

# **Ilc. Application of the methods of calculation to reinforced concrete structures**

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **5 (1956)**

PDF erstellt am: **22.07.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

## **II c 1**

**Poutres de grande hauteur supportées le long de leurs  
bords verticaux**

Dans le cas de portées et de charges modérées, la solution classique n'offre pas d'inconvénients. Au contraire, les essais de pièces de béton armé démontrent qu'il s'agit d'une structure extrêmement résistante.

Cependant, on ne pourrait arriver à une épaisseur aussi réduite que celle indiquée dans la fig. 1 (25 cms.) car dans ce cas la contrainte moyenne serait de:

$$\text{Contrainte moyenne} = \frac{1260000}{100 \times 25} = 500 \text{ kgs/cm}^2$$

Cette impossibilité d'envisager la structure en accord avec la distribution d'efforts comme dans le cas classique, conduisit à la concevoir en partant d'un point de vue différent. On devait éviter la formation des

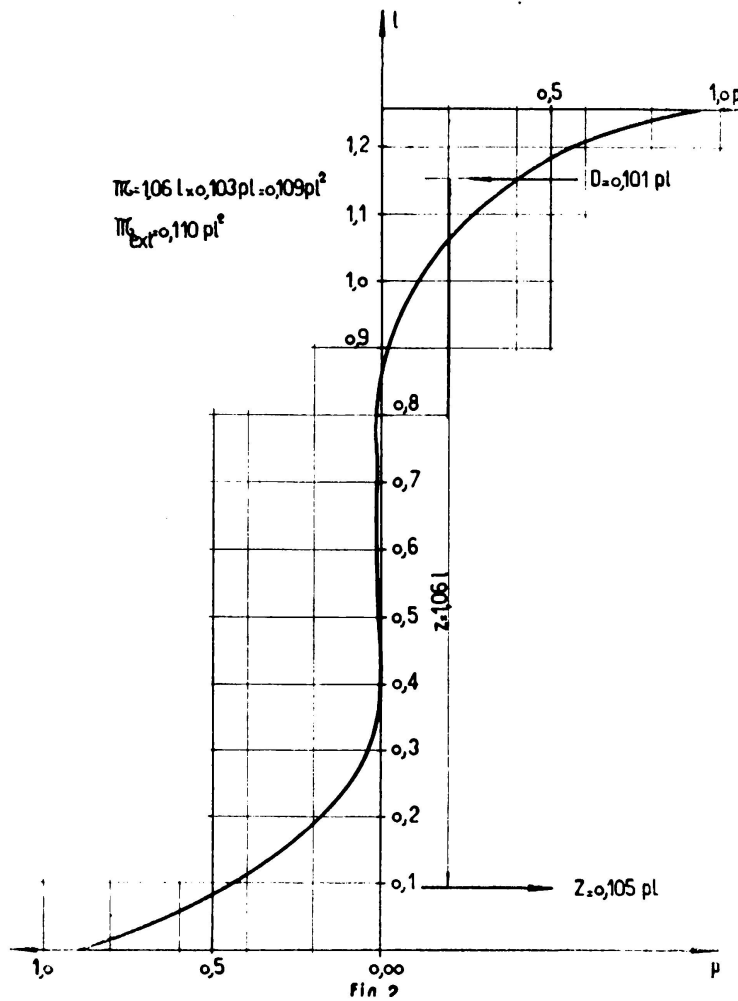


FIG. 2. Poutre simplement appuyée. Contraintes principales  $\sigma_1$  dans la section centrale ( $x = 0,5$ )

arcs de décharge afin d'empêcher la concentration d'efforts sur les appuis, en déviant la marche de ceux-ci, de manière à ce que leur entrée dans la colonne soit progressive.

Cette modification de contours se manifeste aussi dans la section centrale, par une modification de la distribution des efforts normaux de



flexion, avec un grand accroissement du bras de levier et, en conséquence, une notable diminution de l'effort de traction interne. Toute la hauteur de la poutre se convertit en hauteur utile, et la zone active ne se limite pas à une portion qui est fonction exclusive de la portée, comme l'établit le principe de Saint-Venant.

L'effet de bord rigide s'obtient dans la pratique en insérant chaque bord de la paroi tout le long d'une colonne de dimensions appropriées, comme on le voit schématiquement dans la fig. 1.

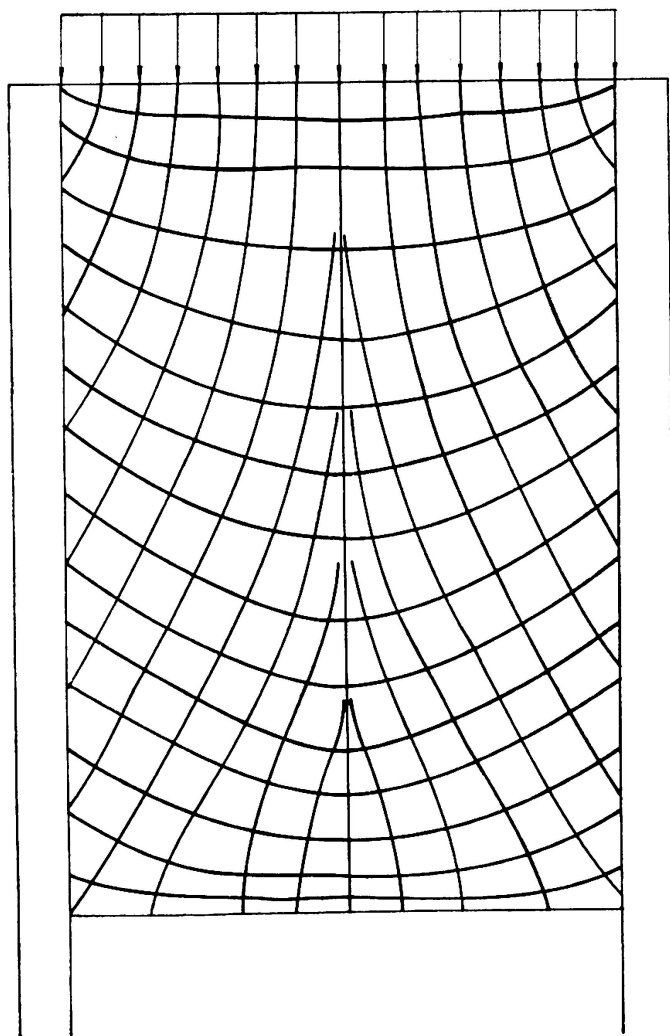


FIG. 3. Isostatiques de la poutre simplement appuyée

Pour constater rigoureusement les résultats prévus d'après ce que l'on vient d'exposer, une étude expérimentale photo-élastique, fut réalisée en appliquant la méthode de H. Fabre, comme on le décrit ci-dessous.

## 2) Investigation photo-élastique Résultats

Les études furent réalisées sur deux modèles construits en «Perspex», l'un d'eux d'une poutre simplement appuyée et l'autre d'une poutre continue à deux portées égales, toutes deux soumises à une charge uniforme sur le bord supérieur.

### 2.1) Poutre simplement appuyée

Dans la fig. 2 on a représenté les valeurs des contraintes normales de flexion dans la section centrale. Dans la fig. 3 on a représenté les isostatiques.

### 2.2) Poutre continue

On détermina les valeurs des contraintes  $\tau_{xy}$ , avec les-

quelles, par intégration au long de chaque section, on construisit le diagramme des efforts tranchants.

En se fondant sur ce diagramme on a pu résoudre l'indétermination du système hyperstatique, et tracer ainsi le diagramme des moments fléchissants qui sollicitaient la poutre. Dans la fig. 4 on donne les isostatiques et dans la figure 5 on a représenté les contraintes normales de flexion dans la section de moment maximum.

3) *Commentaires sur les résultats obtenus:*

De l'observation des différents diagrammes on peut conclure que la coincidence entre les résultats prévus et ceux obtenus expérimentalement est très satisfaisante.

La valeur moyenne des contraintes  $\sigma_1$  de traction sur les bords des colonnes est différente, inférieure, selon les valeurs mesurées, que celle

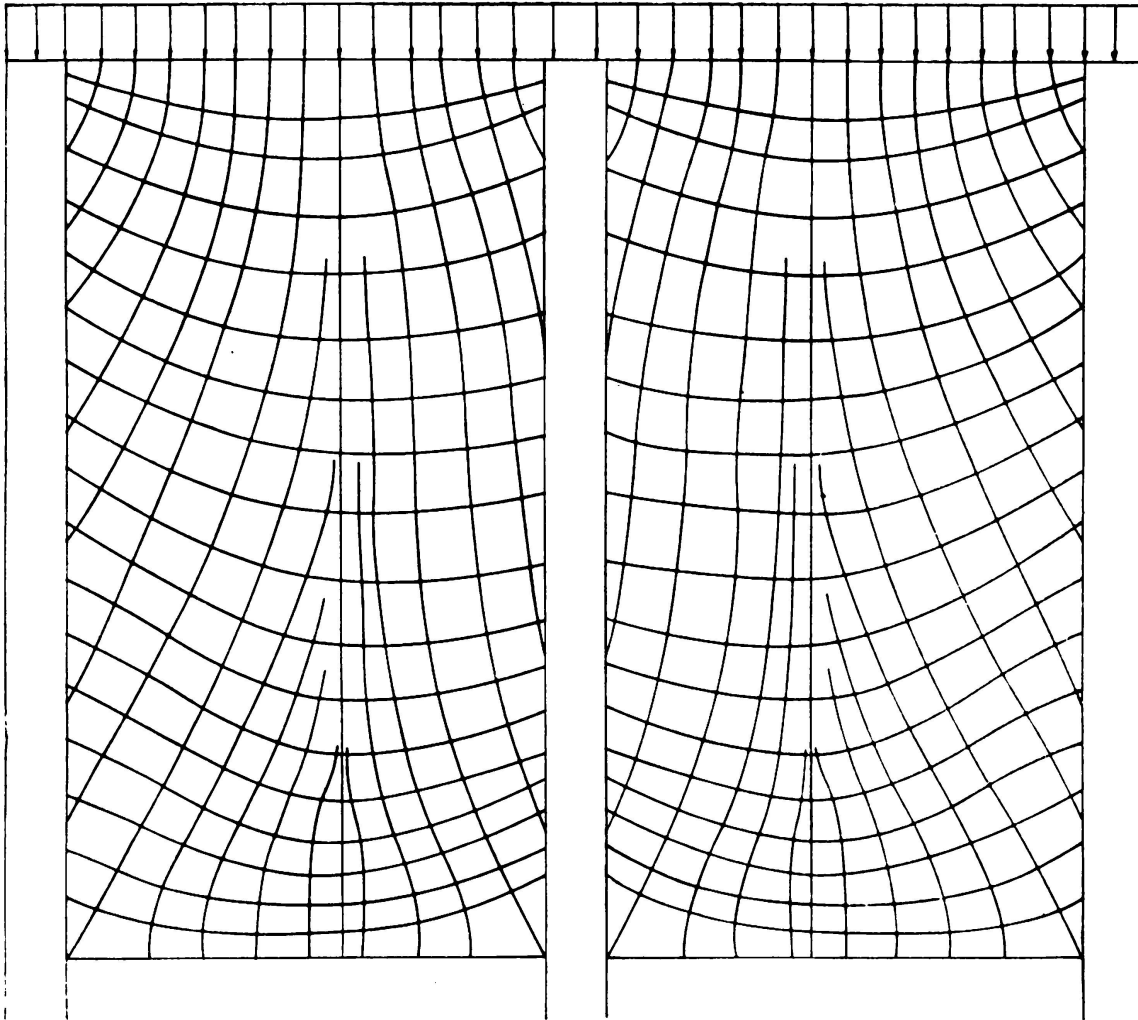


FIG. 4. Poutre continue. Isostatiques

qui correspond au  $\tau_{xy}$  moyen, c'est-à-dire qu'il ne s'agit pas d'un glissement pur.

La section centrale présente des zones de traction et compression presque symétriques, et le bras de levier s'est accru très considérablement, si nous le comparons à la valeur qu'il aurait dans le cas commun.

Comme on peut s'en rendre compte, le résultat de l'essai a été pleinement satisfaisant et offre un panorama de contraintes extrêmement régulier, sans concentrations d'efforts. Les contraintes principales de

traction sur le bord des colonnes sont modérées, ce qui permet d'affirmer que la stabilité de la paroi serait pleinement assurée avec une armature réduite, disposée en forme de carré composé de fers verticaux et horizontaux, non supérieure au minimum nécessaire imposé par des raisons constructives.

Il est intéressant de remarquer que le modèle de poutre continue a été construit avec la même rigidité dans les trois colonnes. Il en résulte

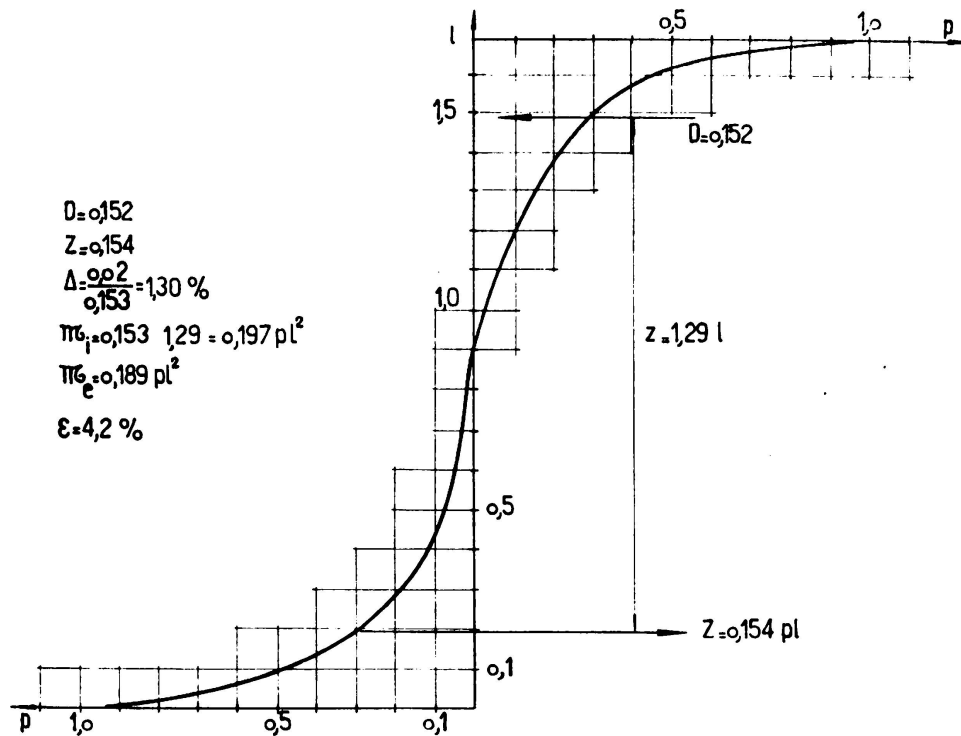


FIG. 5. Poutre continue, contraintes principales  $\sigma_1$  dans la section de moment maximum

que la charge prise par la colonne centrale est presque égale à la charge des colonnes latérales (seulement 15 % de différence). Ceci, à son tour, se manifeste sur le système, comme si, pratiquement, il n'avait pas de continuité.

Pour éclairer ce point, nous sommes en train de considérer la réalisation d'essais complémentaires avec une colonne centrale de rigidité double, et des essais de modèles en ciment armé, chargés le long du bord inférieur de la poutre.

Ceci fera l'objet d'une autre communication.

#### RÉSUMÉ

Pour le nouvel entrepôt frigorifique du «Mercado de Abasto Proveedor de la Ciudad de Buenos Aires», on a adopté, pour des raisons économiques et constructives, une structure formée par des parois porteuses s'appuyant sur des colonnes, tirant ainsi parti des cloisons qui

doivent exister entre les différentes chambres frigorifiques. Pour éviter une forte concentration de contraintes aux appuis, les colonnes ont été prolongées le long des faces verticales des parois, auxquelles elles ont été liées par des armatures. La répartition ainsi obtenue est entièrement satisfaisante, les contraintes de cisaillement ne dépassant pas  $15 \text{ kg/cm}^2$ .

Les résultats ont été vérifiés d'une manière rigoureuse par des essais effectués par la méthode photo-élastique de H. Fabre.

Un programme d'essais complémentaires est en cours dont les résultats seront communiqués plus tard.

#### S U M M A R Y

For the new refrigerated warehouse of the «Mercado de Abasto Proveedor de la Ciudad de Buenos Aires», a structure incorporating load-bearing walls supported by columns was adopted for economical, as well as constructive, reasons, thus taking advantage of the partitions between each chamber. To avoid the heavy stress concentration in the vicinity of the supports, the columns were continued upward along the vertical faces of the walls, to which they are connected by reinforcing bars. The repartition thus attained is entirely satisfactory, the shearing stresses remaining smaller than  $15 \text{ kg/cm}^2$ .

These results were accurately checked through tests carried out by the photoelastic method of H. Favre.

A series of complementary tests are under way, the results of which will be published at a later date.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Für das neue Kühlhaus des «Mercado de Abasto Proveedor de la Ciudad de Buenos Aires» wurde aus wirtschaftlichen und konstruktiven Gründen ein System von tragenden Wänden gewählt. Diese werden von Stützen getragen und bestehen aus den ohnehin notwendigen Trennwänden der Kühlräume. Um grosse Spannungskonzentrationen im Bereich der Stützen zu vermeiden, wurden diese längs der Wände hochgezogen und mit ihnen durch Armierungseisen verbunden. Die so erhaltene Spannungsverteilung befriedigt vollkommen, die Schubspannungen überschreiten den Wert von  $15 \text{ kg/cm}^2$  nirgends.

Mit der Methode der Photo-Elastizität nach H. Favre wurden die Ergebnisse sehr genau überprüft.

Zusätzliche Versuche sind gegenwärtig im Gang; ihre Ergebnisse sollen später veröffentlicht werden.

#### R E S U M O

Para o novo armazém frigorífico do «Mercado de Abasto Proveedor de la Ciudad de Buenos Aires», optou-se, por razões económicas e construtivas, por uma estrutura formada por vigas-paredes apoiadas em colunas, tirando assim proveito das divisórias que têm de existir entre as diversas câmaras frigoríficas. Para combater a forte concentração

de tensões nos apoios, prolongaram-se as colunas ao longo das faces verticais das paredes ligando ambas por meio de armaduras. A repartição obtida é inteiramente satisfatória ficando as tensões de corte sempre inferiores a 15 kg/cm<sup>2</sup>.

Estes resultados foram verificados rigorosamente por meio de ensaios efectuados pelo método foto-elástico de H. Favre.

Está em curso um programa de ensaios complementares cujos resultados serão comunicados posteriormente.

## II c 2

Some folded slab constructions carried out recently

Über einige neuere Faltwerkkonstruktionen

Algumas lages dobradas construídas recentemente

Quelques dalles pliées construites récemment

FELIX J. SAMUELY

London

Folded slab construction has been found to be an economical substitute where the very convenient «shell» type of roof was required but was too expensive. With the series of straight planes in folded slabs, local bending has to be taken into account, a disadvantage offset by the simpler formwork. In most cases precast concrete units, forming part of the finished structure, can be used as permanent formwork. Also, the variety of shapes available in folded slabs is sufficient to satisfy most aesthetic requirements. The author has carried out a number of buildings where the roofs have been designed as folded slabs in a composite construction of precast and insitu concrete, and also some from precast units only. In the latter cases, the precast members were unified by means of post-tensioning.

Exact methods of calculation of such folded slabs have been admirably described in a number of books, and it will be assumed that they are generally well-known, but as such structures are invariably highly statically indeterminate, a method of consecutive approximations following the actual behaviour of reinforced concrete has much to commend it, and will lead to any desirable degree of accuracy.

For example, fig. 1 shows a cross section of a School Assembly Hall at Wigan. At each intersection or «crank», the loads can be resolved into two components in the direction of the slabs which, acting as very deep beams, can transmit loads to supports. Therefore, in the first approximation, each crank is assumed to be a support, and in this example a slab over four spans results, acting as shown in fig. 1a. The bending moment and reactions can be determined, and the reactions are resolved in the components along the outline of the roof, as shown in fig. 1. Each slab, which acts as a deep beam in the longitudinal direction of the build-

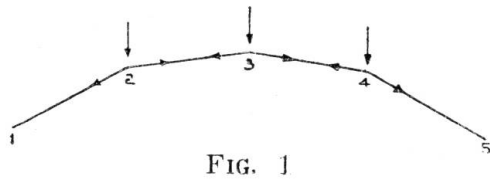


FIG. 1

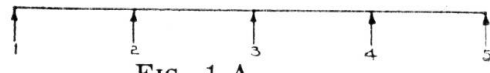


FIG. 1-A

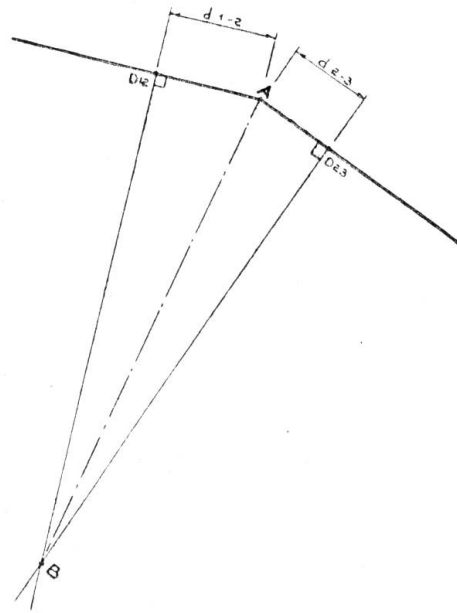
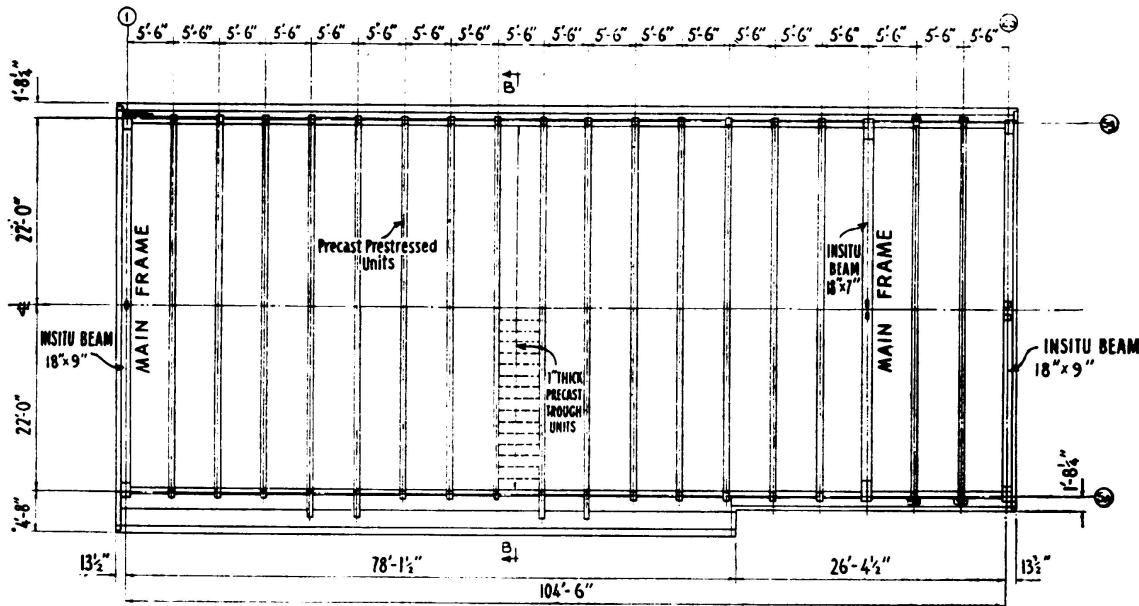


FIG. 1-B

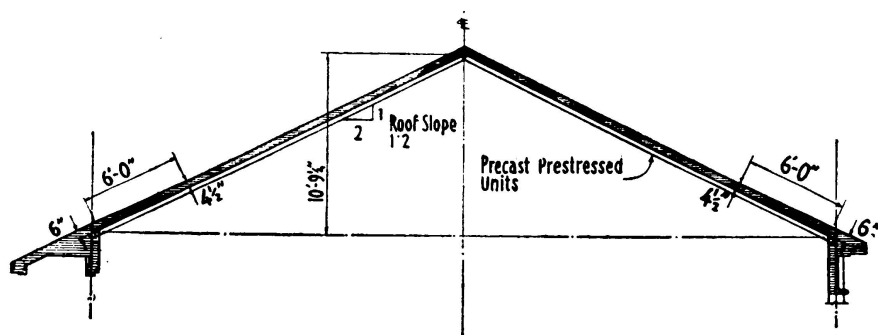


FIG. 2

ding, has to take two of these components, which may either add to or subtract from each other. With reasonably acute angles this may be the final stress distribution. However, with obtuse angles at the cranks, there may be considerable deformation. If deformation is appreciable,



REFLECTED ROOF PLAN



SECTION B-B

FIG. 3.

FIG. 3

the stress distribution will be altered. Taking point 2 (fig. 1b), the deformation in the centre of the slab 1,2 may be marked as  $d_{1-2}$  and of slabs 2,3 as  $d_{2-3}$ . Assuming the slabs can have unlimited deflection on their weakest axis, the final deflection can be to a point anywhere on lines drawn at  $90^\circ$  at points  $D_{12}$  and  $D_{23}$  and as their point of intersection is at B, AB is the deflection. If similar deflections are calculated for all cranks, and the beams shown in fig. 1a recalculated with supports having the given deflections, a new bending moment diagram and reactions will result, which resolve differently in the planes 1-2, 2-3, 3-4, etc.



This new stress distribution will be nearer the truth than the original one. If there is considerable difference between these and the original deflections, the method must be repeated sufficiently to make sure that the progression of deflections converges. Non-convergence of the progres-

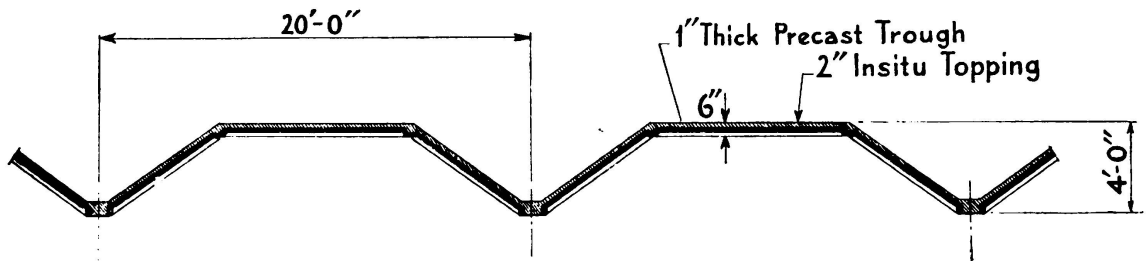


FIG. 4

sion, with too obtuse angles, would indicate that the construction is unsuitable. This particular roof, which is 75'0" × 45'0", consists of precast concrete troughs, temporarily supported along the horizontal intersections. Steel reinforcement above the troughs takes the tension stresses

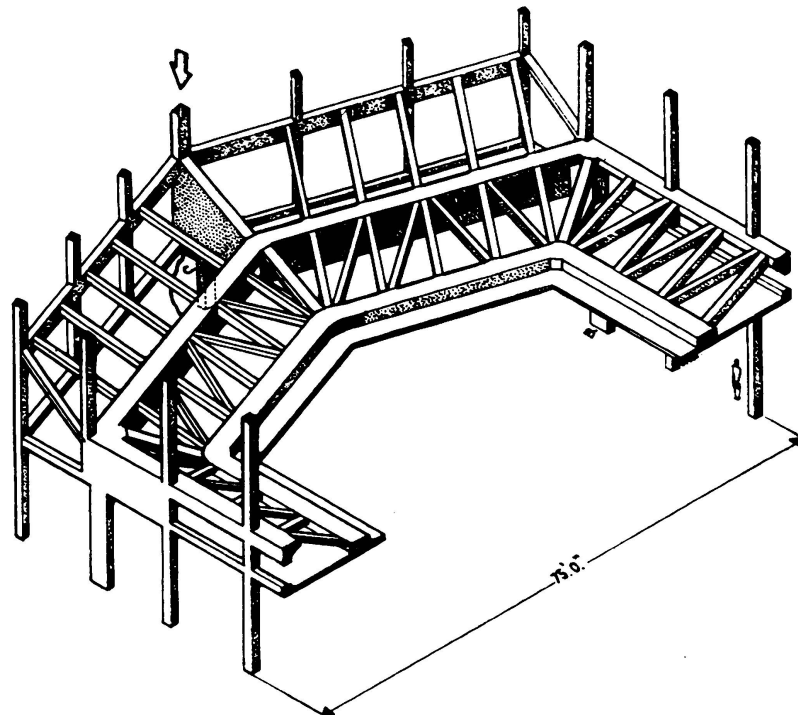


FIG. 5

at eaves, and the roof is finished with 1 1/2" of insitu concrete. Advantageously, the weight is that of the thickness of the troughs and topping (2 1/2"), but the stiffness, that of the 6" depth. Fig. 2 shows the finished Assembly Hall.

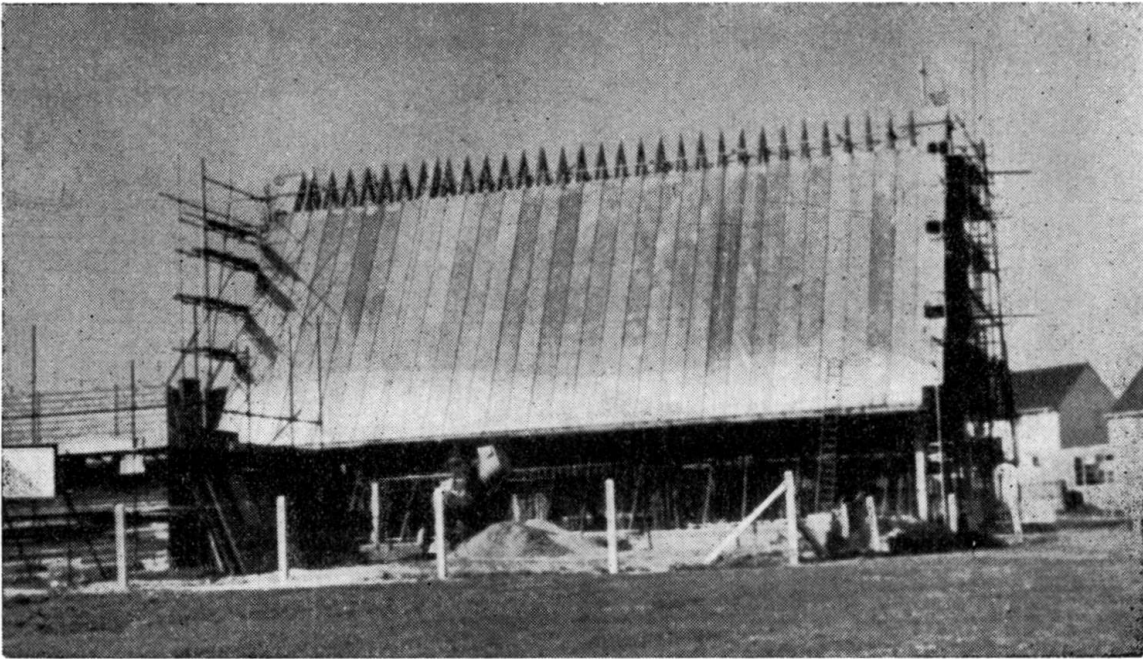
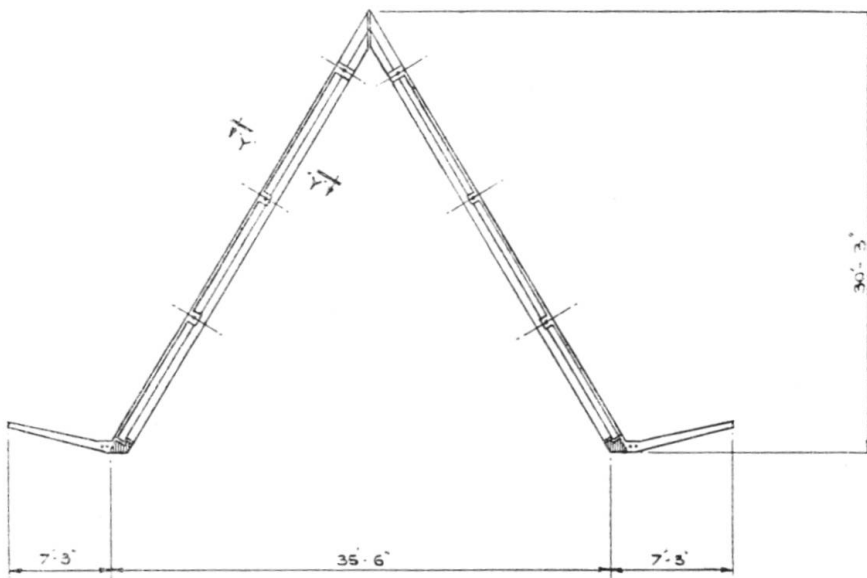
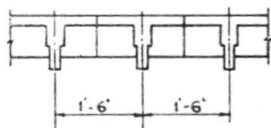


FIG. 6



SECTION A-A



SECTION Y-Y

FIG. 7

Fig. 3 and 3a shows another Assembly Hall, at Hatfield, 44'0" × 88'0", with a 16'6" cantilever. Here the inclined roof slabs consist of prestressed planks, with precast troughs between, the whole covered with insitu concrete. Prestressed units were also used as tie members at either end of the building.

Fig. 4 shows the cross section of a similar roof used for laboratories in East Anglia.

Apart from roofs this construction can be used wherever slabs meet an angle. Fig. 5 shows it used for a gallery in an Assembly Hall.

Care must be taken where a slab is steeper than 1:2, as then expensive top formwork is required for the insitu concrete. To avoid this, use only precast units and post-tension them, as described before.

Figs 6 and show a small church constructed in this way. Each slab consists of a series of prestressed tee units, with flanges uppermost, as shown in section Y-Y. The tees were grouted together and then post-tensioned through the flanges to produce compression over the whole area and make it possible for the whole plane AB to act as a beam. The two planes AB and A'B' do not actually touch, but loads can be resolved into their direction at C, which is rigidly connected to both planes.

#### S U M M A R Y

The contribution refers to folded slab construction which covers areas in a manner similar to shell construction. The general calculation is explained, and, in particular, how it is possible to deal with highly statically indeterminate constructions of this type in stages, so that any degree of approximation can be achieved.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Der Aufsatz behandelt Falterwerke, die Räume in ähnlicher Weise wie Schalenkonstruktionen überdecken. Es wird die allgemeine Rechenmethode erklärt und besonders erläutert, wie es möglich ist, hochgradig statisch unbestimmte Konstruktionen dieser Art in stufenweiser Näherung zu behandeln, so dass jeder gewünschte Näherungswert erreicht werden kann.

#### R E S U M O

O autor descreve lajes dobradas utilizadas em coberturas. Explica-se o cálculo geral e como é possível calcular estruturas estáticamente indeterminadas deste tipo por aproximações sucessivas de forma a conseguir um dado grau de precisão.

#### R É S U M É

L'auteur décrit des dalles pliées utilisées comme voiles de couverture. Il rend compte de la méthode générale de calcul et explique comment il est possible de traiter par approximations successives les structures statiquement indéterminées de ce genre, de façon à obtenir un degré de précision donné.

## **II c 3**

### **Essais de chargement d'un plancher dalle en béton précontraint**

#### **Loading tests of a prestressed concrete slab**

#### **Lastversuche an einer vorgespannten unterzugslosen Decke**

#### **Ensaio de carga de uma laje de betão presforçado**

P. LEBELLE

*Directeur de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*

Paris

L'auteur a eu l'occasion de dresser les projets de différentes constructions mixtes dans lesquelles sont utilisées conjointement la technique des précontraintes et celle du béton armé classique. Ces constructions se comportent bien en service.

Cette constatation l'a amené à appliquer le même procédé aux planchers dalles sans champignons, dont l'emploi se développe rapidement. Or, à l'heure actuelle, le seul moyen pratiquement utilisable pour créer des précontraintes dans un plancher dalle consiste à placer dans celui-ci deux nappes orthogonales superposées de câbles rectilignes tendus par appui sur le béton durci. Dans un panneau intérieur, les précontraintes ainsi obtenues seront pratiquement uniformes dans toute l'épaisseur de la dalle et dans toute l'étendue du panneau. Si l'intensité de ces précontraintes devait être telle que les contraintes totales en service soient toujours des compressions en tout point du plancher supposé en régime élastique, la quantité d'acier nécessaire rendrait prohibitif le prix du plancher.

L'auteur décrit les essais effectués sur un élément de plancher dalle pour lequel la résistance était obtenue par emploi simultané des câbles tendus et d'armatures ordinaires non mises en tension.

Les résultats des essais montrent que la théorie des lignes de rupture de K. W. JOHANSEN est applicable aux planchers de ce type. En prenant

pour base des calculs un coefficient de sécurité de 2,5 rapporté à la surcharge seule, on obtient un plancher présentant une excellente tenue en service dans les cas courants où la surcharge n'est pas susceptible de varier très rapidement et où les chocs ou vibrations ne sont pas à craindre.

#### R É S U M É

L'auteur décrit des essais effectués sur une dalle, simplement appuyée, en béton partiellement précontraint et montre que la théorie des lignes de rupture de K. W. JOHANSEN est applicable dans ce cas.

#### S U M M A R Y

The author describes tests carried out on a simply supported slab of partly prestressed concrete and shows that the theory of the rupture lines of K. W. JOHANSEN is applicable to this case.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser beschreibt Versuche, die an teilweise vorgespannten, unterzugslosen Decken mit Einzelabstützung durchgeführt wurden und zeigt, dass die Bruchlinientheorie von K. W. JOHANSEN auf diese Decken anwendbar ist.

#### R E S U M O

O autor descreve ensaios realizados com uma lage, simplesmente apoiada, de betão parcialmente preesforçado e mostra que a teoria das linhas de rotura de K. W. JOHANSEN pode ser aplicada neste caso.