culée	e culée	N pile	e pile
Cas de charge n° 1	5,3	657,1	-0,20	816,6	-0,49
Cas de charge n° 2	5,75	763,6	0,10	923,2	-0,18
Cas de charge n° 3	6,7	869,0	0,22	746,9	-0,47

On notera que les résultats (en efforts) sont très voisins de ceux du calcul manuel. Compte tenu du caractère important du calcul informatique, il est souhaitable de réserver ce calcul à des cas particulièrement délicats.

5. Prise en compte du sol de fondation dans le cas d'une fondation superficielle

On suppose ici que le sol de fondation a une pression admissible de 300 KN/m^2 . Il apparaît que sur le dernier joint, σ/σ_0 est alors nettement supérieur à 1 :

- pour la culée, $\sigma = 450 \text{ KN/m}^2$ pour le cas de charge n° 3,
- pour la pile, $\sigma = 825 \text{ KN/m}^2$ pour le cas de charge n° 2.

Dans ces conditions, l'ouvrage ne peut pas admettre ces charges.

NOTA : Le modèle n'est pas tout-à-fait représentatif d'un cas réel: en effet la semelle de la fondation présente toujours un débord par rapport au fût de la pile. La contrainte s'en trouve diminuée mais il est vraisemblable qu'il n'est pas possible d'admettre un convoi exceptionnel de classe C sur l'ouvrage.

**ANNEXE AU CHAPITRE 4 PRÉSENTATION DES CALCULS DE STABILITÉ DU MODÈLE
D'APPLICATION**

RAPPEL GENERAL DES RESULTATS

GEOMETRIE NO 1		**MODELE D'APPLICATION VOUTE**		- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*		-	
CHARGE	TITRE	COEFFICIENT	REAC.HORI.DR.	REAC.VERT.DR.	REAC.HORI.GA.	REAC.VERT.GA.	RESUM
1	*CHARGES PERMANENTES MAXI*	0.1334624D+02	0.1315148D+03	0.2776894D+03			22
2	*A(L) SYMETRIQUE*	0.7838117D+01	0.2311430D+03	0.4072043D+03			41
3	*A(L) DISSYMETRIQUE*	0.8164830D+01	0.2030813D+03	0.4215895D+03	-.2030813D+03	0.2931340D+03	71
4	*BC SYMETRIQUE A LA CLE*	0.5976580D+01	0.2943666D+03	0.3561564D+03			89
5	*BT SYMETRIQUE A LA CLE *	0.5296635D+01	0.3322221D+03	0.3677996D+03			108
6	*CONVOI C SYMETRIQUE*	0.5757088D+01	0.3166673D+03	0.4743412D+03			129
7	*BC DISSYMETRIQUE X=3M*	0.1050894D+02	0.1632211D+03	0.4251593D+03	-.1632211D+03	0.3220228D+03	159
8	*BC DISSYMETRIQUE X=1.435M*	0.6714194D+01	0.2531427D+03	0.4112530D+03	-.2531427D+03	0.2979976D+03	188
9	*BT DISSYMETRIQUE X=3M* *	0.1009056D+02	0.1710036D+03	0.4508645D+03	-.1710036D+03	0.2842516D+03	217
10	*CONVOI C DISSYMETRIQUE *	0.6747060D+01	0.2469447D+03	0.4979074D+03	-.2469447D+03	0.2994337D+03	247

LE CAS DE CHARGE NUMERO 5 EST LE PLUS DEFAVORABLE:
SON COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5296635D+01

Les résultats du calcul de stabilité de la voûte sont présentés dans les pages suivantes. Les différents cas de charge étudiés sont rappelés ci-dessus, avec les résultats principaux utilisés au 4.4. et au 4.5.

La géométrie de calcul est rappelée dans un premier temps, puis la définition de chaque cas de charge et le résumé complet des calculs sont donnés.

MODELE D'APPLICATION VOUTE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82

PAGE 1

VOUTE SYMETRIQUE: DONNEES DE LA GEOMETRIE

NOMBRE DE COURBES INTRADOS : 1
 NOMBRE DE COURBES EXTRADOS : 1

INTRADOS

CERCLE

CENTRE		RAYON	OUVERTURE		NOMBRE DE VOUSOIRS	NATURE DES JOINTS
ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE		
0.0	0.2000	3.5000	0.0	60.0000	15	0

MODELE D'APPLICATION VOUTE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
PAGE 2

EXTRADOS

CERCLE A TGTE HORIZONTALE A LA CLE DEFINI PAR 2 EPAISSEURS

EPAISSEUR A LA CLE	ABSCISSE	EPAISSEUR
0.4000	3.0310	1.7000

MODELE D'APPLICATION VOUTE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
PAGE 3COURBES TRAITEES

CERCLE	CENTRE		RAYON	OUVERTURE		NUMERO
	ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE	
	0.0	-4.3500	8.4500	0.0	32.2042	1

VOUTE SYMETRIQUE:GEOMETRIE DE CALCUL
-----DECOUPAGE DE LA DEMI-VOUTE

JOINT NO	POINTS D'EXTRADOS		POINTS D'INTRADOS			EPAISSEUR DU JOINT	VOUSSOIR NO	LONGUEUR DES SEGMENTS D'INTRADOS	
	NO	ABSCISSE	ORDONNEE	NO	ABSCISSE				ORDONNEE
0	1	0.0	4.1000	2	0.0	3.7000	0.4000	1	0.20140-03
1	3	0.0002	4.1000	4	0.0002	3.7000	0.4000	2	0.26150+00
2	5	0.2919	4.0950	6	0.2616	3.6902	0.4059	3	0.26170+00
3	7	0.5848	4.0797	8	0.5216	3.6609	0.4236	4	0.26170+00
4	9	0.8797	4.0541	10	0.7788	3.6122	0.4532	5	0.26170+00
5	11	1.1776	4.0175	12	1.0316	3.5445	0.4950	6	0.26170+00
6	13	1.4794	3.9695	14	1.2787	3.4581	0.5494	7	0.26170+00
7	15	1.7862	3.9091	16	1.5186	3.3534	0.6167	8	0.26170+00
8	17	2.0988	3.8352	18	1.7500	3.2311	0.6976	9	0.26170+00
9	19	2.4181	3.7466	20	1.9716	3.0918	0.7925	10	0.26170+00
10	21	2.7447	3.6418	22	2.1822	2.9364	0.9022	11	0.26170+00
11	23	3.0795	3.5189	24	2.3806	2.7657	1.0275	12	0.26170+00
12	25	3.4227	3.3758	26	2.5657	2.5806	1.1691	13	0.26170+00
13	27	3.7746	3.2101	28	2.7364	2.3822	1.3278	14	0.26170+00
14	29	4.1350	3.0192	30	2.8918	2.1716	1.5046	15	0.26170+00
15	31	4.5033	2.8000	32	3.0311	1.9500	1.7000		

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 CHARGES PERMANENTES MAXI

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 5

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT SYMETRIQUE(POUR UNE DEMI-VOUTE).

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 CHARGES PERMANENTES MAXI

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 22

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES	AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.8470D+02	12 I 0 E	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3179D+03	0 E 15 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.6070D+03	0 I 15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.1314D+03	1 I 0 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN				
OPTIMALE	0.3900D+01	0.1499D+03	10 I 0 IE	

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.1334624D+02

 DEUXIEME PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.28551D+03	0.31231D+01	0.20031D+01	0.13439D+02
ZMAX*HMAX	0.40844D+03	0.42081D+01	0.26295D+01	0.47166D+02
ZMIN*HMAX	0.65083D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.64744D+02
ZMIN*HMIN	0.29983D+03	0.32554D+01	0.20795D+01	0.22155D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN				
OPTIMALE	0.30726D+03	0.34247D+01	0.21773D+01	0.25342D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 CHARGES PERMANENTES MAXI

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 23

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 TROISIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.4091D+01	0.8746D+02	0 E	12 I	
ZMIN*	0.3713D+01	0.1325D+03	2 I	0 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*					
HMAX*	0.3755D+01	0.5454D+03	0 I	15 E	

 QUATRIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.28616D+03	0.3139D+01	0.20123D+01	0.13978D+02
ZMIN*	0.30024D+03	0.32657D+01	0.20855D+01	0.22349D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*				
HMAX*	0.59571D+03	0.44592D+01	0.27745D+01	0.62215D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82

(L) SYMETRIQUE

PAGE 24

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT SYMETRIQUE(POUR UNE DEMI-VOUTE).

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 3

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.1755000D+02	0.1755000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 (L) SYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 41

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1400D+03	0 E	12 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.5609D+03	0 E	15 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.9310D+03	0 I	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.2308D+03	1 I	0 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN					
OPTIMALE	0.3904D+01	0.2495D+03	7 I	0 IE	

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.7838117D+01

DEUXIEME PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE		INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.42500D+03	0.31298D+01	0.20070D+01	0.16641D+02
ZMAX*HMAX	0.67836D+03	0.43524D+01	0.27129D+01	0.53110D+02
ZMIN*HMAX	0.99937D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.65954D+02
ZMIN*HMIN	0.45928D+03	0.33139D+01	0.21133D+01	0.27548D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN				
OPTIMALE	0.46823D+03	0.34632D+01	0.21995D+01	0.29581D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 (L) SYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 42

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 TROISIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.4085D+01	0.1473D+03	0 E	12 I	
ZMIN*	0.3723D+01	0.2335D+03	2 I	0 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*					
HMAX*	0.3780D+01	0.7984D+03	0 I	15 E	

 QUATRIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.42712D+03	0.31566D+01	0.20225D+01	0.17567D+02
ZMIN*	0.46057D+03	0.33325D+01	0.21240D+01	0.27855D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*				
HMAX*	0.87998D+03	0.44386D+01	0.27626D+01	0.62436D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 (L) DISSYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 43

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 3

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.2169000D+02	0.2169000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 (L) DISSYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 44

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 (L) DISSYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- I - 31-03-82
 PAGE 71

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1528D+03	0.6162D-02	0 E	12 I	15 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3185D+03	0.3961D-02	0 E	-2 E	-15 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.6070D+03	0.1368D-01	-1 I	-15 E	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.2533D+03	0.3507D-02	2 I	0 I	15 I	
HMIN*	0.4073D+01	0.1217D+03	0.1971D+02	12 I	2 E	-11 I	
HMAX*	0.3705D+01	0.8019D+03	0.3984D+02	-15 E	15 E	-2 I	
OPTIMALE	0.3908D+01	0.2214D+03	0.1544D+02	-4 I	12 I	2 E	15 I

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.8164830D+01

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----		
ZMAX*HMIN	0.30853D+03	-.35249D+01	0.22351D+01	-.25834D+02	0.45724D+03	0.31307D+01	0.20075D+01	0.17100D+02
ZMAX*HMAX	0.40893D+03	-.42102D+01	0.26308D+01	-.47229D+02	0.53020D+03	0.36990D+01	0.23356D+01	0.34484D+02
ZMIN*HMAX	0.65090D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.64745D+02	0.73317D+03	0.40417D+01	0.25335D+01	0.53411D+02
ZMIN*HMIN	0.36375D+03	-.37333D+01	0.23554D+01	-.40235D+02	0.49619D+03	0.33211D+01	0.21174D+01	0.28263D+02
HMIN*	0.31483D+03	-.31586D+01	0.20236D+01	-.19157D+02	0.42992D+03	0.31167D+01	0.19994D+01	0.13905D+02
HMAX*	0.84544D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.67940D+02	0.87847D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.63119D+02
OPTIMALE	0.35661D+03	-.36004D+01	0.22787D+01	-.34714D+02	0.46795D+03	0.34080D+01	0.21676D+01	0.25720D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 72

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT SYMETRIQUE(POUR UNE DEMI-VOUTE).

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 3

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.3440000D+02	0.3440000D+02	0.6500000D-01	0.4400000D+01	0.1435000D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 89

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1775D+03	0 E	11 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3236D+03	0 E	14 I	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.9291D+03	0 I	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.2988D+03	0 I	7 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN					
OPTIMALE	0.3913D+01	0.3127D+03	7 I	0 E	15 I

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5976580D+01

DEUXIEME PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE		INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.39010D+03	0.31521D+01	0.20199D+01	0.24079D+02
ZMAX*HMAX	0.46908D+03	0.37229D+01	0.23494D+01	0.40600D+02
ZMIN*HMAX	0.97790D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.68641D+02
ZMIN*HMIN	0.45335D+03	0.34085D+01	0.21679D+01	0.38223D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN				
OPTIMALE	0.46206D+03	0.35755D+01	0.22643D+01	0.39574D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC SYMETRIQUE A LA CLE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- I - 31-03-82
 PAGE 90

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

TROISIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
ZMAX*	0.4081D+01	0.1863D+03	0 E	11 I	
ZMIN*	0.3731D+01	0.3053D+03	0 I	7 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*					
HMAX*	0.3781D+01	0.8025D+03	15 E	0 I	

QUATRIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	
ZMAX*	0.39379D+03	0.31850D+01	0.20389D+01	0.25254D+02
ZMIN*	0.45735D+03	0.34453D+01	0.21891D+01	0.38855D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*				
HMAX*	0.86123D+03	0.44427D+01	0.27650D+01	0.65572D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 *BT SYMETRIQUE A LA CLE *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 91

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT SYMETRIQUE(POUR UNE DEMI-VOUTE).

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 3

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4030000D+02	0.4030000D+02	0.1000000D-01	0.4400000D+01	0.1360000D+01	0.4400000D+01	0.0

REMBLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 *BT SYMETRIQUE A LA CLE *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 108

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1960D+03	11 I	0 E	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3236D+03	0 E	13 I	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.9839D+03	0 I	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3469D+03	4 I	0 I	88888888 6 I
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN					
OPTIMALE	0.3914D+01	0.3506D+03	1 E	0 E	7 I

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5296635D+01

 DEUXIEME PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.40845D+03	0.31623D+01	0.20257D+01	0.25778D+02
ZMAX*HMAX	0.47798D+03	0.36489D+01	0.23067D+01	0.39692D+02
ZMIN*HMAX	0.10333D+04	0.45033D+01	0.28000D+01	0.69148D+02
ZMIN*HMIN	0.49315D+03	0.34748D+01	0.22062D+01	0.41771D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN				
OPTIMALE	0.49563D+03	0.36190D+01	0.22894D+01	0.42091D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 *BT SYMETRIQUE A LA CLE *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- I - 31-03-82
 PAGE 109

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 TROISIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES	AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.4079D+01	0.2064D+03	11 I 0 E	
ZMIN*	0.3736D+01	0.3558D+03	0 I 4 I	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*				
HMAX*	0.3784D+01	0.8448D+03	0 I 15 E	

 QUATRIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI		
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----
ZMAX*	0.41308D+03	0.31986D+01	0.20467D+01 0.27078D+02
ZMIN*	0.49919D+03	0.35212D+01	0.22330D+01 0.42541D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*			
HMAX*	0.90458D+03	0.44396D+01	0.27632D+01 0.66009D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 CONVOI C SYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 110

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT SYMETRIQUE(POUR UNE DEMI-VOUTE).

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

FORCES EXCEPTIONNELLES====> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.3980000D+02	0.3980000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.3660000D+01	0.4400000D+01	0.0

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 CONVOI C SYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 129

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS	
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1883D+03	0 E	11 I	88888888	14 I	15 I
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.7719D+03	0 E	15 E			
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.1191D+04	0 I	15 E			
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3170D+03	1 I	0 I			
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN							
OPTIMALE	0.3907D+01	0.3350D+03	0 IE	8 I			

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5757088D+01

DEUXIEME PARTIE:CRITERE DE TRACTION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE		INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.50387D+03	0.30584D+01	0.19658D+01	0.19713D+02
ZMAX*HMAX	0.89040D+03	0.44280D+01	0.27565D+01	0.57810D+02
ZMIN*HMAX	0.12650D+04	0.45033D+01	0.28000D+01	0.67978D+02
ZMIN*HMIN	0.56054D+03	0.32870D+01	0.20978D+01	0.32196D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN				
OPTIMALE	0.57033D+03	0.34365D+01	0.21841D+01	0.33727D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 CONVOI C SYMETRIQUE

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 130

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

TROISIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	JOINTS FAIBLES		AUTRES JOINTS
ZMAX*	0.4080D+01	0.2012D+03	0 E	12 I	
ZMIN*	0.3732D+01	0.3220D+03	3 I	0 I	
HMIN*	0.4079D+01	0.2012D+03	12 I	0 E	
HMAX*	0.3799D+01	0.9911D+03	0 I	15 E	

QUATRIEME PARTIE:CRITERE DE COMPRESSION

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI			
	MODULE	POINT DE PASSAGE		INCLINAISON
ZMAX*	0.50836D+03	0.30988D+01	0.19891D+01	0.21080D+02
ZMIN*	0.56323D+03	0.33154D+01	0.21142D+01	0.32630D+02
HMIN*	0.50836D+03	0.30987D+01	0.19890D+01	0.21080D+02
HMAX*	0.10822D+04	0.44245D+01	0.27545D+01	0.64005D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=3M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 131

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 2

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.1796000D+02	0.1796000D+02	0.1590000D+01	0.4400000D+01	0.2910000D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=3M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 132

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 4

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.3440000D+02	0.3440000D+02	0.1565000D+01	0.4400000D+01	0.2935000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.3440000D+02	0.3440000D+02	0.3065000D+01	0.4400000D+01	0.4435000D+01	0.4400000D+01	0.0

RENBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=3M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 159

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.9372D+02	-.2976D-02	0 E	-13 I	12 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3183D+03	0.7042D-04	0 E	-2 E	-15 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.7020D+03	0.1642D-01	-15 E	-1 I	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.1337D+03	0.6667D-04	2 I	-1 I	11 I	
HMIN*	0.4100D+01	0.9333D+02	-.2555D+00	12 I	-13 I	-1 E	
HMAX*	0.3700D+01	0.7841D+03	0.1645D+02	-15 E	15 E	-1 I	
OPTIMALE	0.3903D+01	0.1816D+03	0.6402D+01	2 E	-3 I	15 I	-12 I

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.1050894D+02

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----		
ZMAX*HMIN	0.32449D+03	-.30836D+01	0.19803D+01	-.13433D+02	0.43810D+03	0.31182D+01	0.20003D+01	0.99077D+01
ZMAX*HMAX	0.43542D+03	-.40575D+01	0.25426D+01	-.43543D+02	0.52557D+03	0.38980D+01	0.24505D+01	0.34802D+02
ZMIN*HMAX	0.75301D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.65218D+02	0.80847D+03	0.43242D+01	0.26966D+01	0.57739D+02
ZMIN*HMIN	0.33605D+03	-.31655D+01	0.20276D+01	-.20081D+02	0.44672D+03	0.31795D+01	0.20357D+01	0.14969D+02
HMIN*	0.32416D+03	-.30834D+01	0.19802D+01	-.13375D+02	0.43828D+03	0.31148D+01	0.19983D+01	0.98513D+01
HMAX*	0.83466D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.66556D+02	0.87103D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.61538D+02
OPTIMALE	0.36103D+03	-.33976D+01	0.21616D+01	-.26879D+02	0.45541D+03	0.34430D+01	0.21878D+01	0.21002D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 160

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 4

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.3440000D+02	0.3440000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.1370000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.3440000D+02	0.3440000D+02	0.1500000D+01	0.4400000D+01	0.2870000D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE PUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 161

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES REPARTIES===> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS===> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BC DISSYMETRIQUE X=1.435M

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- I - 31-03-82
 PAGE 188

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS	
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1985D+03	0.7837D-02	0 E	13 I	15 I		
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3187D+03	0.6241D-02	0 E	-2 E	-15 E		
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.6070D+03	0.1368D-01	-1 I	-15 E	15 E		
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3234D+03	0.5522D-02	2 I	-1 I	15 I		
HMIN*	0.4056D+01	0.1492D+03	0.3331D+02	-10 I	13 I	3 E		
HMAX*	0.3709D+01	0.8606D+03	0.5214D+02	-15 E	15 E	-2 I		
OPTIMALE	0.3905D+01	0.2715D+03	0.2031D+02	12 I	-3 I	2 E	15 I	

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.6714194D+01

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
ZMAX*HMIN	0.33102D+03	-.37482D+01	0.23640D+01	-.32973D+02	0.46765D+03	0.30884D+01	0.19831D+01	0.22658D+02
ZMAX*HMAX	0.40903D+03	-.42106D+01	0.26310D+01	-.47242D+02	0.52577D+03	0.35089D+01	0.22258D+01	0.34834D+02
ZMIN*HMAX	0.65090D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.64745D+02	0.72992D+03	0.38947D+01	0.24486D+01	0.53756D+02
ZMIN*HMIN	0.41250D+03	-.39408D+01	0.24752D+01	-.47685D+02	0.52847D+03	0.33105D+01	0.21113D+01	0.35253D+02
HMIN*	0.33742D+03	-.31873D+01	0.20402D+01	-.22827D+02	0.41921D+03	0.30716D+01	0.19734D+01	0.18195D+02
HMAX*	0.90453D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.68614D+02	0.92377D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.65749D+02
OPTIMALE	0.39100D+03	-.37432D+01	0.23611D+01	-.40347D+02	0.48292D+03	0.33833D+01	0.21533D+01	0.31614D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 **BT DISSYMETRIQUE X=3M* *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 109

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 4

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4030000D+02	0.4030000D+02	0.1640000D+01	0.4400000D+01	0.3010000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4030000D+02	0.4030000D+02	0.2990000D+01	0.4400000D+01	0.4360000D+01	0.4400000D+01	0.0

REMBLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 **BT DISSYMETRIQUE X=3M* *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 190

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 BT DISSYMETRIQUE X=3M *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 217

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.8823D+02	0.3125D-02	1 E	12 I	-12 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3183D+03	0.7042D-04	0 E	-2 E	-15 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.6070D+03	0.1368D-01	-1 I	-15 E	14 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.1337D+03	0.6667D-04	2 I	-1 I	10 I	
HMIN*	0.4100D+01	0.8647D+02	0.1048D+01	12 I	-12 I	1 E	
HMAX*	0.3702D+01	0.7563D+03	0.3026D+02	-15 E	15 E	-2 I	
OPTIMALE	0.3902D+01	0.1893D+03	0.6562D+01	15 I	-3 I	2 E	-15 I

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.1009056D+02

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
ZMAX*HMIN	0.28635D+03	-.31464D+01	0.20166D+01	-.14127D+02	0.46273D+03	0.30890D+01	0.19834D+01	0.86870D+01
ZMAX*HMAX	0.40877D+03	-.42095D+01	0.26304D+01	-.47208D+02	0.54701D+03	0.38612D+01	0.24292D+01	0.33255D+02
ZMIN*HMAX	0.65096D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.64745D+02	0.74550D+03	0.41617D+01	0.26028D+01	0.52152D+02
ZMIN*HMIN	0.30071D+03	-.32663D+01	0.20858D+01	-.22564D+02	0.47176D+03	0.31706D+01	0.20306D+01	0.14157D+02
HMIN*	0.28694D+03	-.31245D+01	0.20039D+01	-.13736D+02	0.46144D+03	0.30879D+01	0.19828D+01	0.84911D+01
HMAX*	0.79962D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.67349D+02	0.85266D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.59935D+02
OPTIMALE	0.33172D+03	-.35447D+01	0.22465D+01	-.31031D+02	0.48220D+03	0.34470D+01	0.21901D+01	0.20771D+02

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 *CONVOI C DISSYMETRIQUE *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 218

*RAPPEL DES DONNÉES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

FORCES EXCEPTIONNELLES==> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.3980000D+02	0.3980000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 *CONVOI C DISSYMETRIQUE *

- *ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 219

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.5000000D+00

MODELE D'APPLICATION VOUTE
 *CONVOI C DISSYMETRIQUE *

ELARGISSEMENT DE 6M A 8,4M

- 1 - 31-03-82
 PAGE 247

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1883D+03	0.7749D-02	0 E	11 I	15 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3186D+03	0.6018D-02	0 E	-2 E	-15 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.6070D+03	0.1368D-01	-1 I	-15 E	15 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3165D+03	0.5325D-02	2 I	-1 I	15 I	
HMIN*	0.4061D+01	0.1416D+03	0.2969D+02	12 I	-10 I	2 E	
HMAX*	0.3709D+01	0.9003D+03	0.6049D+02	-15 E	15 E	-2 I	
OPTIMALE	0.3907D+01	0.2653D+03	0.2174D+02	2 E	-3 I	11 I	15 I

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.6747060D+01

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
ZMAX*HMIN	0.32557D+03	-.37010D+01	0.23368D+01	-.31466D+02	0.54673D+03	0.31334D+01	0.20091D+01	0.18110D+02
ZMAX*HMAX	0.40902D+03	-.42106D+01	0.26310D+01	-.47240D+02	0.60018D+03	0.35267D+01	0.22362D+01	0.30024D+02
ZMIN*HMAX	0.65090D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.64745D+02	0.78522D+03	0.38696D+01	0.24341D+01	0.48565D+02
ZMIN*HMIN	0.40745D+03	-.39222D+01	0.24645D+01	-.47036D+02	0.59911D+03	0.33380D+01	0.21272D+01	0.29847D+02
HMIN*	0.33117D+03	-.31787D+01	0.20352D+01	-.21849D+02	0.50522D+03	0.31154D+01	0.19987D+01	0.14120D+02
HMAX*	0.94458D+03	-.45033D+01	0.28000D+01	-.69021D+02	0.99434D+03	0.45033D+01	0.28000D+01	0.62498D+02
OPTIMALE	0.38813D+03	-.37105D+01	0.23423D+01	-.39513D+02	0.55578D+03	0.34113D+01	0.21695D+01	0.26380D+02

RAPPEL GENERAL DES RESULTATS

GEOMETRIE NO 1		**GEOMETRIE COMPLETE**		- *PILE ET CULEES*				-
CHARGE	TITRE	COEFFICIENT	REAC.HORI.DR.	REAC.VERT.DR.	REAC.HORI.GA.	REAC.VERT.GA.	RESUME	
1	*BC SYMETRIQUE DROITE*	0.5282077D+01	0.2076669D+03	0.6570817D+03	-.1981695D+03	0.8166481D+03	38	
2	*CONVOI SYMETRIQUE DROITE*	0.5750939D+01	0.1956361D+03	0.7636233D+03	-.1861387D+03	0.9231897D+03	68	
3	*CONVOI DISSYMETRIQUE*	0.6739580D+01	0.1291624D+03	0.8689855D+03	-.1196650D+03	0.7469038D+03	99	

LE CAS DE CHARGE NUMERO 1 EST LE PLUS DEFAVORABLE:
SON COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5282077D+01

Les résultats du calcul de stabilité de l'ouvrage complet (voûte, pile et culées) sont présentés dans les pages suivantes. Les différents cas de charge étudiés sont rappelés ci-dessus avec les résultats principaux utilisés au 4.5.4.

La géométrie du calcul est présentée dans un premier temps puis la définition de chaque cas de charge et le résumé complet des calculs sont donnés.

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 1VOUTE DISSYMETRIQUE: DONNEES DE LA GEOMETRIE DE DROITE

NOMBRE DE COURBES INTRADOS : 1
 NOMBRE DE COURBES EXTRADOS : 2

INTRADOS

CERCLE	CENTRE		RAYON	OUVERTURE		NOMBRE DE VOUSOIRS	NATURE DES JOINTS
	ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE		
	0.0	0.2000	3.5000	0.0	90.0000	25	0

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 2EXTRADOS

CERCLE A TETE HORIZONTALE A LA CLE DEFINI PAR 2 EPAISSEURS

EPAISSEUR A LA CLE	ABSCISSE	EPAISSEUR
0.4000	3.0310	1.7000

PIEDROIT DEFINI PAR 1 POINT

ABSCISSE	ORDONNEE
6.0000	0.2000

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 3COURBES TRAITÉES

CERCLE	CENTRE		RAYON	OUVERTURE		NUMERO
	ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE	
	0.0	-4.3500	8.4500	0.0	32.2042	1

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82

PAGE 4

VOUTE DISSYMETRIQUE: DONNEES DE LA GEOMETRIE DE GAUCHE

NOMBRE DE COURBES INTRADOS : 1
 NOMBRE DE COURBES EXTRADOS : 3

INTRADOS

CERCLE	CENTRE		RAYON	OUVERTURE		NOMBRE DE VOUSOIRS	NATURE DES JOINTS
	ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE		
	0.0	0.2000	3.5000	0.0	90.0000	25	0

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 5

EXTRADOS

CERCLE A TQTE HORIZONTALE A LA CLE DEFINI PAR 2 EPAISSEURS

EPAISSEUR A LA CLE	ABSCISSE	EPAISSEUR
0.4000	3.0310	1.7000

PIEDROIT DEFINI PAR 1 POINT

ABSCISSE	ORDONNEE
5.9756	1.9500

CERCLE

CENTRE		RAYON	OUVERTURE	
ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE
9.0000	0.2000	3.5000	300.0000	270.0000

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 6COURBES TRAITÉES

CERCLE	CENTRE		RAYON	OUVERTURE		NUMERO
	ABSCISSE	ORDONNEE		INITIALE	FINALE	
	0.0	-4.3500	8.4500	0.0	32.2042	1

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 7

VOUTE DISSYMETRIQUE:GEOMETRIE DE CALCUL DE DROITE

DECOUPAGE DE LA DEMI-VOUTE

JOINT NO	POINTS D'EXTRADOS		POINTS D'INTRADOS		EPAISSEUR DU JOINT	VOUSSOIR NO	LONGUEUR DES SEGMENTS D'INTRADOS		
	NO	ABSCISSE	ORDONNEE	NO				ABSCISSE	ORDONNEE
0	1	0.0	4.1000	2	0.0	3.7000	0.4000	1	0.32720-03
1	3	0.0004	4.1000	4	0.0003	3.7000	0.4000	2	0.22870+00
2	5	0.2554	4.0961	6	0.2289	3.6925	0.4045	3	0.22900+00
3	7	0.5114	4.0845	8	0.4568	3.6701	0.4180	4	0.22900+00
4	9	0.7688	4.0650	10	0.6828	3.6327	0.4407	5	0.22900+00
5	11	1.0282	4.0372	12	0.9059	3.5807	0.4726	6	0.22900+00
6	13	1.2902	4.0009	14	1.1250	3.5143	0.5139	7	0.22900+00
7	15	1.5556	3.9556	16	1.3394	3.4336	0.5650	8	0.22900+00
8	17	1.8249	3.9006	18	1.5480	3.3391	0.6261	9	0.22900+00
9	19	2.0988	3.8352	20	1.7500	3.2311	0.6976	10	0.22900+00
10	21	2.3778	3.7586	22	1.9445	3.1101	0.7798	11	0.22900+00
11	23	2.6623	3.6696	24	2.1307	2.9767	0.8734	12	0.22900+00
12	25	2.9530	3.5672	26	2.3077	2.8314	0.9706	13	0.22900+00
13	27	3.2500	3.4500	28	2.4749	2.6749	1.0962	14	0.22900+00
14	29	3.5536	3.3164	30	2.6314	2.5077	1.2266	15	0.22900+00
15	31	3.8639	3.1649	32	2.7767	2.3307	1.3703	16	0.22900+00
16	33	4.1806	2.9934	34	2.9101	2.1445	1.5279	17	0.22900+00
17	35	4.5033	2.8000	36	3.0311	1.9500	1.7000	18	0.22900+00
18	37	4.6734	2.5046	38	3.1391	1.7480	1.7107	19	0.22900+00
19	39	4.8448	2.2068	40	3.2336	1.5394	1.7440	20	0.22900+00
20	41	5.0192	1.9038	42	3.3143	1.3250	1.8005	21	0.22900+00

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 8SUIITE DE LA GEOMETRIE
-----DECOUPAGE DE LA DEMI-VOUTE

JOINT NO	POINTS D'EXTRADOS		POINTS D'INTRADOS		EPAISSEUR DU JOINT	VOUSSOIR NO	LONGUEUR DES SEGMENTS D'INTRADOS
	NO	ABSCISSE	ORDONNEE	NO			
21	43	5.1982	1.5929	44	3.3807	1.1059	1.8816
							22 0.22900+00
22	45	5.3836	1.2709	46	3.4327	0.8828	1.9890
							23 0.22900+00
23	47	5.5773	0.9343	48	3.4701	0.6568	2.1255
							24 0.22900+00
24	49	5.7819	0.5790	50	3.4925	0.4289	2.2943
							25 0.22900+00
25	51	6.0000	0.2000	52	3.5000	0.2000	2.5000

GEOMETRIE COMPLETE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 10SUIVE DE LA GEOMETRIE
-----DECOUPAGE DE LA DEMI-VOUTE

JOINT NO	POINTS D'EXTRADOS		POINTS D'INTRADOS		EPAISSEUR DU JOINT	VOUSSOIR NO	LONGUEUR DES SEGMENTS D'INTRADOS		
	NO	ABSCISSE	ORDONNEE	NO				ABSCISSE	ORDONNEE
21	43	5.8738	1.7739	44	3.3807	1.1059	2.5810	22	0.2290D+00
22	45	5.6879	1.3314	46	3.4327	0.8828	2.2993	23	0.2290D+00
23	47	5.5779	0.9343	48	3.4701	0.6568	2.1260	24	0.2290D+00
24	49	5.5187	0.5617	50	3.4925	0.4289	2.0306	25	0.2290D+00
25	51	5.5000	0.2000	52	3.5000	0.2000	2.0000		

GEOMETRIE COMPLETE
 BC SYMETRIQUE DROITE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 11

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 3

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4030000D+02	0.4030000D+02	0.1000000D-01	0.4400000D+01	0.1360000D+01	0.4400000D+01	0.0

REMBLAIS==> NOMBRE: 2

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE PUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00
0.4503300D+01	0.6000000D+01	0.4660000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

GEOMETRIE COMPLETE
 BC SYMETRIQUE DROITE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 12

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES CONCENTREES====> NOMBRE: 1

MODULE	ABSCISSE	ORDONNEE	INCLINAISON
0.1920400D+03	0.5582000D+01	0.2177300D+01	-.2534000D+02

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 3

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4030000D+02	0.4030000D+02	0.1000000D-01	0.4400000D+01	0.1360000D+01	0.4400000D+01	0.0
0.4250000D+00	0.4250000D+00	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REMBLAIS====> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

GEOMETRIE COMPLETE
 BC SYMETRIQUE DROITE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 38

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS		
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1959D+03	0.0	0 E	-12 I	12 I			
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.4380D+03	-.2468D-02	-1 E	1 E	-25 E			
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.4881D+03	0.1656D-01	-1 I	-25 E	25 E			
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3470D+03	0.0	-4 I	0 I	4 I	88888888	7 I	-7 I
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN									
HMAX*	0.3708D+01	0.5185D+03	0.2009D+02	-25 E	-3 I	24 E	88888888	25 E	
OPTIMALE	0.3916D+01	0.3480D+03	0.6195D-13	-7 I	7 I	1 E			-1 E

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5282077D+01

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
ZMAX*HMIN	0.81794D+03	-.43438D+01	0.20000D+00	-.32262D+01	0.65942D+03	0.41936D+01	0.20000D+00	0.48306D+01
ZMAX*HMAX	0.86598D+03	-.55000D+01	0.20000D+00	-.19434D+02	0.72134D+03	0.56305D+01	0.20000D+00	0.24368D+02
ZMIN*HMAX	0.88393D+03	-.55000D+01	0.20000D+00	-.22496D+02	0.74339D+03	0.56308D+01	0.20000D+00	0.27887D+02
ZMIN*HMIN	0.84011D+03	-.48955D+01	0.20000D+00	-.13572D+02	0.68881D+03	0.48793D+01	0.20000D+00	0.17457D+02
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN								
HMAX*	0.91434D+03	-.55000D+01	0.20000D+00	-.23775D+02	0.74076D+03	0.59816D+01	0.20000D+00	0.30693D+02
OPTIMALE	0.84035D+03	-.49919D+01	0.20000D+00	-.13640D+02	0.68912D+03	0.49990D+01	0.20000D+00	0.17539D+02

GEOMETRIE COMPLETE
 CONVOI SYMETRIQUE DROITE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 39

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES====> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS====> NOMBRE: 2

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00
0.4503300D+01	0.6000000D+01	0.4660000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

FORCES EXCEPTIONNELLES====> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.3980000D+02	0.3980000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.3660000D+01	0.4400000D+01	0.0

GEOMETRIE COMPLETE
 CONVOI SYMETRIQUE DROITE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 40

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES CONCENTREES==> NOMBRE: 1

MODULE	ABSCISSE	ORDONNEE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----
0.1920400D+03	0.5582000D+01	0.2177300D+01	-.2534000D+02

FORCES REPARTIES==> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS==> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
-----	-----	-----	-----	-----
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

FORCES EXCEPTIONNELLES==> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
0.3980000D+02	0.3980000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.3660000D+01	0.4400000D+01	0.0

GEOMETRIE COMPLETE
CONVOI SYMETRIQUE DROITE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
PAGE 68

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS			
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1888D+03	0.0	0 E	-13 I	13 I	88888888	-15 I	15 I	-18 I
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.5130D+03	0.5585D-02	-25 E	0 E	24 E				
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.5717D+03	0.1190D-01	-1 I	-25 E	25 E				
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3167D+03	-.1269D-04	1 I	-1 I	-18 I				
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN										
HMAX*	0.3706D+01	0.6110D+03	0.2574D+02	-25 E	25 E	-2 I				
OPTIMALE	0.3907D+01	0.3360D+03	0.1600D-12	-8 I	8 I	0 IE				

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.5750939D+01

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT					
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON			
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----			
ZMAX*HMIN	0.92401D+03	-.41303D+01	0.20000D+00	-.24153D+01	0.76516D+03	0.39565D+01	0.20000D+00	0.36295D+01	
ZMAX*HMAX	0.99206D+03	-.55000D+01	0.20000D+00	-.21474D+02	0.84970D+03	0.56124D+01	0.20000D+00	0.26014D+02	
ZMIN*HMAX	0.10150D+04	-.55000D+01	0.20000D+00	-.24556D+02	0.87700D+03	0.56125D+01	0.20000D+00	0.29459D+02	
ZMIN*HMIN	0.93815D+03	-.45336D+01	0.20000D+00	-.10247D+02	0.78373D+03	0.44440D+01	0.20000D+00	0.13006D+02	
LA LIGNE HMIN EST LA LIGNE ZMAX*HMIN									
HMAX*	0.10551D+04	-.55000D+01	0.20000D+00	-.25920D+02	0.87522D+03	0.60000D+01	0.20000D+00	0.32533D+02	
OPTIMALE	0.94177D+03	-.46818D+01	0.20000D+00	-.11399D+02	0.78829D+03	0.46231D+01	0.20000D+00	0.14370D+02	

GEOMETRIE COMPLETE
 CONVOI DISSYMETRIQUE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 69

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

POIDS PROPRE(DENSITE): 0.2400000D+02
 COEFFICIENT DE REDUCTION D'EPAISSEUR: 0.1000000D+01

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE DROITE.

FORCES REPARTIES===> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS===> NOMBRE: 2

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE POUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00
0.4503300D+01	0.6000000D+01	0.4660000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

FORCES EXCEPTIONNELLES===> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.3980000D+02	0.3980000D+02	0.0	0.4400000D+01	0.6000000D+01	0.4400000D+01	0.0

GEOMETRIE COMPLETE
 CONVOI DISSYMETRIQUE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 70

*RAPPEL DES DONNEES DU CHARGEMENT.

CHARGEMENT DISSYMETRIQUE:DEMI-VOUTE DE GAUCHE.

FORCES CONCENTREES===> NOMBRE: 1

MODULE	ABSCISSE	ORDONNEE	INCLINAISON
0.1920400D+03	0.5582000D+01	0.2177300D+01	-.2534000D+02

FORCES REPARTIES===> NOMBRE: 1

MODULE INITIAL	MODULE FINAL	ABSCISSE INITIALE	ORDONNEE INITIALE	ABSCISSE FINALE	ORDONNEE FINALE	INCLINAISON
0.9870000D+01	0.9870000D+01	0.0	0.4400000D+01	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.0

REBLAIS===> NOMBRE: 1

ABSCISSE INITIALE	ABSCISSE FINALE	COTE	DENSITE	COEFFICIENT DE PUSSEE
0.0	0.4503300D+01	0.4400000D+01	0.2200000D+02	0.500000D+00

GEOMETRIE COMPLETE
 CONVOI DISSYMETRIQUE

- *PILE ET CULEES*

- 1 - 31-03-82
 PAGE 99

EDITION DU TABLEAU RECAPITULATIF

 PREMIERE PARTIE

LIGNE	COTE Z	POUSSEE H	POUSSEE V	JOINTS FAIBLES			AUTRES JOINTS
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
ZMAX*HMIN	0.4100D+01	0.1888D+03	0.1258D-01	1 E	13 I	25 I	
ZMAX*HMAX	0.4100D+01	0.3188D+03	0.9775D-02	-2 E	0 E	-25 E	
ZMIN*HMAX	0.3700D+01	0.3654D+03	0.1094D-01	-1 I	-25 E	-20 E	
ZMIN*HMIN	0.3700D+01	0.3165D+03	0.8652D-02	0 I	2 I	-25 E	
HMIN*	0.4062D+01	0.1413D+03	0.2960D+02	14 I	-12 I	3 E	
HMAX*	0.3782D+01	0.5018D+03	0.9427D+02	-25 E	-5 I	22 E	
OPTIMALE	0.3907D+01	0.2695D+03	0.2037D+02	13 I	2 E	-4 I	-25 E

LE COEFFICIENT DE RUPTURE VAUT: 0.6739580D+01

DEUXIEME PARTIE

TYPE DE LIGNE	REACTIONS D'APPUI GAUCHE			REACTIONS D'APPUI DROIT				
	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON	MODULE	POINT DE PASSAGE	INCLINAISON		
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----		
ZMAX*HMIN	0.72759D+03	-.47528D+01	0.20000D+00	-.30661D+01	0.89066D+03	0.40799D+01	0.20000D+00	0.31161D+01
ZMAX*HMAX	0.74594D+03	-.54511D+01	0.20000D+00	-.13095D+02	0.90708D+03	0.46504D+01	0.20000D+00	0.11349D+02
ZMIN*HMAX	0.75786D+03	-.55000D+01	0.20000D+00	-.16528D+02	0.91739D+03	0.46904D+01	0.20000D+00	0.14204D+02
ZMIN*HMIN	0.74541D+03	-.52641D+01	0.20000D+00	-.12917D+02	0.90661D+03	0.44976D+01	0.20000D+00	0.11202D+02
HMIN*	0.75618D+03	-.43148D+01	0.20000D+00	0.64902D+00	0.85975D+03	0.39987D+01	0.20000D+00	0.62103D-01
HMAX*	0.89308D+03	-.55000D+01	0.20000D+00	-.23209D+02	0.87339D+03	0.58984D+01	0.20000D+00	0.24447D+02
OPTIMALE	0.75643D+03	-.49751D+01	0.20000D+00	-.91023D+01	0.87853D+03	0.44779D+01	0.20000D+00	0.84543D+01