

Zeitschrift: IABSE publications = Mémoires AIPC = IVBH Abhandlungen
Band: 2 (1933-1934)

Artikel: Essai de rupture d'une voûte mince conoïde en béton armé
Autor: Fauconnier, M.
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-3398>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 25.07.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

ESSAI DE RUPTURE D'UNE VOÛTE MINCE CONOÏDE EN BÉTON ARMÉ.

BRUCHVERSUCH AN EINER KEGELSCHALE AUS EISENBETON.

BREAKDOWN TEST OF A THIN CONOIDICAL VAULT OF REINFORCED CONCRETE.

M. FAUCONNIER, Ingénieur des Ponts et Chaussées en congé hors cadres,
Directeur des Travaux Neufs de la Cie. du Métropolitain de Paris.

Couverture de grande surfaces rectangulaires par des voûtes minces en béton armé.

Dans son mémoire, paru dans le Rapport préliminaire du Congrès de Paris 1932, le Docteur Ingénieur W. PETRY, étudie les couvertures constituées uniquement par des voûtes minces en béton armé, discute brièvement les problèmes relatifs aux différents dispositifs employés, et démontre par quelques exemples, le développement et les applications nouvelles de ce genre de constructions.

Le présent mémoire a trait à un cas particulier de ce problème, celui de la couverture de grandes surfaces par éléments rectangulaires, avec des voûtes conoïdes en béton armé, et a pour but de faire connaître les résultats d'un essai de résistance d'une voûte conoïde, réalisé par la Compagnie du Métropolitain de Paris aux Ateliers de Fontenay¹⁾.

Lorsqu'il s'agit de couvrir de grandes surfaces telles que halles ou remises à marchandises, ateliers, etc..., avec éclairage par les toits, on peut utiliser trois types principaux de voiles en béton armé: voûtes cylindriques, voûtes rampantes avec sheds vitrés, voûtes à surface gauche avec vitrages curvilignes. Chacun de ces types présente des avantages et des inconvénients; les voûtes cylindriques sont d'une construction plus rationnelle et plus simple, mais l'éclairage ne peut être obtenu, en dehors des tympanes extrêmes, que par un lanterneau central ou par l'emploi de béton translucide. L'éclairage ainsi réalisé est beaucoup moins satisfaisant que celui des sheds. Les voûtes en shed sont beaucoup plus répandues, mais leur construction, par contre, est moins rationnelle, du fait de la nécessité d'adopter des béquilles ou butons du côté du sommet de la voûte, ce qui donne une ossature dissymétrique et moins bien triangulée. Les voûtes gauches sont de types divers; nous décrirons particulièrement les voûtes en forme de conoïde, qui ont été employées par le Métropolitain et dont l'essai de résistance fait l'objet du présent article. La surface réglée est obtenue en rejoignant par des droites parallèles à un plan vertical transverse (plan directeur) deux arcs de montée inégale (directrices); la surface éclairante est obtenue par l'espace curviligne en forme de croissant situé entre l'arc haut et l'arc bas de la travée suivante. Cette construction est très rationnelle et donne un éclairage excellent et

¹⁾ Entrepreneur: Sté des Entreprises LIMOUSIN, 20, rue Vernier, à Paris.

parfaitement bien réparti. Pour cette raison, à laquelle il convient d'ajouter la considération du prix de revient, légèrement plus faible, le Métropolitain a adopté ce type de voûtes pour la couverture des deux halls principaux des ateliers actuellement en cours d'édification à Fontenay-sous-Bois, pour l'entretien et les réparations de son matériel roulant (c. f. fig. 1).



Fig. 1. Vue d'ensemble du Hall d'Entretien. — Gesamtansicht der Halle für Unterhalt. — General view of the Assembly Hall.

Description des voûtes conoïdes.

Chacune de ces voûtes (c. f. fig. 2) a une portée de 17 m. 50 dans le sens de l'arc, et de 8 m. dans le sens des génératrices; l'épaisseur est de 5 cm. et l'ensemble est raidi par 3 nervures de 35×15 , espacées de 4 m. environ, avec un tirant au droit de chaque nervure. L'armature est constituée par une paillasse de barres de 6 m/m, à raison de 5 par m. courant dans le sens transversal, et 10 par m. courant dans le sens longitudinal. Le conoïde a pour directrices d'une part, la droite de bout projetée en 0, d'autre part, une courbe c , située dans le plan PQ , et représentant la fibre moyenne de l'arc en \perp formé par la nervure N_2 et la moitié de chacun des deux hourdis adjacents. Cette fibre moyenne a été choisie de telle sorte qu'en tout point elle coïncide avec la courbe des pressions résultant de son propre poids. Les deux autres tranches de voûte, constituées respectivement par les nervures N_1 et N_3 et la moitié du hourdis adjacent, ont pour fibre moyenne des courbes qui dérivent de la première par amplification et réduction d'ordonnées.

Calcul des voûtes conoïdes.

Le calcul de ces toitures est présenté de la manière suivante²⁾: on considère chaque tranche de voûte, constituée par la nervure et les hourdis adjacents entre-axes, que l'on calcule isolément sous l'effet des charges verticales et du vent. La fibre moyenne de chaque tranche est contenue dans un plan de bout.

Les charges verticales (poids propre et neige) sont décomposées en deux forces, dirigées respectivement suivant les directrices du conoïde

²⁾ Employé, en particulier, par les Entreprises LIMOUSIN.

(force r) et suivant l'intersection des plans de front avec le plan de bout de la nervure (force q).

L'arc correspondant est ainsi soumis à une série de forces q qui varient entre la clef et les naissances, d'une part en raison de l'inclinaison variable

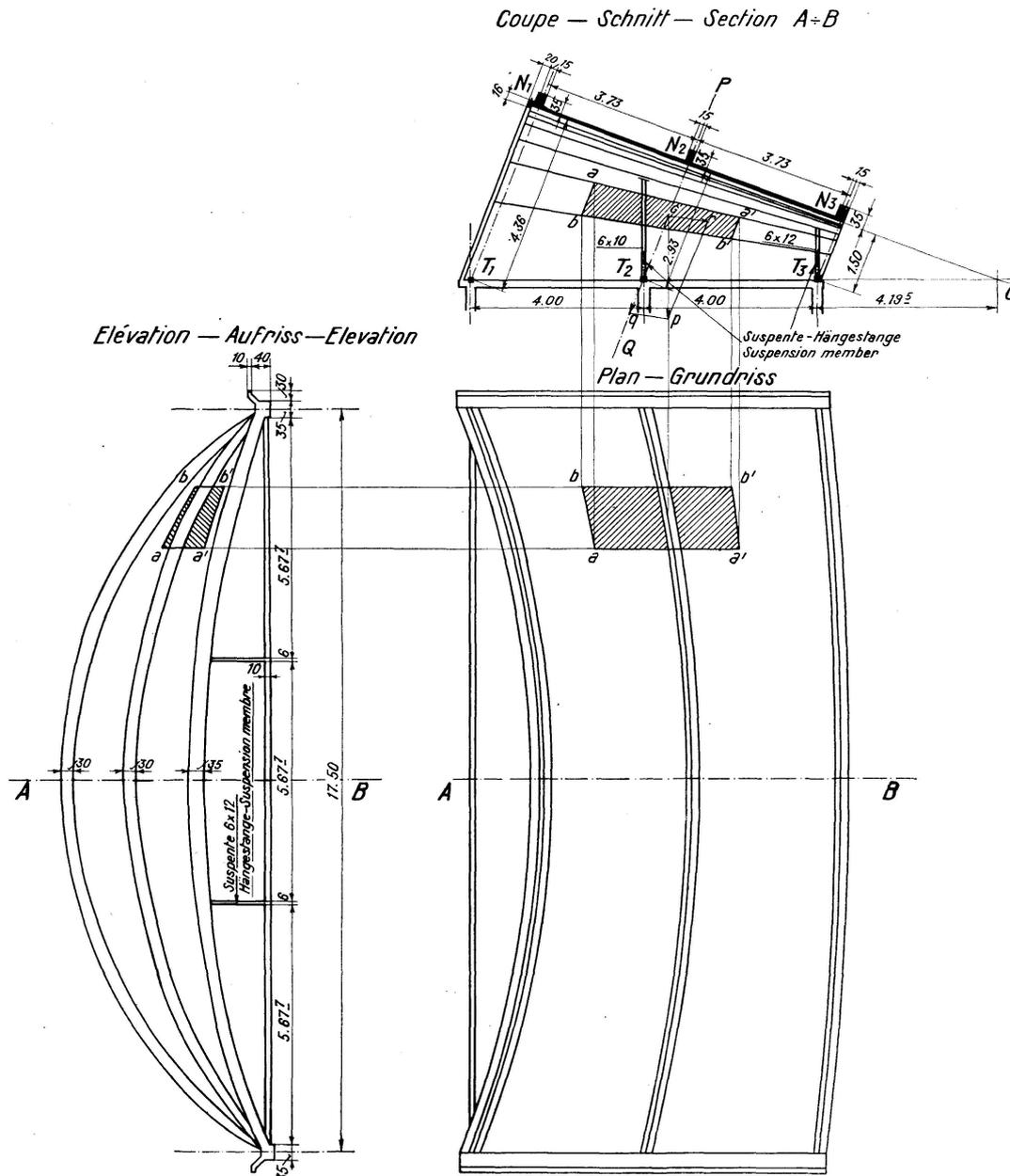


Fig. 2.

des génératrices, et, d'autre part, en raison des surépaisseurs du hourdis au voisinage immédiat des retombées.

La forme de la fibre moyenne a été choisie de telle manière que sous l'effet des forces parallèles q ainsi définies, elle coïncide avec la courbe funiculaire des charges passant par la clé et par les retombées. Il n'est pas tenu compte des forces r dont la valeur est d'ailleurs faible.

Il s'ensuit que les sections de voûte ne subissent que des efforts de compression simple sous les charges permanentes (poids propre et neige).

Pour le vent, on calcule les flexions correspondantes en considérant l'arc comme à 3 articulations.

Certains constructeurs calculent les hourdis de voûte comme se portant entre nervures par flexion, sous l'effet des charges permanentes, c'est là, à notre avis, une prescription excessive, ainsi que le montre l'essai effectué. Dans de tels hourdis voûtés, en effet, l'effet de voûte, dans le cas de surbaissements moyens ($\frac{1}{6}$ à $\frac{1}{8}$) est nettement prépondérant.

Les poussées sont absorbées par des tirants horizontaux placés au droit des nervures. Une particularité intéressante est à noter en ce qui concerne le transport des poussées entre tirants; on admet couramment que la voûte elle-même formant poutre dans sa partie basse $a b$, transporte la poussée entre tirants sans qu'il soit nécessaire de prévoir une nervure raidisseuse R (cette nervure est cependant habituellement maintenue pour former chéneau).

Les résultats de l'expérience faite ont montré que cette façon de calculer est parfaitement admissible. On pourra donc se contenter, dans des cas analogues, d'un léger renfort du hourdis à sa base, avec quelques aciers de traction.

En ce qui concerne la forme des voûtes en coupe transversale, si l'on fait abstraction de la variation des composantes q entre clé et naissances, les arcs peuvent être considérés comme soumis à des charges uniformément réparties suivant leur développement, c'est-à-dire des chaînettes.

Cela permet d'établir un calcul rapide et suffisamment exact dans beaucoup de cas, de ces voûtes.

Le paramètre a de la chaînette, d'équation $y = a \operatorname{ch} \frac{x}{a}$, est facile à déduire des données (portée et flèche de l'arc) à l'aide du développement en série, limité à 3 termes, du ch . Les forces de compression sont alors égales, en tous points, au produit de la charge unitaire par l'ordonnée naturelle y de la chaînette. En particulier, la poussée est égale à πa , et la compression aux naissances à $\pi (a + f)$.

Enfin, la chaînette centrale, correspondant à la nervure N_2 , étant ainsi définie, les autres courbes, fibres moyennes des nervures N_1 et N_3 s'en déduisent aisément. Et le calcul montre que ces courbes diffèrent très peu des chaînettes de même montée. La construction est donc entièrement rationnelle et ne donne lieu, théoriquement, en tous les points de la voûte, qu'à des efforts de compression simple.

Raisons de l'essai.

Etant donnés, d'une part le nombre important de voûtes semblables à construire, 28 pour le hall d'entretien, 74 pour le hall de réparations, d'autre part, l'incertitude des hypothèses du calcul présenté, qui justifie séparément chacune des trois tranches de voûte N_1 , N_2 , N_3 , définies ci-dessus, comme si elle était indépendante du reste de la voûte et sans aucune liaison avec les parties adjacentes, il a paru utile de faire un essai de résistance sur une voûte grandeur nature, qui a été construite spécialement à cet effet à une hauteur de 0 m. 80 au-dessus du sol environ (c. f. fig. 3). Cette voûte a été construite dans des conditions en tous points identiques à celles de l'exécution des voûtes courantes des halls. (Béton armé de ciment Portland ordinaire, dosage 400 K^{os} de ciment pour 500 l. sable et 700 l. gravillons, teneur en eau 8 % environ du poids des matières sèches.)

On a eu soin pour toutes les épreuves, de charger la voûte lentement et symétriquement, en évitant les chocs. Une passerelle mobile placée au-dessus de la voûte assurait la sécurité du personnel chargé de la manutention du lest, constitué par des gueuses de fonte réparties sur une assise de sacs de sable.

Le but de l'essai était de chercher à déterminer, d'une façon aussi exacte que possible, le mode de déformation d'une telle voûte, en vue de conclure si le procédé de calcul employé était suffisamment approché. On se proposait en particulier:

a) de comparer les fatigues réelles mesurées aux fatigues calculées, afin de voir si leur loi de variation en fonction des surcharges est linéaire comme pour les fatigues théoriques (c. f. tableau 1);

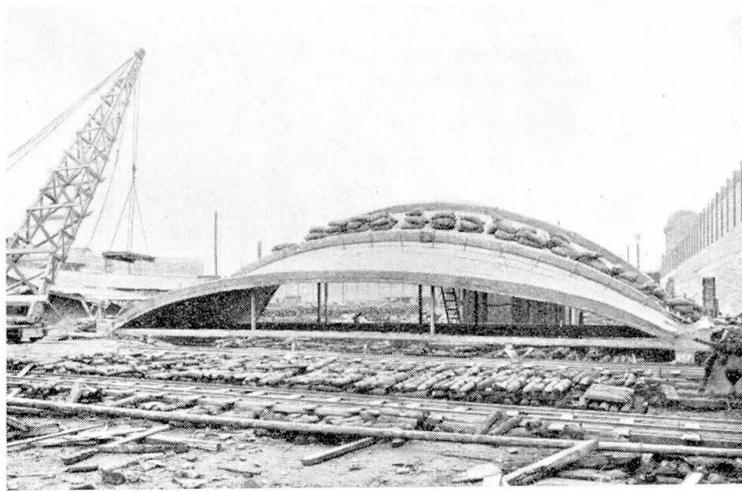


Fig. 3. Vue de la voûte d'essai au début du chargement. — Ansicht der Versuchsschale zu Beginn der Belastung. — View of test shell at beginning of loading.

b) de rechercher l'existence possible dans une telle voûte de points faibles dus soit aux imperfections de l'exécution, soit aux principes même de construction (ancrage des tirants, armature des costières, etc.);

c) de mesurer les fatigues dans le sens du hourdis, et de comparer les fatigues suivant l'arc, pour en déduire la loi de répartition des charges dans ces deux sens;

d) de vérifier la résistance totale à la rupture qui, par le calcul, apparaissait très élevée.

1er essai — épreuve des hourdis.

Sur chacun des hourdis supérieur et inférieur, on a successivement chargé sur tout le développement de l'arc une bande de 1 m. 20 de largeur parallèle aux nervures; la surcharge a été limitée à 300 kgs/m², pour ne pas risquer de créer une déformation notable de la voûte, qui eût pu provoquer l'insuccès complet de l'essai suivant. Tel quel ce premier essai à faible charge a donné de premiers renseignements sur la répartition des efforts; les charges se répartissent en clé de manière à créer des fatigues sensiblement égales dans le sens du hourdis et dans le sens de la voûte, pour le hourdis supérieur; 3 à 4 fois plus fortes dans le sens du hourdis que dans le sens de la voûte, pour le hourdis inférieur (c. f. fig. 4).

Les fatigues du béton et des aciers ont été contrôlées à l'aide de six extensomètres HUGGENBERGER, répartis aux différents points de mesure choisis; on a adopté pour le béton un coefficient E de 260.000 kgs/cm².

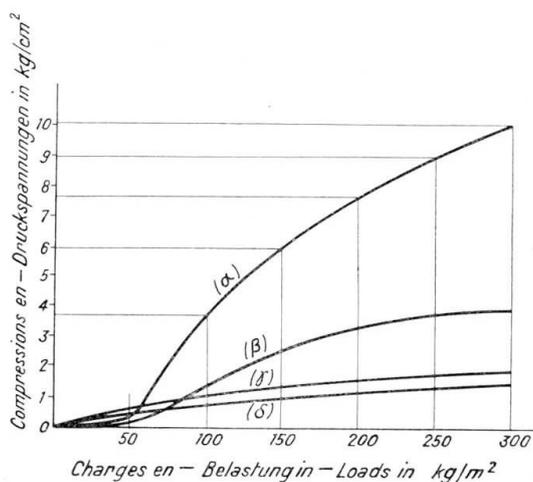


Fig. 4.

1^{er} essai — graphique des fatigues en clé.

1. Versuch. Spannungen im Scheitel.

1st test. Stresses in crown.

2^{ème} essai. Epreuve d'une bande de 1 m,20, axée sur la nervure centrale (c. f. fig. 5).

Cette bande a été chargée sur tout le développement de l'arc jusqu'à 7.500 kgs/m², et les mesures et observations faites ont montré que:

a) les fatigues à la compression mesurées aux naissances suivent une loi qui coïncide sensiblement avec la loi linéaire théorique, tout en étant un peu supérieures aux fortes charges (c. f. fig. 6);



Fig. 5. Vue de la voûte au cours du deuxième essai. — Ansicht der Schale im Verlauf des zweiten Versuches. — View of shell during 2nd test.

b) l'arc en \perp considéré n'a subi du fait de la surcharge ni fissure grave, ni déformation notable, résultat concluant à l'égard de la solidité d'une voûte de ce genre;

c) les éléments de la voûte soumis à des efforts localisés importants (ancrage des tirants, etc.) ont convenablement résisté.

Parmi les fissures qui ont apparu à la fin de cet essai, les plus intéressantes sont:

a) des fissures longitudinales très voisines des naissances le long du hourdis inférieur;

β) des fissures coupant normalement la nervure basse dans sa partie supérieure, à 2 m. environ des appuis;

γ) une fissure transversale inférieure sous la charge dirigée suivant la voûte à la jonction de la nervure centrale et du hourdis.

Ces fissures montrent l'existence d'un moment d'encastrement sur toute la longueur des naissances, et plus important vers la voûte basse. D'autre part, les fissures de la nervure basse sont dues à l'allongement élastique du tirant correspondant (bien que cet allongement soit faible, car il suffit d'un faible mouvement des culées pour entraîner la ruine d'une voûte et les nervures sont très faiblement armées).

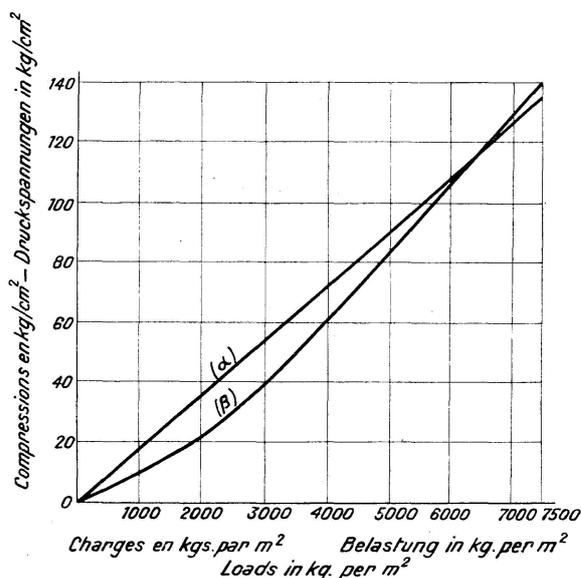


Fig. 6.

2ème essai — graphique des fatigues aux naissances.

2. Versuch. Spannungen im Kämpfer.

2nd test. Stresses in the abutment.

La charge de 7.500 kgs par m² a été maintenue en place pendant huit jours, période pendant laquelle l'appareil de mesure des déformations a enregistré des variations dues uniquement à la température. On a ensuite procédé au déchargement lent et régulier de la voûte, pendant lequel les fatigues et les flèches ont subi une régression régulière.

3ème et dernier essai.

Cet essai a consisté en une épreuve du hourdis inférieur, d'une façon analogue à celle du 1er essai, mais poussée cette fois-ci jusqu'à la rupture, qui s'est produite vers 5.350 kgs/m². Les fatigues et les flèches ont été contrôlées par 6 extensomètres et 3 fleximètres (c. f. fig. 7 et 8).

Dès 2.000 kgs par m² avaient apparu différentes fissures dont les plus intéressantes affectaient le hourdis lui-même aux abords de la clé, toutes parallèles à la fibre moyenne de la voûte: l'une à l'intrados, sous le milieu de la charge, l'autre à l'extrados, à la jonction du hourdis et de la nervure médiane (encastrement du hourdis).

Les fissures de la nervure basse, déjà signalées ci-dessus pour le 2ème essai (β) se sont multipliées à partir de 3.000 kgs et progressivement agrandies.

En outre, les flèches observées (voir fig. 7) se sont accentuées fortement vers 4.000 kgs, notamment la flèche propre du hourdis à la clé.

Vers 4.500 kgs, il apparaissait nettement que l'on se trouvait aux environs de la limite de la résistance à la flexion du hourdis.

La rupture s'est produite un peu plus tard de la façon suivante: le hourdis inférieur s'est arraché au ras de la nervure médiane, en cisillant tous les fers longitudinaux, sauf sur les appuis latéraux, où il est resté adhérent sur 3 m. environ, la ligne de rupture rejoignant alors obliquement les appuis les plus voisins. Toute la partie de la coque située au-dessous de cette ligne s'est affaissée sur le sol; la charge s'est écroulée en tous sens (c. f. fig. 9).

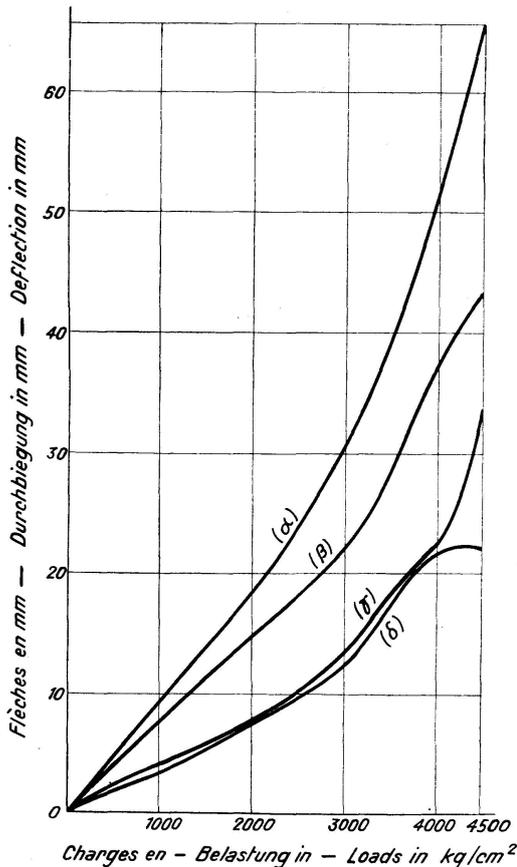


Fig. 7. 3^{ème} essai — graphique des flèches.
3. Versuch. Durchbiegungen.
3rd test. Deflections.

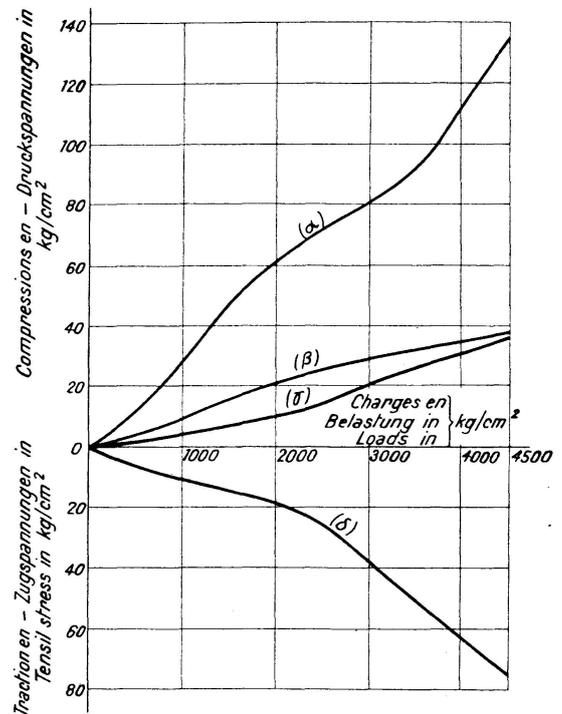


Fig. 8. 3^{ème} essai — graphique des fatigues.
3. Versuch. Spannungen.
3rd test. Stresses.

En résumé, la cause immédiate de la rupture a été la flexion excessive du hourdis entre nervures; mais il serait imprudent d'en conclure que le hourdis transporte, suivant les génératrices, des charges importantes: en effet, par plusieurs procédés (voir ci-après), on a pu reconnaître que la charge transportée n'excédait pas $\frac{1}{7}$ environ de la charge totale à la clé. Il faut observer à ce sujet que la déformation propre du hourdis plan, sous une même charge, est beaucoup plus importante que la déformation dans le sens perpendiculaire (effet de voûte). La rupture a été la conséquence de la première de ces déformations. Un phénomène secondaire important a été celui de la déformation de la nervure basse, très fissurée au moment négatif vers les

reins, et également, mais dans une proportion moindre, au moment positif à la clé. Après étude, ce phénomène a été attribué principalement à l'allongement élastique du tirant (écartement des appuis), et également, dans une certaine mesure, à l'inégalité des charges transmises par le hourdis aux nervures, charges variables entre la clé et les retombées.

Il était dès lors intéressant de chercher à déterminer quelle fraction de charge était reportée par le hourdis fléchi sur les nervures. A priori on conçoit que cette fraction était variable a) avec la charge, b) avec l'abscisse du point considéré; malheureusement on n'a pu étudier le problème dans son ensemble, et on a dû se borner au cas particulier de la section en clé

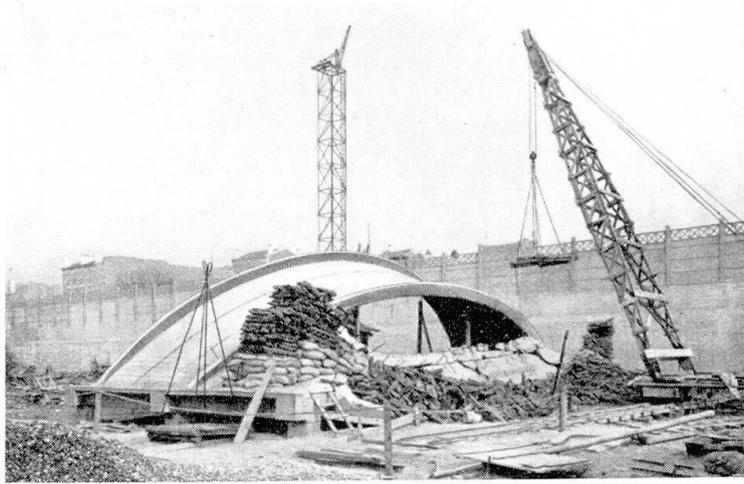


Fig 9. Vue de la voûte après rupture. — Ansicht der Schale nach Bruch. —
View of shell after rupture.

et des charges voisines de 4.000 à 4.500 kgs. Dans ces conditions, les mesures faites ont permis d'obtenir les résultats suivants:

a) à la charge de 4.500 kgs/m² le béton en voûte travaillait à 130 kgs/cm² environ à la clé, ce qui correspond à une charge de 3.800 kgs/m²; il subsistait donc environ 700 kgs/m² transmis longitudinalement;

b) la flèche du hourdis entre nervures mesurée à la clé sous la charge de 4.000 kgs/m², correspond, en supposant ce hourdis encastré sur la nervure médiane et simplement appuyé sur la nervure basse à une charge de 690 kgs/m² environ sur la bande de 1 m. 20 au milieu.

Ces calculs, assez nettement concordants, permettent de conclure, sous réserve des erreurs inévitables du calcul et de l'expérience, qu'un hourdis voûté de 0 m. 05 d'épaisseur et de 17 m. 50 de portée, surbaissé au $\frac{1}{8}$, raidi par des nervures espacées de 4 m., transmet sensiblement $\frac{1}{7}$ seulement de la charge totale aux nervures aux environs de la clé, le surplus étant absorbé par l'effet de voûte. Il y a lieu de noter que ce résultat ne saurait s'appliquer avec exactitude qu'à un hourdis mince en tous points semblable à celui de la voûte essayée.

Enfin, il est intéressant de noter, que bien que très faiblement armées, les costières-chéneaux ont parfaitement résisté jusqu'à la rupture de la voûte, ne présentant que des fissures insignifiantes. Ce fait montre bien que la poussée des voûtes se transmet aux appuis par le hourdis voûté lui-même (voir

ci-dessus: Calcul des voûtes conoïdes) et non par les costières. De même, les ancrages des tirants ont parfaitement résisté.

Les essais effectués permettent de répondre d'une façon satisfaisante aux questions posées relativement à ce type de voûtes (voir ci-dessus: But des essais) et de considérer comme sanctionnés par l'expérience les errements usuels suivis dans le calcul.

En particulier:

- a) les fatigues mesurées sont voisines des fatigues théoriques;
- b) dans ce genre de construction, la rupture se produit par suite de la déformation générale du voile et des nervures et non par la ruine des ancrages des tirants ou des costières, si ces derniers sont convenablement calculés comme il est dit plus haut;
- c) l'effet de voûte est nettement prépondérant; toutefois, on a pu observer une transmission de charges dans le sens des génératrices correspondant à $\frac{1}{7}$ environ de la charge totale pour des charges voisines de la charge de rupture;
- d) la charge absorbée au total est extrêmement importante et a atteint 5.350 kgs par m² avant rupture (rappelons que le hourdis a 5 c/m d'épaisseur, une portée de 17 m. 50 avec nervures espacées de 4 m.).

Dans l'ensemble (et ce sera là notre conclusion) les deux essais principaux ont surtout fait ressortir l'exceptionnelle résistance à la rupture de ces hourdis voûtés de faible épaisseur, et justifié très largement le procédé de calcul employé, l'ouvrage ayant résisté à des surcharges environ 50 fois plus fortes que celles (neige et vent) pour lesquelles il était calculé.

Tableau des fatigues Théoriques.

Charge par m. q.	Charge par m.l. d'Arc	Valeur de R_h en Kgs/cm ²						Observations	
		Hourdis supérieur (largeur 1,20 m)		Nervure centrale (largeur 1,20 m)		Hourdis inférieur (largeur 1,20 m)			
		Naissances	Clé	Naissances	Clé	Naissances	Clé		
a) 300	360	8.4	6			11.16	10.2	a) limite de charge dans les essais préliminaires des hourdis. Remarque — Les fatigues qui figurent dans ce tableau sont des fatigues additionnelles, dues à la surcharge; pour avoir la fatigue réelle il convient de leur ajouter la fatigue due au poids propre.	
500	600	13.8	10.2	9	7.2	18.6	16.8		
1000	1200	27.6	20.4	18	14.4	37.2	33.6		
1500	1800	41.6	30.6	27	21.6	55.8	50.4		
2000	2400	55.2	40.8	36	28.8	74.4	67.2		
2500	3000	69	51	45	36	93	84		
3000	3600	82.8	61.2	54	43.2	111.6	100.8		
3500	4200	96.6	71.4	63	50.4	130.2	117.6		
4000	4800	110.4	81.6	72	57.6	148.8	134.4		
4500	5400	124.2	91.8	81	64.8	167.4	151.2		
5000	6000	138	102	90	72	186	168		
b) 5350	6420	138	102	90	72	199	179.76		b) Rupture dans l'essai final.
5500	6600	151.8	112.2	99	79.2	204.6	184.8		
6000	7200			108	86.4				
6500	7800			117	94				
7000	8400			126	101				
c) 7500	9000			135	108			c) limite de charge dans l'essai de la nervure centrale.	

Résumé.

L'emploi de hourdis voûtés en forme de conoïdes, raidis par des nervures, constitue une solution économique et satisfaisante du problème de la couverture en béton armé de larges halls à usage d'ateliers, etc... pour lesquels un éclairage excellent et bien réparti est indispensable.

Les hourdis étudiés sont très minces (5 cm.); leur portée est de 18 m., l'espacement des piliers 8 m.; des nervures raidisseuses, avec tirant, sont prévues tous les 4 m. Les armatures employées sont de 5 Ø 6 mm par mètre dans le sens transversal, 10 Ø 6 mm par mètre dans le sens des génératrices. Le béton de ciment Portland artificiel est au dosage de 400 kgs.

Des voûtes minces de ce type dont la fibre moyenne transversale est voisine d'un arc de chaînette (funiculaire des charges permanentes) sont susceptibles de supporter des charges très importantes avant rupture: au cours de l'essai effectué, on a pu appliquer, sans rupture ni déformations graves, une charge de 7.500 kgs par m² sur une bande de 1 m. 20 axée sur une nervure; le hourdis mince lui-même, chargé au milieu de sa portée et sur 1 m. 20 de largeur ne s'est rompu que sous une charge de 5.350 kgs par m².

L'essai ainsi conduit a sensiblement confirmé les prévisions obtenues par le calcul théorique de bandes transversales, axées sur des nervures.

Il convient d'ajouter que cette conformité ne correspond pas à une rigoureuse identité entre les conditions du calcul et celles de l'expérience, mais qu'au contraire, elle paraît due aux influences compensatrices des deux causes principales suivantes: l'écart, impossible à éviter, qui se produit en exécution, entre la fibre moyenne et la courbe funiculaire des charges, et dont l'effet est d'introduire des flexions secondaires, d'une part, et d'autre part, la transmission des déformations et des efforts dus à une charge isolée dans l'ensemble du hourdis voûté, voile et nervures.

A ces deux causes principales viennent s'ajouter des causes secondaires, dont l'influence, négligeable aux faibles charges, devient prépondérante aux approches de la rupture: effet de la température, effet du déplacement des appuis par allongement élastique des tirants.

Néanmoins, ces épreuves, envisagées du point de vue de la pratique de l'art de construire, sont de nature à justifier la confiance que des ingénieurs, de plus en plus nombreux, ont accordée aux couvertures minces en béton armé; elles mettent en lumière une fois de plus, la capacité de charge particulièrement importante que le ciment armé, quand il est bien exécuté, doit à la solidarité rigoureuse de ces différents éléments.

Zusammenfassung.

Die Verwendung von gewölbten Hourdis in Form von Kegelschalen, die durch Rippen versteift sind, stellt eine wirtschaftliche Lösung dar zur Überdeckung von breiten Hallen für Werkstätten, Fabriken usw., für welche vorzügliche und gut verteilte Lichtverhältnisse unerlässlich sind.

Die untersuchten Schalen sind sehr dünn (5 cm.); ihre Spannweite beträgt 18 m, die Entfernung der Stützen 8 m; Versteifungsrippen mit Zugband sind alle 4 m vorgesehen. Die verwendeten Armierungen sind 5 Ø 6 mm im Quersinne und 10 Ø 6 mm in Richtung der Erzeugenden. Der Beton ist mit 400 kg künstlichem Portlandzement dosiert.

Dünne Schalen von diesem Typus, für die die mittlere Faser des Querschnittes nahezu die Form der Kettenlinie (Drucklinie für ständige Last)

aufweist, sind in der Lage, ganz erhebliche Lasten aufzunehmen, bevor sie brechen. Im Verlaufe der Untersuchungen konnte eine Last von 7500 kg/m^2 auf einen zentrisch über eine Rippe liegenden Streifen von 1.20 m Breite aufgebracht werden, ohne dadurch den Bruch oder große Deformationen hervorzurufen. Die dünne Schale selbst, die auf eine Breite von 1.20 m in Feldmitte belastet wurde, brach erst unter einer Last von 5350 kg/m^2 .

Der so durchgeführte Versuch hat die durch die theoretischen Berechnungen gefundenen Voraussetzungen bestätigt.

Es soll beigefügt werden, daß diese Übereinstimmung nicht einer strengen Identität zwischen den Bedingungen der Rechnung und jenen des Versuches entspricht, sondern daß sie im Gegenteil aus den ausgleichenden Einflüssen der nachstehend genannten beiden Hauptursachen folgt: die Abweichung, die sich bei der Ausführung zwischen der mittleren Faser und der Drucklinie ergibt, die nicht ausgeschaltet werden kann, und deren Einfluß die Einführung von sekundären Biegungen ist einesteils und andernteils die Übertragung der Deformationen und der Kräfte infolge einer Einzellast auf die ganze Schalenkonstruktion, Schale und Rippen.

Neben diesen zwei Hauptursachen treten noch sekundäre Ursachen auf, deren Einflüsse, für kleine Lasten vernachlässigbar, gegen den Bruch hin vorherrschend werden: Einfluß der Temperaturänderung, Einfluß der Verlängerung des Zugbandes.

Nichtsdestoweniger haben diese Versuche vom Standpunkte der Praxis der Baukunst aus das Vertrauen der Ingenieure in die Eisenbeton-Schalenkonstruktionen gerechtfertigt; sie stellen die außerordentlich wichtige Tragfähigkeit, die der Eisenbeton bei guter Ausführung dem monolithischen Zusammenhang der einzelnen Teile verdankt, von neuem ins richtige Licht.

Summary.

The adoption of arched "hourdis" in the form of conical shells stiffened with ribs is an economical and satisfactory solution of the problem of covering the wide halls used in workshops, factories, etc., where good and well-distributed lighting is indispensable.

The shells investigated are very thin (5 cm.); their span is 18 metres, distance between supports 8 metres; stiffening ribs with tie rod are provided every 4 metres. The reinforcements employed are $5 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$ per metre transversely and $10 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm}$ per metre in the direction of the generating lines. The proportion of artificial Portland cement in the concrete is 400 kg.

Thin shells of this type, in which the mean transverse fibre approximates to the arc of the force polygon (funicular polygon of dead loads), are capable of supporting very considerable loads before rupture. During the tests made, a load of 7500 kg/m^2 could be applied over a rib on a central strip 1.20 m broad without causing rupture or any serious deformation. The thin shell itself, which was loaded over a breadth of 1.20 m half-way between its supports, broke only under a load of 5350 kg/m^2 .

The test thus carried out has confirmed the assumptions deduced from theoretical calculations.

It should be added that this agreement does not correspond to absolute identity between the conditions of the calculation and those of the test, but that on the contrary it appears to be owing to compensating influences of the following two principal causes: on the one hand, the unavoidable divergence that arises in practice between the mean fibre and the funicular load

polygon, the effect of which is to introduce secondary deflections, and on the other hand the transmission of the deformations and the forces due to an isolated load to the whole shell construction, shells and ribs.

To these two principal causes have to be added also some secondary causes, the influence of which, negligible at low loads, becomes preponderant as the point of rupture is approached: effect of variation of temperature, effect of displacement of supports owing to lengthening of the tie rods.

Nevertheless the results of these tests, regarded from the point of view of building science, are such as to justify the confidence that a constantly increasing number of engineers place in thin shell coverings constructed of reinforced concrete; they demonstrate once again the particularly heavy loads that reinforced concrete, when well constructed, is capable of supporting, owing to the absolute solidity existing between the separate elements of the structure.