



Ensaio de Compressão Diametral
Prof. Fernando Lobo Carneiro

Prof. Eduardo C. S. Thomaz
Notas de aula

TRABALHO APRESENTADO NA 1^ª REUNIÃO RILEM, EM PARIS, EM JUNHO DE 1947.

INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA
(Ministério do Trabalho, Indústria e Comércio)
Diretor: E. L. DA FONSECA COSTA

RÉSISTANCE À LA TRACTION DES BÉTONS

par les ingénieurs
FERNANDO LUIZ LOBO B. CARNEIRO
ET
AGUINALDO BARCELLOS

Préface du Chef de Laboratoire
PAULO SÁ



RIO DE JANEIRO
- 1949 -

Résistance à la Traction des Bétons

O presente trabalho constituiu uma comunicação apresentada pelo Instituto Nacional de Tecnologia à primeira "Reunion des Laboratoires d'Essai" que teve lugar em Paris em junho de 1947 e para a qual fôra o Instituto convidado. Essa a razão pela qual foi redigida em francês e vai publicado nessa língua. Embora seja regra nossa nada publicar a não ser em português, fazemos agora exceção à regra pelo motivo indicado; e também porque, tratando-se da exposição de um método novo de ensaio cujo estudo, para futura adoção, propomos aos laboratórios do mundo, pareceu-nos que o fato de vir exposto em francês facilitaria o seu conhecimento pelos técnicos que o terão de examinar e, porventura, adotar.

PAULO SÁ

PRÉFACE

Dans l'étude des propriétés mécaniques du ciment, la méthode d'essai employée habituellement a été pendant bien longtemps celle qui tâchait de déterminer la résistance à la traction. On utilisait pour cela un dispositif dans le genre de celui de Michaellis dans lequel des éprouvettes en forme de 8 étaient rompues par un effort que l'on considérait comme étant un effort de traction.

Un examen rigoureux de la méthode montrait, toutefois, que la rupture ne se faisait pas par traction simple : l'effort ne se distribuait pas uniformément dans la section de rupture (on estimait que la relation entre la tension maximum et la tension moyenne était de l'ordre de 1,7 à 1,9, suivant la forme exacte des éprouvettes). D'autre part, à mesure que se généralisait l'emploi du béton armé dans des ouvrages chaque jour plus grands et plus audacieusement calculés, le ciment dans le béton était supposé résister seulement, ou presque, à la compression : les efforts de traction devaient être absorbés par les aciers du béton armé. De cela il résultait que la résistance à la traction du ciment perdait beaucoup de son importance. Il fallait d'ailleurs supposer une certaine relation — quelquefois sans un fondement expérimental — entre la résistance à la traction et celle à la compression.

A partir de ce moment la tendance a été d'adopter des méthodes d'essai pour déterminer directement la résistance à la compression du

ciment. Et beaucoup de pays, dans leurs spécifications et cahiers de charge, ont adopté alors un essai de rupture par compression pour le ciment dans des éprouvettes en forme de cube (voir, par exemple, le standard fédéral américain de 1936, le standard australien de 1939, le standard argentin de 1939) ou en forme de cylindre (voir le standard brésilien EB-1 de 1937).

Dans un nouveau progrès de la technique du béton armé, (car pour ce matériel les progrès se font extrêmement vite) la résistance à la traction du béton a pris une nouvelle et grande importance. D'abord parce que, dans sa solidarité avec les fers du béton armé, le béton est obligé à résister à des efforts de traction; de même dans les phénomènes de retrait. Mais, surtout lorsqu'on emploie des aciers spéciaux, ces efforts de traction "par solidarité", qui se transmettent au béton, peuvent être très grands, relativement. Et si le béton (et, donc, le ciment) ne sont pas capables de leur résister, le béton se fissure: et par les fissures les fers sont attaqués par les influences extérieures qui par oxydation et par augmentation de volume (et, d'ailleurs, par d'autres procès dont l'étude échappe à l'objet de ce résumé), augmentent la fissuration du béton et, par conséquent, la destruction du béton armé de l'ouvrage.

D'autre part, l'emploi du béton pour la pavimentation des routes (et des pistes des aérodromes, etc) a provoqué l'emploi du béton en des circonstances où il doit résister lui même à la traction.

De tout cela il est résulté que l'on a trouvé nécessaire de déterminer la résistance à la traction du ciment — et du béton.

Et pour cela on a employé, non plus les essais de traction directe (comme ceux de la machine de Michaelis) mais des essais de flexion dans lesquels des barrettes prismatiques de section carrée étaient rompues par flexion sous l'action d'une charge centrale ou de deux charges égales et équidistantes du milieu de la barrette. De la charge de rupture ainsi déterminée, on obtenait théoriquement la résistance à la traction du matériel.

Feret, Kellerman, Bonerman à l'étranger et, au Brésil, Mario B. Pereira et Fernando Luiz Lobo Carneiro, ont fait de très intéressantes études à ce sujet. Et l'essai de rupture par traction-flexion a été énormément utilisé (au Brésil pendant la guerre, nous l'avons employé en très grande échelle pour l'étude des pistes des aérodromes).

Mais l'essai de traction-flexion n'est pas, malheureusement, — loin de là — un essai parfait. D'abord il commence par ne pas être standardisé: et les résultats sont différents suivant la façon d'agir de la charge. Ensuite on a vérifié que les valeurs obtenues pour la traction qui, d'ailleurs étaient des valeurs théoriques et différaient des tensions réelles, ne correspondaient pas aux valeurs de la compression — ou, en termes de statistique, la dispersion des valeurs isolées est grande pour qu'on établisse la corrélation entre la compression et la traction du même ciment. L'essai de Gonnerman, aussi (de traction axiale au moyen de 2 anneaux extrémités) ne donnait pas de bons résultats.

L'ingénieur Fernando Luiz Lobo Carneiro, de notre Laboratoire à l'Institut Brésilien de Technologie, avait eu l'occasion de vérifier les défauts de l'essai traction-flexion, ayant même eu l'opportunité de faire des recherches avec

ce type d'essai pour établir la relation traction-compression. (Note communiquée à la 1ère Réunion des Laboratoires d'Essai du Brésil en 1937).

Or il arriva que, dans notre Laboratoire, nous avons eu l'occasion de faire des essais différents qui ont porté l'attention de l'ing. Fernando Luiz Lobo Carneiro sur le problème de la rupture par traction du béton. Il s'agissait de "transporter" une vieille église de la ville de Rio de Janeiro que l'on ne voulait pas détruire mais qui était dans l'axe d'une nouvelle avenue que la Municipalité voulait ouvrir. Les ingénieurs intéressés avaient étudié le transport en faisant "rouler" l'église sur des grands tonneaux de fonte remplis de béton. Et, dans le laboratoire, nous devrions étudier la "capacité portante" de ces rouleaux. L'ing. Fernando Luiz Lobo Carneiro, chargé de l'essai, a alors observé que la rupture des rouleaux se faisait presque rigoureusement suivant un plan diamétral. Il eut alors l'idée d'employer une méthode analogue pour les cylindres de béton (et de mortier) avec lesquels on déterminait (suivant le standard brésilien) la résistance à la compression du béton (et du ciment).

L'étude théorique, d'ailleurs très simple, lui a montré que, tout au long du plan diamétral, il y a des tensions de traction (à la rupture) distribuées uniformément et de valeur

$$\frac{2}{\pi} \times \frac{P}{DL}$$

C'était, donc, tout naturellement, une méthode idéale pour l'étude de la traction dans le bé-

ton; l'ing. Fernando Luiz Lobo Carneiro a alors commencé une petite série d'essais en rompant des cylindres de béton (du type standard de la méthode brésilienne: 15 cm de diamètre de base et 30 cm de hauteur) et de mortier. Le résultat a été surprenant: la rupture se faisait d'une manière parfaite suivant le plan diamétral et la corrélation entre les valeurs de la traction et celles de la compression était excellente avec une très faible dispersion.

Il fallait, cependant, faire reposer ces premiers résultats sur une base expérimentelle plus solide. Alors l'ing. A. Barcellos, de notre Laboratoire, a commencé une série beaucoup plus grande d'essais, avec plusieurs types différents de béton, rompus à des âges différents. Et, encore une fois, le résultat des essais a été meilleur que tout ce que l'on pourrait espérer. La dispersion des valeurs était très petite et la corrélation obtenue entre la compression et la traction (index de Pearson) a atteint la valeur vraiment exceptionnelle de

$$+ 0,993$$

(on sait que la valeur $+ 1,00$ signifie une dépendance absolue entre les 2 variables; et que, pour la plupart même des lois physiques il est rare de trouver des index supérieurs à $+ 0,95$, étant donné qu'il est impossible d'éloigner des causes inévitables d'erreur).

On avait ainsi une vérification extraordinaire de la méthode de l'ing. Fernando Luiz Lobo Carneiro: outre sa très grande facilité d'emploi, (infinement plus simple que les essais de Michallis, ou même les essais des barrettes rom-

pues à la flexion), elle donnait des valeurs inspirant sans doute une confiance plus grande pour la tension de rupture à la traction.

Nous nous croyons, donc, autorisés à proposer aux Laboratoires des différents pays l'étude de la nouvelle méthode, pour affirmer, ou non, la possibilité de son adoption définitive dans la détermination de la résistance à la traction des bétons et des ciments.

Juin, 1947

PAULO SÁ
Chef de Laboratoire

RÉSISTANCE À LA TRACTION DES BÉTONS

Mémoire présenté par Fernando Luiz Lobo Carneiro et Aguinaldo Barcellos, ingénieurs-assistants de l'Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro, Brésil.

1 — Introduction — (par l'ing. Fernando Luiz Lobo Carneiro).

Ce mémoire est constitué de deux parties :
1) *Une nouvelle méthode pour la détermination de la résistance à la traction des bétons*, par l'ingénieur-assistant Fernando Luiz Lobo Carneiro; 2) *Corrélation entre les résistances des bétons à la traction et à la compression*, par l'ingénieur-assistant Aguinaldo Barcellos.

L'Instituto Nacional de Tecnologia (Rio de Janeiro, Brésil) poursuit dès l'année de 1937 une série d'investigations sur la corrélation entre les résistances des bétons à la traction et à la compression.

Toutes les méthodes pour la détermination directe de la résistance à la traction des bétons antérieurement connues présentaient des défauts qui rendaient les résultats obtenus peu dignes de confiance. Les éprouvettes classiques en forme de 8, par exemple, ont été dès longtemps abandonnées. Même la méthode adoptée par Gonnerman et Schuman aux États-Unis, et dans

laquelle on soumet à un effort axial de traction des éprouvettes cylindriques, au moyen d'anneaux qui compriment radialement les extrémités, présente de graves difficultés de réalisation.

A cause de ces inconvénients, les premières recherches de l'Instituto Nacional de Tecnologia se bornèrent à des essais de flexion, qui conduisent à des résultats conventionnels, désignés par la dénomination "résistance à la traction dans la flexion", obtenus par l'application aux barrettes d'essai des formules classiques de la résistance des matériaux. La distribution des contraintes au moment de la rupture est, en effet, très différente de la distribution linéaire admise dans la déduction de ces formules. La perturbation locale au voisinage des forces concentrées fait que le type de chargement, avec une force au milieu de la portée, et la hauteur de la section transverselle, modifient sensiblement les résultats.

Ces recherches conduisirent à une loi liant la résistance à la traction dans la flexion et la résistance à la compression, indépendante, dans certaines limites et à un degré d'approximation suffisant pour les besoins pratiques, de la qualité du ciment, de la nature et de la composition granulométrique du sable et des graviers, des proportions du dosage, de la relation eau/ciment, et de l'âge du béton. Cette loi ne vaut que pour les bétons de consistance plastique et convenablement dosés.

Si on fait :

σ_{F1} = résistance, en kg/cm², à la traction dans la flexion des barrettes, sur lesquelles agit une force au milieu de la portée;

r_{F2} = résistance, en kg/cm², à la traction dans la flexion de barres sur lesquelles agissent 2 forces symétriques;

σ_C = résistance, en kg/cm², à la compression des éprouvettes cylindriques (standard brésilien),

les lois qui traduisent les résultats des essais faits au laboratoire, sont :

$$\begin{aligned} \sigma_{F1} &= 2,88 & \sigma_C^{0,51} \\ \sigma_{F2} &= 1,10 & \sigma_C^{0,658} \end{aligned}$$

En septembre 1943, l'ingénieur-assistant Fernando Luiz Lobo Carneiro présenta au Cinquième Congrès de l'Association Brésilienne de Normalisation (A.B.N.T.), un mémoire intitulé "Une nouvelle méthode pour la détermination de la résistance à la traction des bétons" où est proposée l'adoption de l'essai d'éprouvettes cylindriques, soumises à la compression diamétrale. La justification théorique de la nouvelle méthode était complétée par une recherche expérimentelle réalisée à "l'Instituto Nacional de Tecnologia" par l'auteur.

Cette première recherche comprenait seulement un petit nombre d'essais de compression simple et de compression diamétrale, mais les données obtenues furent si intéressantes que la direction de l'"Instituto Nacional de Tecnologia" résolut de la poursuivre. Les nouvelles recherches expérimentelles furent réalisées par l'ingénieur-assistant Aguinaldo Barcellos; et la seconde partie de ce mémoire contient les principaux résultats obtenus.

Avant de conclure cette introduction, nous voulons expliquer que, au Brésil, les essais pour

la détermination de la résistance à la compression des bétons sont réalisés avec des éprouvettes cylindriques, semblables aux éprouvettes adoptées aux États-Unis. Les cylindres de béton ont 15 cm de diamètre et 30 cm d'hauteur. Les extrémités des éprouvettes doivent être rigoureusement planés, et sont adaptées aux plats de la machine directement, sans interposition de plaques de matériaux compressibles. La résistance à la compression ainsi obtenue est égale à, à peu près, 80 % de la résistance obtenue avec des éprouvettes cubiques, adoptées généralement en Europe.

Pour réaliser l'essai de compression diamétrale, nous avons adopté les mêmes éprouvettes cylindriques, avec modification seulement de leur position entre les plats de la machine d'essai.

II — Une nouvelle méthode pour la détermination de la résistance à la traction des bétons — (par l'ing. Fernando Luiz Lobo Carneiro).

1 — Historique

La nouvelle méthode pour la détermination de la résistance à la traction des bétons nous a été suggérée par des essais à la compression diamétrale de rouleaux d'appui constitués par des tuyaux de fonte remplis de béton. Nous avons vérifié que le premier signal de rupture de ces rouleaux consistait en une fissure suivant le plan diamétral vertical contenant les deux génératrices de contact du rouleau avec les plats de la machine de compression. La tension de traction normale à ce plan, calculée, selon la théorie de l'élasticité, pour la charge correspon-

dante au commencement de cette fissure, coïncidait sensiblement avec la moitié de la résistance à la traction dans la flexion du béton employé.

2 — *Distribution des tensions dans un cylindre soumis à la compression diamétrale*

L'étude de la distribution des tensions dans une plaque circulaire sous l'action de 2 forces diamétralement opposées (état plan de tensions) ou dans un cylindre sous l'action de forces de compression distribuées uniformément tout au long de deux génératrices situées dans un même plan diamétral (état plan de déformations) a été fait originellement par Hertz (voir, sur ce sujet: Foeppl "Drang und Zwang" § 53; Timoshenko "Theory of elasticity" chap. III n.º 33; et Max F. Frocht "Photoelasticity" chap. III, § 5. 10).

On peut obtenir les tensions en un point quelconque par la somme de trois parcelles: les tensions produites par une force qui agit en un demi-plan, rayonnant des points d'application des deux forces de compression diamétralement opposées; et des tensions de traction, normales au contour circulaire et distribuées uniformément. Ces dernières tensions ont comme valeur.

$$\frac{2}{\pi} \times \frac{P}{DL}$$

P étant la force totale de compression, D le diamètre et L la longueur du cylindre.

Comme résultat de tout cela, on a tout au long du plan diamétral où sont situées les géné-

matrices sur lesquelles agit la compression, des tensions normales de traction distribuées uniformément et égales à

$$\sigma_1 = \frac{2}{\pi} \times \frac{P}{DL}$$

En un point quelconque de ce plan diamétral, l'autre tension principale est une tension de compression qui a comme valeur

$$\sigma_2 = \frac{2}{\pi} \frac{P}{DL} \left[\left(1 - \frac{1}{r/D} - \frac{1}{1-r/D} \right) \right]$$

(r étant la distance à la génératrice de contact la plus voisine). Cette tension augmente à partir du centre, où elle a la valeur

$$-3 \sigma_1$$

et à mesure que l'on s'approche des génératrices de contact, où elle a la valeur

$$-\infty$$

En réalité, le contact ne se fait pas au long d'une génératrice: il y a une bande de contact avec les plats de la machine d'essai, de largeur a . De cela il résulte une perturbation locale des tensions au voisinage des bandes de contact; et la valeur maximum de la tension principale de compression est (en admettant que la distribution des pressions est uniforme)

$$\frac{P}{aL}$$

au lieu de

$$-\infty$$

Quant à la tension principale σ_1 , elle décroît au voisinage de la bande de contact, devient nulle et change de signe en se transformant en une tension de compression (voir figure ci-jointe). Le calcul de cette perturbation locale, d'ailleurs très facile, excéderait les limites que nous nous sommes tracées dans ce mémoire.

Les formules qui nous donnent les tensions principale, tout au long du plan diamétral, sont (avec une approximation suffisante: si $a < 0,1 D$)

$$\sigma_1 = \frac{2}{\pi} \frac{P}{DL} \left[1 - \frac{D}{2a} (\varphi - \text{sen } \varphi) \right]$$

$$\sigma_2 = \frac{2}{\pi} \frac{P}{DL} \left[1 - \frac{D}{2a} (\varphi + \text{sen } \varphi) - \frac{1}{1-r/D} \right]$$

où

$$\varphi = 2 \text{ arctg } a/2r$$

Comme la largeur de la bande de contact est très petite, on vérifie, cependant, que au long de presque toute la surface du plan diamétral, les tensions normales de traction sont, uniformément distribuées et ont la valeur.

$$\frac{2}{\pi} \times \frac{P}{DL}$$

Vraisemblablement ces résultats sont valables jusqu'au moment de la rupture, bien que alors on ne soit plus dans le domaine de la théorie de l'élasticité. En effet, la distribution des tensions de traction est, dès le commencement, uniforme, et les tensions de compression

au moment de la rupture sont très petites (à l'exception du voisinage immédiat de la bande de contact).

3—*Rupture des cylindres de béton soumis à la compression diamétrale*

La théorie de la rupture qui traduit le mieux les phénomènes dans le cas du béton est une combinaison de la théorie de la plus grande tension principale de traction avec la théorie du frottement intérieur de Coulomb.

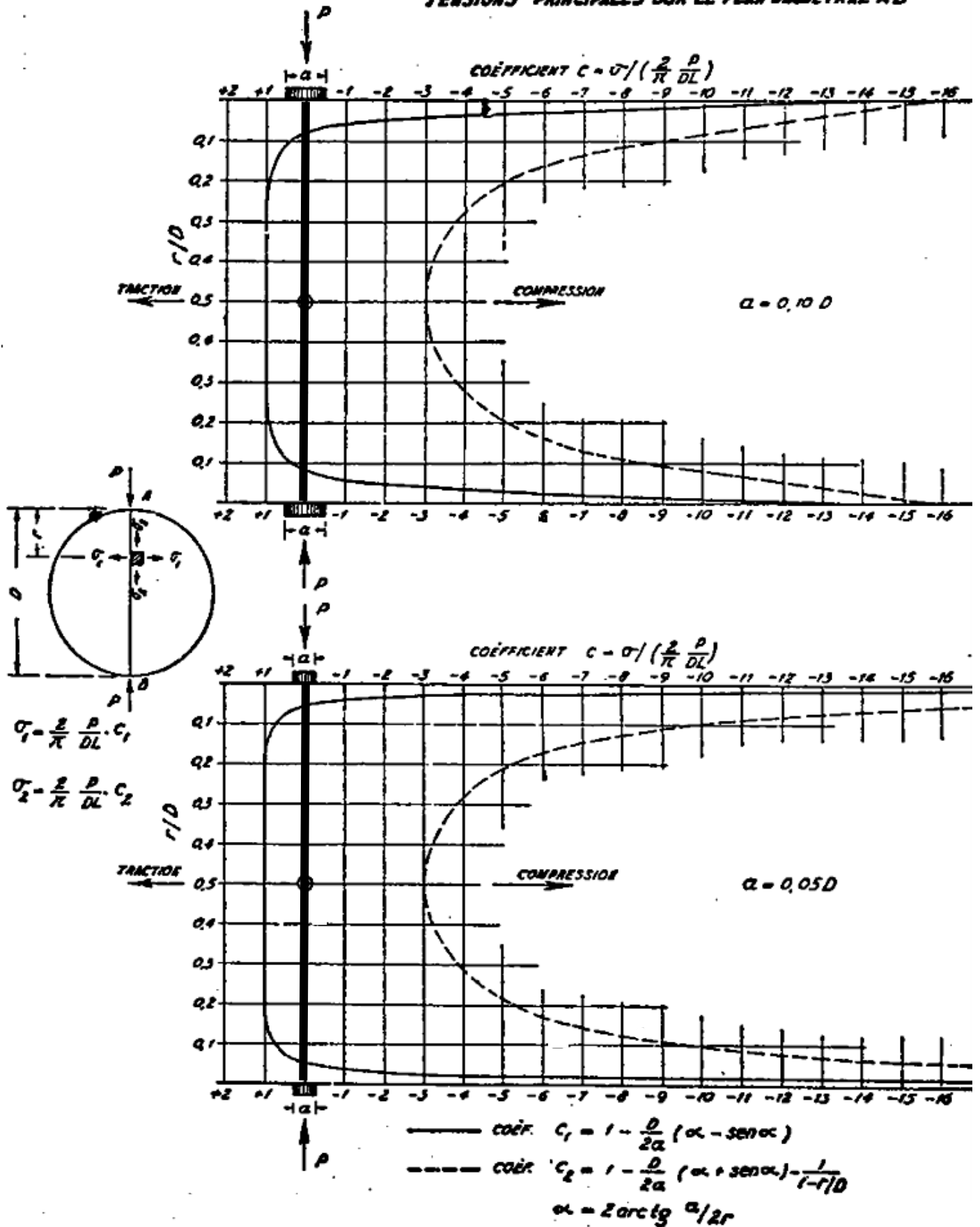
L'enveloppe de Mohr qui traduit cette théorie est ouverte du côté des σ négatifs et intercepte l'axe des σ du côté des σ positifs à un point dont l'abscisse est égale à la résistance à la traction. Le rayon de courbure à ce point est beaucoup plus grand que cette résistance.

Il y a un domaine dans lequel, malgré, la coexistence d'une tension principale de compression, la rupture se vérifie toujours par séparation, selon un plan normal à la tension principale de traction, et au moment où cette tension atteint la résistance à la traction du béton. La tension principale de compression peut atteindre une valeur égale à, à peu près, 5 fois la tension principale de traction, sans avoir pour cela aucune influence sur la rupture. Dans ce domaine, alors, se vérifie la théorie de la plus grande tension principale de traction.

Les cylindres de matériaux ductiles (acier) dont les résistances à la traction et à la compression sont égales, lorsqu'ils sont soumis à la compression diamétrale, se rompent par glissement et aux voisinages des bandes de contact.

COMPRESSION DIAMÉTRALE

CYLINDRE DE DIAMÈTRE D ET LONGUEUR L
TENSIONS PRINCIPALES SUR LE PLAN DIAMÉTRAL AB



A l'opposé de ce qui se passe dans ce cas, les cylindres de matériaux fragiles (béton) qui ont la résistance à la traction beaucoup plus petite que la résistance à la compression, se rompent par effet des tensions de traction tout au long du plan diamétral où sont situées les génératrices de contact, et au moment où ces tensions atteignent la résistance à la traction du matériel. La surface de rupture est exactement ce dernier plan. Au voisinage des bandes de contact il existe un état triple de tensions dont les trois tensions principales sont de compression; la tension de valeur intermédiaire est celle qui est parallèle à l'axe du cylindre (état plan de déformations). Bien que les valeurs des tensions de compression soient très élevées, la rupture ne se vérifie pas dans cette région, par glissement (comme on peut le vérifier par l'enveloppe de Mohr). Ces considérations constituent la base théorique de la nouvelle méthode proposée.

4 — Méthode d'essai

Dans la nouvelle méthode, on pose donc, en position horizontale, entre les plats de la machine de compression, l'éprouvette cylindrique de béton, (ou de morties) afin de la soumettre à une compression diamétrale.

Comme habituellement les génératrices ne sont pas des droites parfaites, il faut interposer des règles en bois avec une section carrée de côté inférieur à $0,1 D$ et longueur égale à celle de l'éprouvette.

La force de compression doit être augmentée graduellement jusqu'à la rupture, qui se ve-

rifie de façon brusque. La résistance à la traction de béton est, alors, calculée par la formule :

$$\sigma_T = \frac{2}{\pi} \times \frac{P}{DL}$$

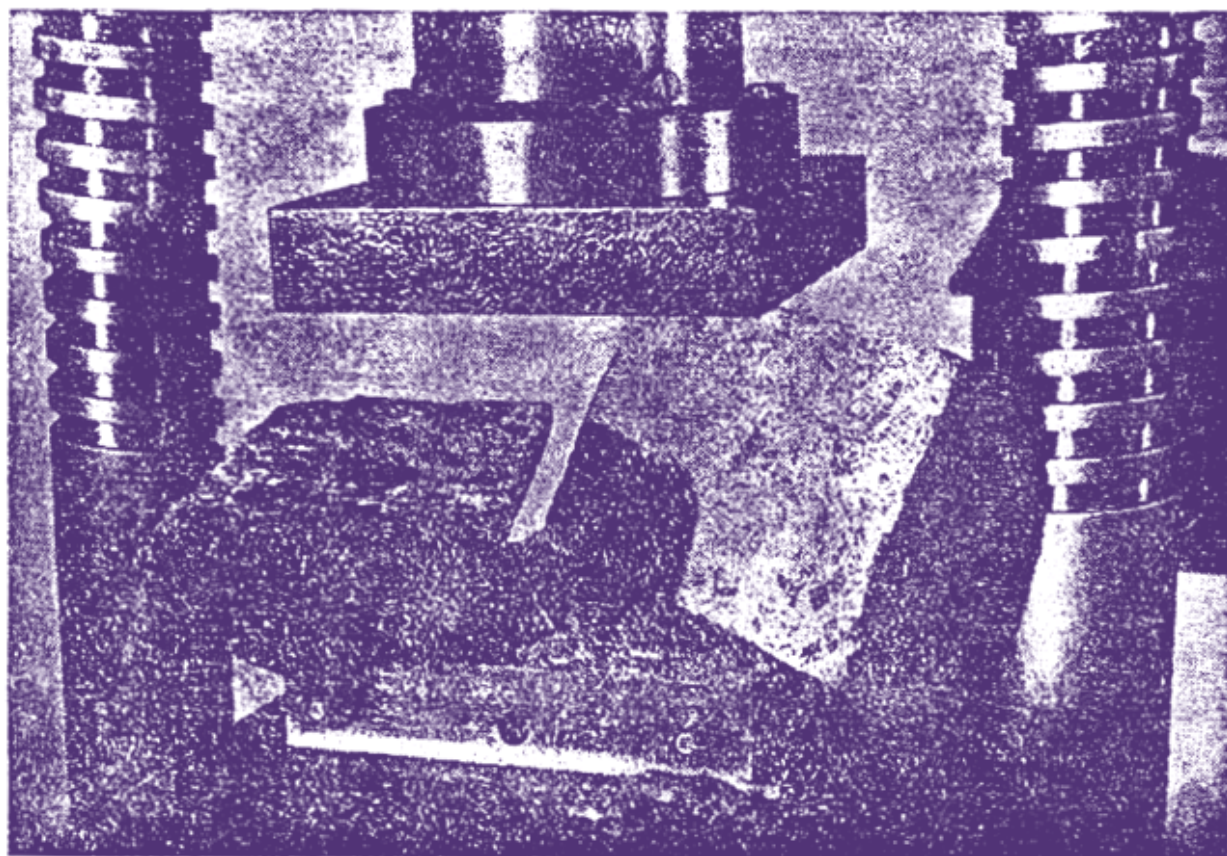
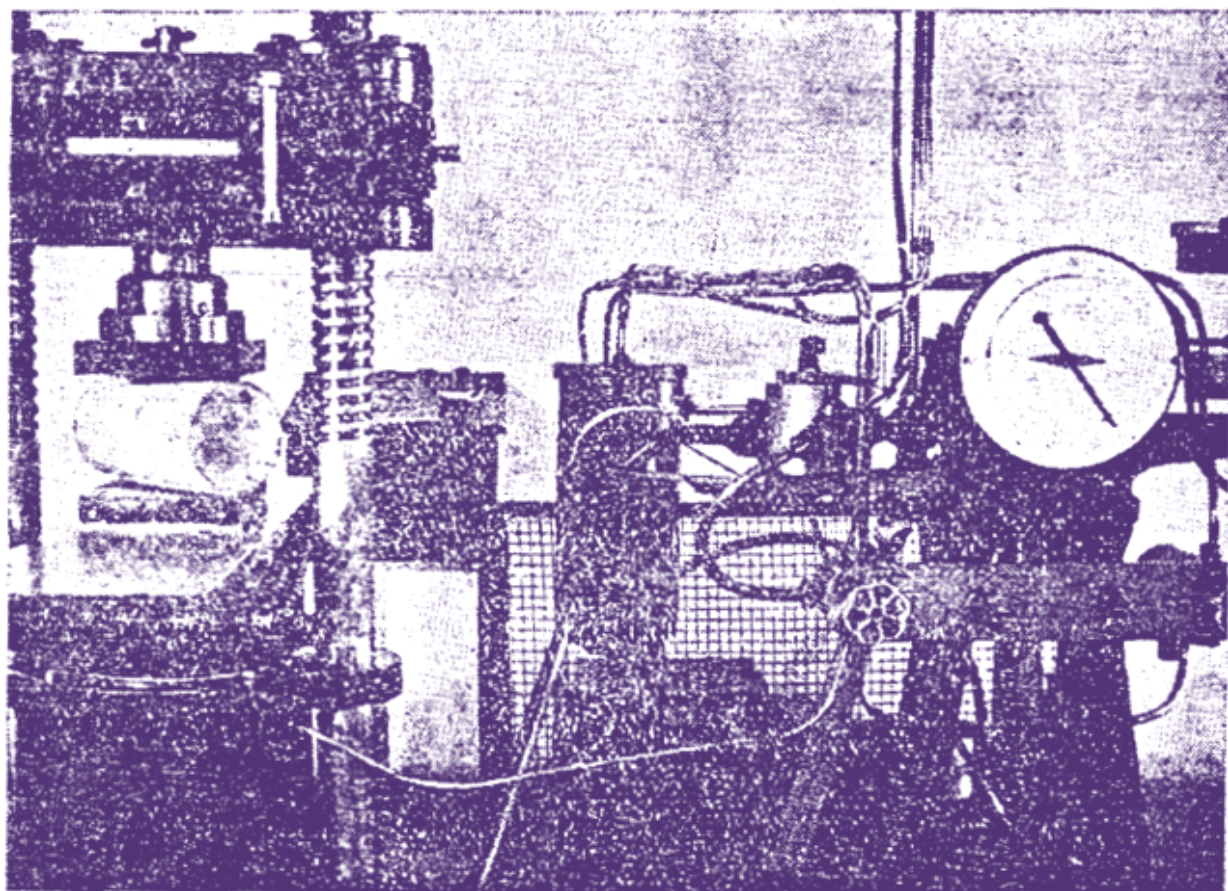
dans laquelle

P = charge de rupture

D = diamètre de l'éprouvette

L = longueur de l'éprouvette

Juin, 1947.



*Corrélation entre la résistance à la traction et
la résistance à la compression des bétons*

par l'ing. *Aguinaldo Barcellos*

1. *Matériaux employés.*

a) *Ciment*

Toutes les éprouvettes soumises à l'essai ont été préparées avec du ciment Portland brésilien, fabriqué avec la même qualité de "clinker".

Le ciment employé satisfaisait toujours à la spécification brésilienne pour les ciments type Portland (spécification EB 1, de 1937).

b) *Sable*

Le sable employé dans la confection des éprouvettes était un sable de rivière, de grains de quartz et de feldspath, et "passant" toujours la spécification brésilienne qui fixe l'essai pour déterminer la qualité des sables à employer dans les bétons.

La composition granulométrique était la suivante (d'accord avec la spécification brésilienne pour sables: EB 4).

Tamis mm	Pourcentages accumulés
4,8	3
2,4	12
1,2	35
0,6	64
0,3	88
0,15	98
0	100
Diamètre maximum	4,8 mm

c) Ballast.

Le ballast employé dans la confection du béton a été le ballast du commerce à Rio de Janeiro (ballast de gneiss avec la composition granulométrique suivante — d'accord avec la spécification brésilienne pour les ballasts) :

BALLAST N.º 0

Tamis mm	Pourcentages accumulés
4,8	13
2,4	57
1,2	91
0,6	97
0,3	98
0,15	99
0	100
Diamètre maximum	4,8 mm

BALLAST N.º 1

Tamis mm	Pourcentages accumulés
19	6
9,5	71
4,8	96
0	100
Diamètre maximum	19 mm

BALLAST N.º 2

Tamis mm	Pourcentages accumulés
38	4
25	16
19	48
9,5	88
4,8	95
0	100
Diamètre maximum	38 mm

2. Variation dans la composition des bétons des éprouvettes.

Dans l'étude de la corrélation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction, on a employé différents types de bétons, avec les variations ci-dessous indiquées :

- a) eau dans le béton : on a employé du béton avec trois valeurs différents de la relation eau/ciment :
0,45 — 0,65 — 0,85
- b) diamètre du ballast : on a employé dans les bétons des ballasts de 3 différents diamètres maxima :
4,8 mm — 19 mm et 38 mm
- c) les éprouvettes ont été rompues avec les âges suivants :
7 jours — 28 jours — 84 jours

3. Composition des bétons.

Les quantités relatives, en poids, de ciment, de sable et ballast employées dans la composition des bétons (tous de consistance plastique), ont été fixées suivant la méthode exposée dans le livre "Dosage des bétons" de l'ing. Fernando Luiz Lobo Carneiro (publication de l'Institut de Technologie). Ces compositions varient avec la relation eau/ciment et avec le diamètre maximum du ballast. Dans les essais, on a employé du béton avec les compositions suivantes :

- a) Ballast de 4,8 mm de diamètre maximum :

Eau/ciment	Ciment	Sable	Quantité de ciment dans le béton
0,45	1	2,21	617 kg/m ³
0,65	1	3,64	422 "
0,85	1	5,07	320 "

b) Ballast de 19 mm de diamètre maximum :

Eau/ciment	Ciment	Sable	Ballast n.º 0	Ballast n.º 1	Quantité de ciment dans le béton
0,45	1	1,05	0,62	1,44	515 kg/m ³
0,65	1	1,95	0,89	2,06	355 "
0,85	1	2,85	1,15	2,70	270 "

c) Ballast de 28 mm de diamètre maximum

Eau/ciment	Ciment	Sable	Ballast n.º 1	Ballast n.º 2	Quantité de ciment dans le béton
0,45	1	1,10	1,32	1,32	460 kg/m ³
0,65	1	2,00	1,90	1,90	317 "
0,85	1	3,00	2,50	2,50	240 "

4. Préparation des éprouvettes.

Toutes les éprouvettes soumises à l'essai avaient la forme d'un cylindre de 15 cm de diamètre à la base et de 30 cm de hauteur (type d'éprouvette standardisée pour l'essai des bétons, au Brésil: A.B.N.T.). La préparation et la conservation ont été faites suivant la méthode d'essai brésilienne (de l'Association Brésilienne de Normalisation — ABNT). La préparation des éprouvettes a été faite dans une "bétonnière" à axe vertical, capable de préparer un béton de composition suffisamment homogène. Chaque charge de la bétonnière correspondait à 6 éprouvettes: et l'homogénéisation se faisait pendant 5 minutes. Des 6 éprouvettes correspondant à chaque charge, 3 étaient rompues par compression axiale et 3 par compression diamétrale (méthode Fernando Luiz Lobo Carneiro). 20 heures après la préparation, les 3 éprouvettes destinées aux essais de compression axiale,

avaient leurs bases égalisées avec une pâte de ciment et l'eau pour que l'effort de compression fût bien distribué.

Les éprouvettes destinées à l'essai de compression diamétrale n'eurent pas, évidemment, leurs bases égalisées, puisque les charges leur seraient appliquées suivant deux génératrices diamétralement opposées.

A la fin de 40 heures les éprouvettes ont été retirées des moules métalliques et mises dans une chambre à humidité contrôlée (au moins 90 %) et à la température de $21^{\circ} \text{C} \pm 1^{\circ}$, et elles ont été conservées dans cette chambre jusqu'au moment de l'essai.

Pour chaque valeur de la relation eau/ciment, pour chaque âge et pour chaque diamètre maximum on a préparé 24 éprouvettes. Comme on avait 3 relations eau/ciment, 3 âges de rupture et 3 diamètres maxima, le nombre total des éprouvettes essayées a été de :

$$24 \times 3 \times 3 \times 3 = 648 \text{ éprouvettes.}$$

En réalité on a essayé un total de

732 éprouvettes

pour substituer celles qui avaient des défauts de forme ou de préparation. La moitié a été essayée à la compression axiale et l'autre moitié à la compression diamétrale.

5. *Machines d'essai.*

Les essais de compression ont été exécutés avec une machine "Amsler" de transmission hydraulique des efforts et de capacité de 100 tonnes. Dans les essais de compression diame-

trales les éprouvettes reposaient horizontalement sur le plat de la machine, en interposant entre les plats et l'éprouvette des règles de bois tendre pour mieux distribuer les efforts.

6. Résultats.

Les résultats des essais de compression et traction (par compression diamétrale) ont été resumés dans les Tables suivantes.

Dans l'essai de compression diamétrale, la rupture est toujours brusque et se fait par séparation suivant le plan diamétral qui contient les génératrices de contact.

Les résultats obtenus sont données dans les tables I, II et III.

TABLE I

Age en jours	Diametre maximum 4,8 mm (mortier).					
	Relation eau/ciment.					
	0,45		0,65		0,85	
	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²
7 jours	212	22,1	132	12,3	68	7,1
	217	22,2	141	12,2	68	5,9
	204	21,0	133	12,4	71	7,4
	181	21,8	124	11,6	71	7,3
	243	16,8	116	11,1	67	6,5
	272	19,6	120	12,3	62	6,6
	249	24,0	129	13,1	57	7,2
	229	21,4	113	12,5	57	7,1
	238	25,4	114	12,0	59	6,9
	260	16,7	113	10,8	57	6,9
	268	16,7	113	9,2	64	7,1
	240	21,4	115	9,3	61	7,6
Moyen net	234	20,8	122	11,6	63,5	7,0
28 jours	324	22,0	179	11,2	136	10,1
	332	24,0	176	12,7	133	10,6
	316	23,0	168	11,1	127	10,4
	318	30,0	182	12,5	117	12,0
	377	28,0	190	-	122	11,8
	324	20,0	182	12,3	122	11,0
	377	28,7	-	14,9	120	12,7
	340	25,8	162	15,1	-	13,7
	363	29,5	196	17,6	124	13,0
	346	24,8	172	18,2	119	12,6
	307	26,5	176	16,5	120	-
	324	22,6	179	15,9	124	13,2
Moyen net	337	25,4	179	14,4	124	11,9
84 jours	336	22,2	192	17,6	130	14,4
	373	30,2	192	13,3	137	9,9
	330	32,9	170	13,5	127	12,9
	322	28,1	179	-	127	12,5
	356	26,5	169	17,6	141	12,1
	364	25,5	172	17,9	131	14,4
	364	32,4	175	16,1	129	-
	382	24,0	168	15,9	121	13,8
	378	30,9	-	14,8	130	11,4
	315	23,1	169	20,6	119	12,2
	373	24,8	187	12,8	115	14,7
	373	32,2	192	19,1	-	12,2
Moyen net	356	27,8	179	16,3	128	12,8

TABLE II

Age en jours	Diametre maximum 19 mm.					
	Relation eau/ciment.					
	0,45		0,65		0,85	
	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²
7 jours	278	22,2	187	14,2	102	10,7
	277	19,6	170	14,8	95	9,7
	288	21,2	164	14,3	98	9,7
	-	19,1	192	14,6	99	8,2
	294	20,4	170	14,7	91	10,3
	310	22,1	175	14,8	99	9,9
	282	23,5	162	-	102	10,2
	282	20,0	167	14,0	102	10,3
	280	19,5	164	14,5	106	10,9
	285	19,9	172	15,6	97	11,4
	280	24,0	167	15,9	104	9,7
	288	23,4	167	12,9	113	10,2
	Moyen net	288	21,3	171	14,6	101
28 jours	360	30,8	232	21,6	156	13,1
	370	27,8	232	-	155	13,0
	-	27,4	238	19,6	147	13,9
	405	-	235	22,0	135	13,7
	384	30,2	242	21,2	127	12,3
	396	27,9	254	18,9	133	13,9
	393	28,3	232	20,8	152	13,0
	390	26,0	230	18,8	155	12,6
	400	31,3	252	21,2	155	11,2
	376	31,6	209	18,1	141	12,3
	373	24,6	211	16,6	142	13,1
	379	-	214	16,1	146	12,8
	Moyen net	384	28,6	232	19,5	146
84 jours	420	27,9	291	20,5	184	16,0
	420	24,0	274	20,0	184	17,0
	428	24,2	299	19,2	172	14,1
	426	29,6	268	-	192	17,6
	400	24,0	-	22,4	181	14,7
	412	24,2	282	21,1	201	16,7
	390	27,6	277	22,7	192	15,5
	398	-	296	22,3	184	17,7
	407	31,6	294	23,4	175	15,3
	434	-	-	18,1	201	19,3
	432	28,5	268	19,0	192	17,6
	401	29,3	274	19,9	198	16,3
	Moyen net	414	27,1	282	20,8	188

TABLE III

Age en jours	Diametre maximum 38 mm.					
	Relation eau/ciment					
	0,45		0,65		0,85	
	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²	Compression kg/cm ²	Traction kg/cm ²
7 jours	885	24,5	175	14,6	124	11,3
	233	23,2	170	16,7	122	13,0
	254	19,6	174	14,8	119	10,9
	302	20,5	172	14,6	122	11,5
	225	21,6	181	15,8	119	12,0
	298	22,8	161	14,5	121	12,6
	229	24,2	172	15,2	116	11,5
	265	20,0	182	14,6	121	11,7
	246	22,4	172	15,9	120	11,9
	271	22,1	184	15,6	108	11,2
	277	21,7	187	15,3	103	-
	284	-	189	14,8	-	10,4
Moyen net	272	22,1	176	15,3	113	11,6
28 jours	297	24,0	251	21,8	181	17,8
	353	28,7	264	20,5	181	16,1
	367	33,9	271	19,6	185	14,9
	320	27,7	267	21,5	168	15,9
	380	33,5	260	22,9	172	12,0
	370	29,8	265	20,6	170	14,1
	393	23,8	206	20,3	152	13,7
	392	21,7	206	20,4	153	11,1
	385	22,2	223	21,5	163	13,0
	393	25,3	253	17,5	141	13,1
	373	27,7	252	21,1	144	14,6
	381	24,4	252	19,4	141	15,2
Moyen net	368	27,4	247	20,6	163	14,4
84 jours	400	26,4	268	17,8	190	15,8
	400	24,8	266	20,6	184	15,5
	390	28,0	263	21,2	178	16,3
	420	26,8	265	21,8	187	15,4
	400	28,2	282	22,0	170	16,9
	405	26,6	268	22,3	195	13,8
	395	27,4	291	22,4	175	12,4
	-	27,7	283	23,1	186	14,0
	370	27,4	283	21,1	164	13,7
	-	28,1	285	24,7	186	14,4
	410	-	280	23,5	164	15,0
	395	31,8	302	19,2	172	17,1
Moyen net	399	27,5	279	21,6	179	15,0

7. Critique des résultats.

De la comparaison des valeurs moyennes obtenues pour les résistances à la traction et à la compression et que l'on trouve dans les tableaux précédents on peut conclure que :

- a) la résistance à la traction augmente avec l'âge du béton (comme dans le cas de la compression);
- b) la résistance à la traction augmente avec la relation eau/ciment (toujours comme dans le cas de la compression);
- c) la résistance à la traction est indépendante des dimensions du ballast. La différence de 6,5 % entre les moyennes obtenues pour les ballasts de 19 mm et de 38 mm est bien inférieure à la précision des essais.

Les diagrammes qui accompagnent ce mémoire montrent clairement tous ces résultats.

Avec les valeurs moyennes des Tableaux II et III (le Tableau I a été exclus de cette comparaison parce qu'il a pour objet les essais avec mortier et nous voulons conclure seulement pour le cas du béton), nous avons organisé le *Tableau IV* dans lequel chaque valeur traduit la moyenne arithmétique de 12 valeurs individuelles (12 éprouvettes rompues) :

TABLE IV

Compression kg/cm ²	kg/cm ² Traction
288	21,3
384	28,6
414	27,1
171	14,6
232	19,5
282	20,8
101	10,1
146	12,9
188	16,5
272	22,1
368	27,4
399	27,5
176	15,3
247	20,6
279	21,6
113	11,6
163	14,4
179	15,0

Avec les résultats resumés dans le Tableau IV, nous avons calculé l'index de corrélation (de Pearson) :

$$\eta_{yx} = \frac{\sum xy - nM_x M_y}{n \sigma_x \sigma_y}$$

x et y sont les deux variables (logarithmes des résistances à la traction et à la compression); n est le nombre de paires de variables; M_x et M_y sont les moyennes arithmétiques de x et de y ; σ_x et σ_y sont les erreurs moyennes quadratiques de x et de y .

Nous avons obtenu, alors, pour valeur finale de l'index de Pearson :

$$\eta_{yx} = + 0,993$$

ce qui signifie, comme on le sait, une liaison exceptionnellement grande entre les deux variables, c'est à dire, entre la résistance à la traction et la résistance à la compression.

Cette haute valeur de l'index de Pearson nous permet de conclure que (du moins dans les limites de nos essais que sont allés de 101 kg/cm² à 414 kg/cm² pour la compression, c'est à dire, presque tous les cas de la pratique) la résistance à la traction dépend exactement de la résistance à la compression; cette dépendance peut même être considérée comme une propriété essentielle des bétons.

Comme les valeurs avec lesquelles nous avons calculé l'index de corrélation se rapportaient à de différents diamètres maxima, à de différentes relations eau/ciment, à de différents âges et différentes compositions du béton, nous pouvons, sans doute, conclure que la liaison de la résistance à la traction à la résistance à compression est indépendante de toutes ces variables.

Nous avons, ensuite, calculé l'équation de la ligne de régression entre les deux variables, en utilisant la formule que la statistique a établi:

$$Y = M_y - M_x \frac{\sigma_y}{\sigma_x} \eta_{yx} + \eta_{yx} \frac{\sigma_y}{\sigma_x} X$$

Et nous avons trouvé, pour exprimer la résistance à la traction en fonction de la résistance à la compression, la formule:

$$\sigma_t = 0,339 \sigma_c^{0,735}$$

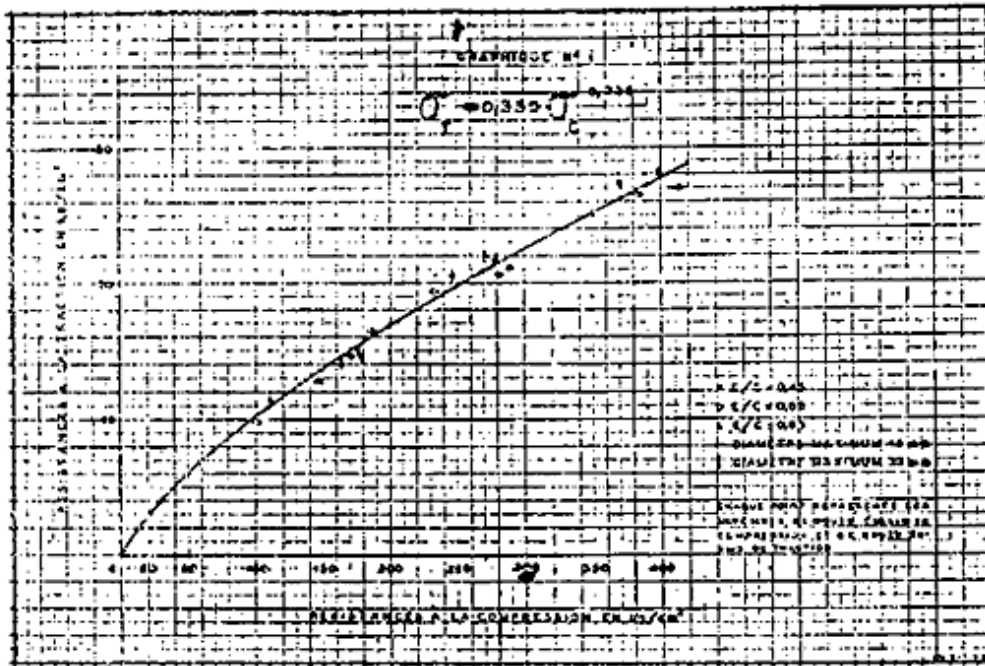
Cette formule est traduite dans un des diagrammes qui accompagnent ce mémoire.

8. Conclusion finale.

De tout ce qui a été précédemment exposé, nous devons conclure que la méthode proposée a une très grande valeur.

La méthode est d'une application très simples dans les laboratoires; et la haute corréla-

tion obtenue dans les résultats des essais exécutés d'accord avec la méthode, démontrent que ces résultats traduisent très bien la liaison des deux résistances (laquelle est ainsi une propriété essentielle des bétons).



GRAPHIQUE N° 2

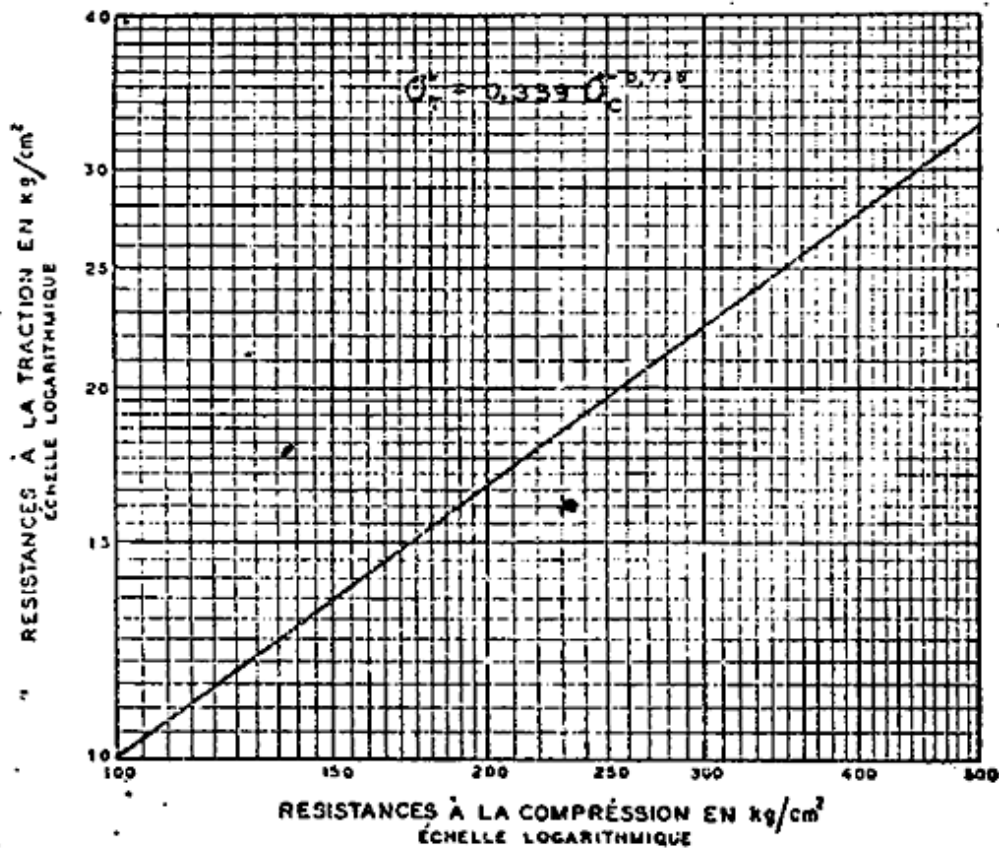
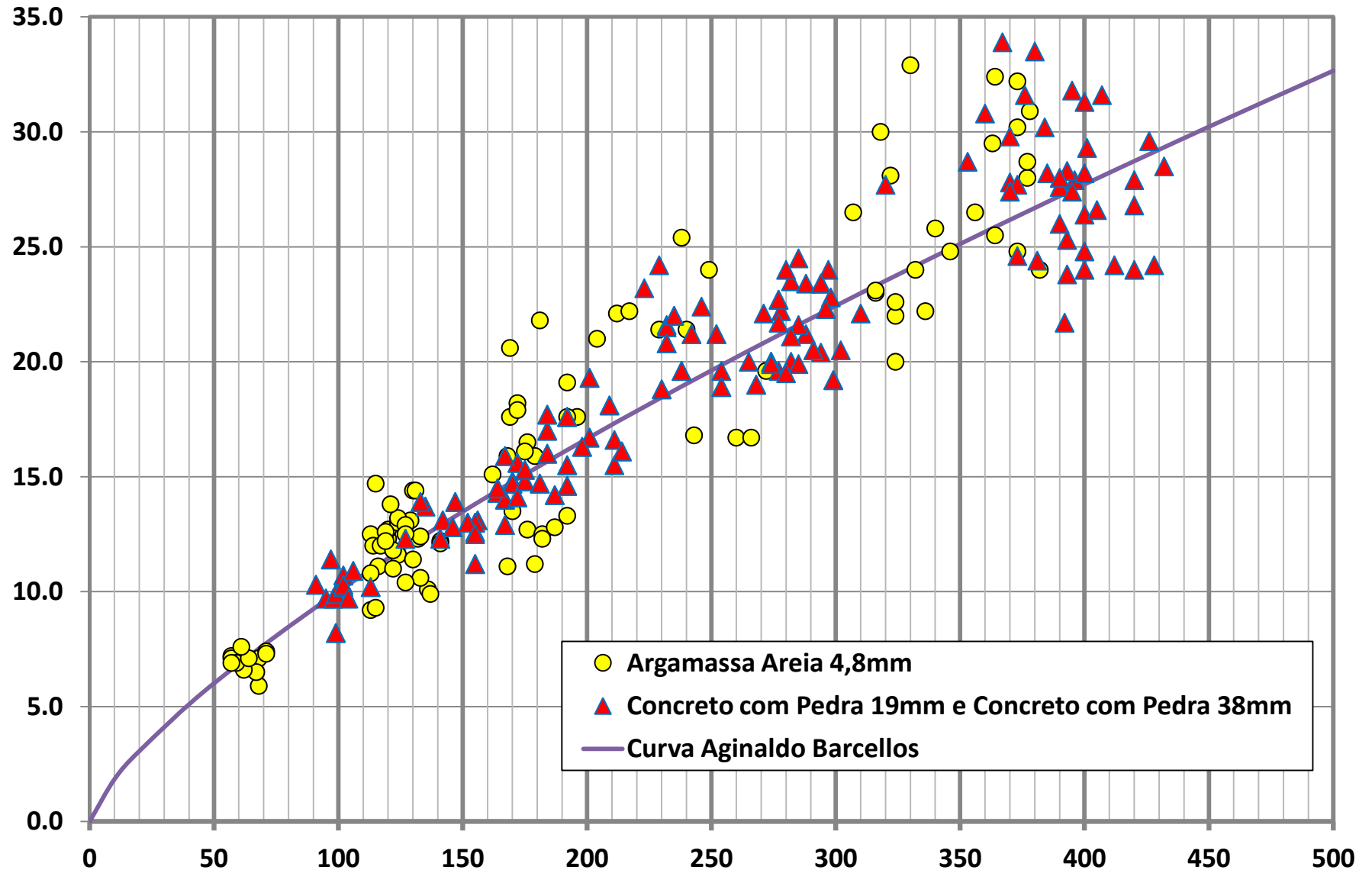


GRAFICO FEITO POR E.C.S.THOMAZ



Nota sobre a resistencia á tração dos concretos

1937

(Comunicação apresentada á 1.ª Reunião dos Laboratorios Nacionais de Ensaaios, por Fernando Luiz Lobo Carneiro e Domingos de Pontes Vieira, do Instituto Nacional de Tecnologia).

A resistencia á tração do concreto deve em muitos casos ser considerada; é entretanto pouco conhecida, pois quasi todos os estudos sobre esse material se limitam á resistencia á compressão. Julgamos pois util a publicação dos resultados das primeiras experiencias de tração por flexão, realizadas no Instituto Nacional de Tecnologia, com os cimentos mais usados no Distrito Federal. Sabemos que no Instituto de Pesquisas Tecnologica de São Paulo estão sendo feitos tambem esses ensaios, com cimentos usados em São Paulo, pelo Eng.º Mario Brandi Pereira, do Departamento de Estradas de Rodagem.

No Instituto Nacional de Tecnologia determinámos a resistencia á tração na flexão, usando como corpos de prova vigas de concreto, sem armação, de seção quadrada (10^{cm} X 10^{cm}), solicitadas por duas forças iguais, separadas por uma distancia igual ao lado da seção transversal, e agindo no meio de um vão igual a cinco vezes esse lado.

A resistencia á tração na flexão, calculada pela formula $R = \frac{M}{W}$ difere da resistencia á tração simples (v. Mörsch — Der Eisenbetonbau — I,1); pode-se ad-

mitir aproximadamente que esta é igual a 60% da primeira.

$$R_{ct} = 0,6 R_{ct} \text{ flexão}$$

A resistencia á tração do concreto simples é um dos fatores que mais influem na segurança contra o fendilhamento das zonas tracionadas, em peças de concreto armado trabalhando á flexão.

Nas peças armadas o calculo da sollicitação do concreto á tração deve ser feito no chamado "stadium I", em que toda a seção transversal é considerada como trabalhando. Segundo Olsen (Über den Sicherheitsgrad von Hochbeanspruchten Eisenbeton Konstruktionen) sempre que a porcentagem de armação ultrapassar 1 % deve-se tomar, nesse calculo, para relação entre os módulos de elasticidade do ferro e do concreto o valor 40, em lugar de 10 ou 15. Pode ser adotado tambem o calculo segundo Melan, com E tração = 0,4 E compressão.

Nas peças armadas temos que considerar tambem as tensões de tração no concreto causadas pela contração.

Essas tensões são difíceis de se calcularem; não só é muito incerto o valor dessa contração, como é provavel que nos primeiros tempos do endurecimento haja deslocamentos entre ferro e concreto, pois a adherencia se desenvolve muito lentamente; concorre para diminuir essas tensões de contração o escoamento do concreto por viscosidade. Para reduzir as tensões devidas á contração é preciso reduzir esta ultima, o que se consegue principalmente por meio de uma cura prolongada, e uma dosagem do concreto bem feita.

A adoção de muitos vergalhões de pequeno diametro em lugar de poucos vergalhões de diametro maior mas da mesma seção total, aumenta a segurança contra o fendilhamento.

Não nos estenderemos mais nesta nota, sobre a complexa questão da segurança contra o fendilhamento e da segurança contra a abertura exagerada das fendas inevitaveis.

A resistencia á tração do concreto é a base do dimensionamento de revestimentos de concreto para estradas de rodagem (Eng.º Telemaco von Langendonck — A seção transversal dos revestimentos rodoviarios de concreto simples).

Estão ligadas diretamente á resistencia á tração do concreto a resistencia ao cizalhamento e a aderencia das armações.

O gráfico anexo resume os resultados de ensaios de flexão feitos no I. N. T., com cimentos normais e de alta resistencia. Os concretos foram executados com os materiais mais usados no D. F., e graduados entre as curvas A e B, fig. 8 ou 9, da publicação “Dosagens de Concretos Plásticos”, do I. N. T. As areias empregadas tinham 65 % a 85 % de seus grãos retidos em uma peneira de malhas quadradas de 0.6 mm.

A curva ligando a resistencia á tração na flexão á resistencia á compressão, a não ser para pequenas resistencias, obedece á equação $R_{ct} \text{ flexão} = a \sqrt{R_c} - b$, proposta por Féret.

A resistencia á compressão foi determinada em corpos de prova cilindricos de altura igual ao dobro do diametro da seção.

Rio de Janeiro, 15 de Agosto de 1937.

Relação entre as resistências dos concretos á compressão e á tração — na flexão

(Comunicação apresentada á 1.^a Reunião dos Laboratórios Nacionais de Ensaios, por Fernando Luiz Lobo Carneiro).

Corpos de prova e genero de solicitação :

a) *compressão* : cilindros φ 15^{cm} x 30^{cm}, moldados sazoados e rompidos de acordo com os métodos M₂ e M₃ do I. P. T. de São Paulo.

b) *flexão* : vigas de concreto sem armação, de seção quadrada 10^{cm} x 10^{cm} e comprimento 56^{cm}.

— *moldagem* em duas camadas, recebendo cada uma 60 pancadas com uma haste de ferro (socamento energético) — cura em camara humida até a ruptura —

— *solicitação* por duas forças concentradas iguais, distando entre si de 10^{cm}, e agindo no meio de um vão de 50^{cm}. — após a ruptura, novos ensaios de flexão, com uma unica força concentrada no meio de um vão de 20^{cm} — finalmente ensaio de compressão dos quatro pedaços de viga assim obtidos, com pratos compressores de 10^{cm} x 10^{cm} (resistencia cubica).

— *velocidade de carga* — 1 kg/cm²/seg.

Cimento : dois cimentos portland normais e um de alta resistencia (endurecimento rapido).

Fator agua/cimento : de 0.500 a 0.750 lt/k.

Consumo de cimento : de 275 a 400 kg/m³.

Agregado miúdo : areia natural de duas procedencias, e agregado miúdo mixto (areia natural fina e pedra britada 0).

Diametro maximo do agregado graúdo : 25^{mm} e 50^{mm}.

Idade de ruptura : 1,3,7 e 28 dias.

Composição granulometrica do conjunto : aproximadamente segundo a curva de Bolomei — entre as curvas A e B indicadas na publicação do I. N. T. — Dosagem de Concretos Plasticos.

Resultados obtidos (cada resultado representa a media de dois ensaios).

TABELA COM OS RESULTADOS

	Traço em peso	lt kg A/O	Consumo de cimento	D _{max}	Cimento	Agregado		Idade da ruptura	Resistência à com- pressão kg/cm ² .		Resistência à tração na fibra Kg/cm ² .	
						miúdo	grúdo		cilindras	cúbica	1x50 ^{cm}	1x20 cm.
1	1: 6,0	0.650	205 kg/m ³	25 ^{mm}	normal X	areia de	pedras 1 e 2	1 dia	51	49	8	9
2	"	"	"	"	" "	Fantoura		3 dias	92	120	23	28
3	"	"	"	"	" "	"		7 "	154	145	29	37
4	"	"	"	"	" "	pedra 0		28 "	203	241	58	48
5	1: 4,4	0.800	400 kg/m ³	25 ^{mm}	alta res.	areia de	pedra 1 e 2	1 dia	136	166	26	35
6	"	"	"	"	" "	Anchieta		3 dias	238	269	40	49
7	"	"	"	"	" "	e pedra 0		28 dias	405	419	55	63
8	1: 6,7	0.755	275 kg/m ³	25 ^{mm}	normal X	areia de	pedras 1	7 dias	95	155	20	28
9	"	"	"	"	" "	Ilha	e 2	28 "	155	228	31	38
10	1: 6,7	0.670	280 kg/m ³	50 ^{mm}	normal X	areia de	pedra 1,	7 dias	102	145	22	25
11	"	"	"	"	" "	Ilha	e 3	28 dias	171	258	28	35
12	1: 8,5	0.580	500 kg/m ³	50 ^{mm}	normal X	areia de	pedras 2	7 dias	134	245	28	33
13	"	"	"	"	" "	Jacarepa- guá	e 3	28 dias	221	-	40	51
14	1: 6,0	0.750	300 kg/m ³	25 ^{mm}	normal X	a. Ilha	p. 1 e 2	28 dias	140	198	20	27
15	1: 6,7	0.755	275 kg/m ³	25 ^{mm}	normal Y	a. Ilha	p. 1 e 2	28 dias	103	-	24	-

Correlações

Os resultados foram tratados pelos metodos da estatística —

- a) *Resistencia á tração na flexão* (vão de 50^{cm} e duas forças), e *resistencia á compressão* (corpos de prova cilíndricos)

coeficiente de correlação: 0.98

equação de regressão :

$$R \text{ flexão} = 3.27 \sqrt{R \text{ compressão}} - 10.2$$

$$R \text{ flexão} = 3.40 \sqrt{R \text{ compressão}} - 11.7$$

- b) *Resistencia á tração na flexão* (vão de 50^{cm} e duas forças)

e *resistencia á compressão* (cubica)

coeficiente de correlação : 0.94

equações de regressão :

$$R \text{ flexão} = 3.32 \sqrt{R \text{ cubica}} - 17.2$$

$$R \text{ flexão} = 3.78 \sqrt{R \text{ cubica}} - 23.7$$

- c) *Resistencia á compressão* (cubica)

e *resistencia á compressão* (c. de p. cilíndricos)

coeficiente de correlação : 0.95

equações de regressão :

$$R \text{ cubica} = 0.95 \sqrt{R \text{ cil compressão}} + 57$$

$$R \text{ cubica} = 1.06 \sqrt{R \text{ cil compressão}} + 40$$

- d) *Relação média entre as resistencias á tração na flexão com vão de 50^{cm} e duas forças, e com vão de 20^{cm} e uma força.*

$$L = 20^{\text{cm}}$$

$$L = 50^{\text{cm}}$$

$$R \text{ flexão} = 1,25 R \text{ flexão}$$

flexão

flexão

As resistencias á flexão foram calculadas pela formula:

$$R = \frac{6 M \text{ ruptura}}{b d^2}$$

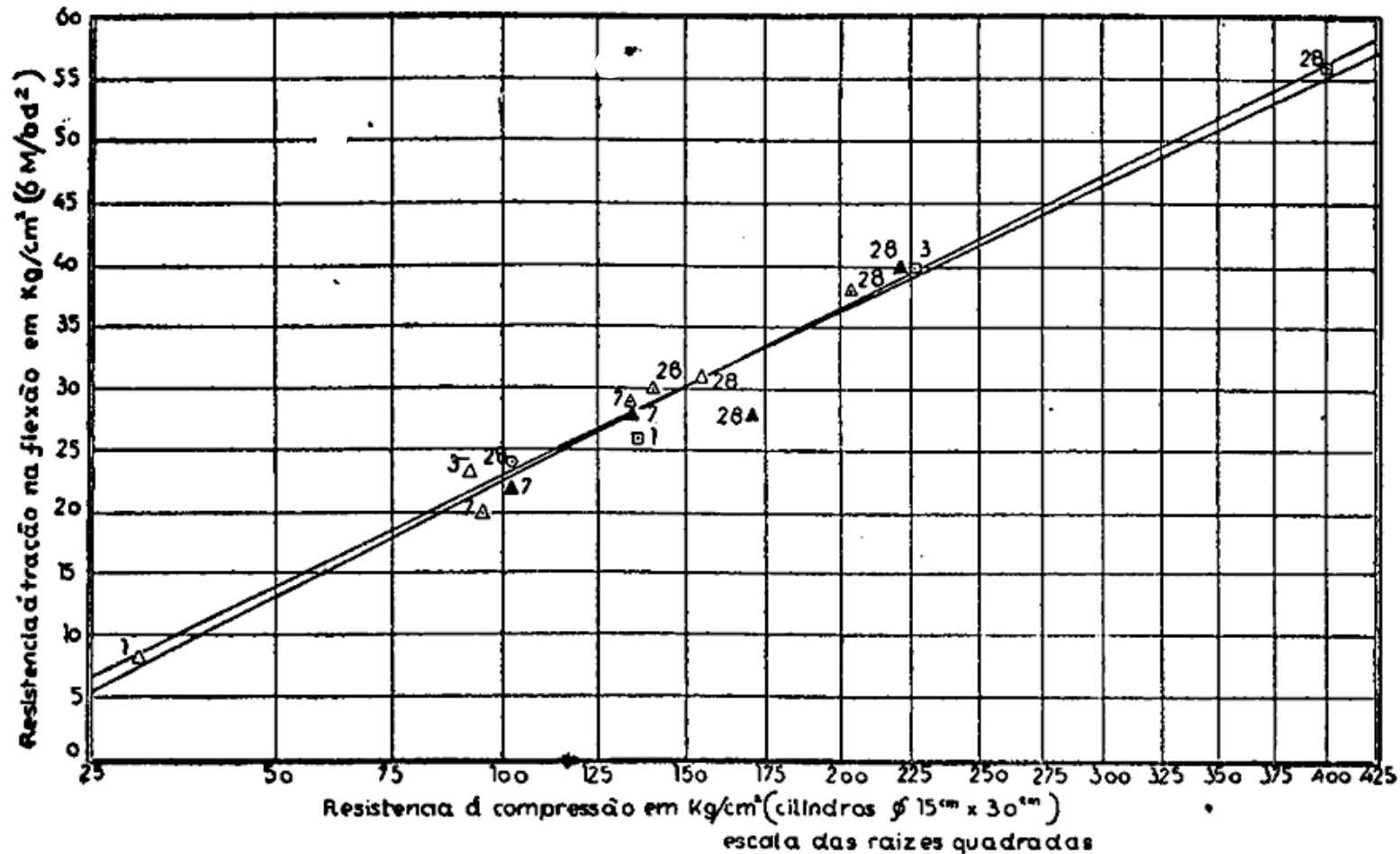
No estabelecimento das correlações foi adotada a lei de Féret :

$$R \text{ flexão} = a \sqrt{R \text{ compressão}} + b$$

Rio de Janeiro, 1 de Setembro de 1937.

Instituto Nacional de Tecnologia

Relação entre as resistências dos concretos á tração (na flexão) e á compressão (c.p. cilindricos)



$d_{max} = 25^{mm}$ $d_{max} = 50^{mm}$
 cimento Portland normal marca X-Δ — ▲
 " " " " Y-○ — -
 " " de alta resistencia -□ — -
 os índices indicam as idades de ruptura

