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

Band: 10 (1976)

Rubrik: Theme III: Behaviour of building structures under fire effects

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: 07.01.2026

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

III

Comportement des structures de bâtiments sous l'effet des incendies

Tragverhalten von Bauwerken unter dem Einfluss des Feuers

Behaviour of Building Structures under Fire Effects

Leere Seite
Blank page
Page vide

Thermal Effects of Fires in Buildings

Effets thermiques des incendies dans les bâtiments

Thermische Auswirkungen bei Bauwerkbränden

K. KAWAGOE
Professor
Science University of Tokyo
Noda City, Japan

H. SAITO
Professor
Chiba University
Chiba City, Japan

Fire load

The large building should be made as the fire resisting structure. The practical new design method for the fire resisting structures ought to be established from the engineering point of view - the conventional design has been based simply on the standard fire tests.

We should know severity of fire in compartment in the case of the fire resisting design.

The most important factor to control severity of fire is the amount of combustible materials in the compartment. Therefore, it is necessary to estimate the amount of combustible materials in the compartment to be disigned.

Combustibles inside building can be devided into that of fixed combustibles such as beds of wall, ceiling, floor, partition equipment etc. and lining materials, fittings, fixed furnitures, and that of loaded combustibles such as furnitures, books, clothes and other stored materials.

Since combustible materials in the room consists of various kinds of materials of different calorific value at combustion, the amount of combustible materials expressed in terms of the weight of wood that would produce by combustion heat equal to the heat content of the materials. this is the older definition of fire load.

Now, the heat content of combustible materials per unit floor area of fire compartment is called the fire load density, which is a basic element for analysis of fire severity.

$$q = \frac{\Sigma(Gi.Hi)}{A} = \frac{\Sigma Qi}{A}$$

where, q : fire load density (Mcal/m²)
Gi : weight of combustible materials (Kg)
Hi : unit calorific value of combustible materials (Mcal/Kg)
A : floor area of fire compartment (m²)

Σ Qi : total heat content of combustible materials in fire compartment (Mcal)

Actual conditions of fire load have not yet been understood correctly. It is presumed that the amount of fire loads have greatly decreased by use of steel furnitures with a latest change in living mode. For this reason, several countries are trying to investigate into actual conditions of amount of combustible materials to promote rational design of fire resisting structures. Since the amount of fire loads, depends on living mode, it seems to be necessary to perform investigations on actual conditions of fire load in each countries independently.

The amount of loaded combustible materials in modern office buildings of Japan is shown in Fig. 1.

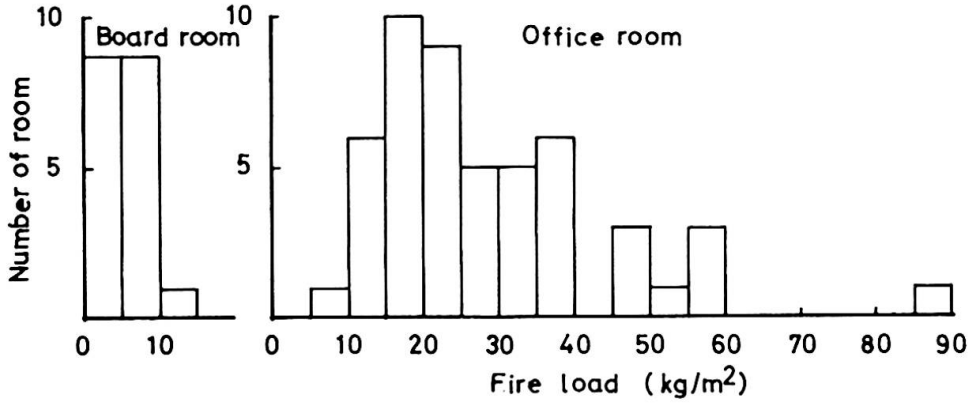


Figure 1. Distribution of fire load in room of modern office buildings.

Temperature History

The temperature history during a fire is illustrated in Fig. 2. The period A-B is the growth period which is quite long or short duration depended on a fire origin.

But a later stage of this period, development and spread of fire can be rapid as shown B-C, particularly when a room is lined with highly flammable materials or is filled with many furnitures made by plastics. When an enclosure becomes fully involved in fire and air temperatures have suddenly risen, flashover is said to have occured. The period B-C is sometime said pre-flashover.

When flashover occures smoke development and temperature rise in the compartment are so rapid that there is a life hazard inside building. We must consider the reduction of fire severity of flashover in designing buildings for life safety. Fire severity at flashover seems to depend on the size of fire origin, the area

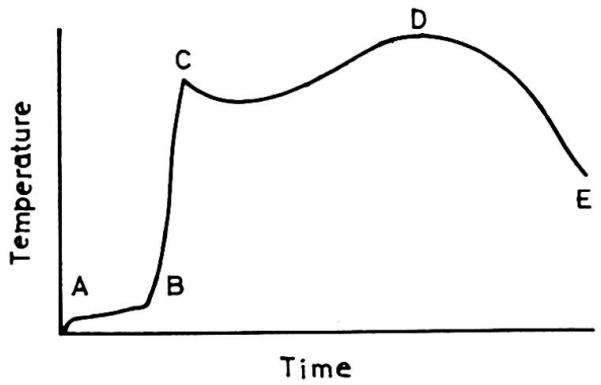


Figure 2. Air temperature history in a room.

of opening, and the quantity and quality of combustible materials including the internal linings, however, the theoretical approach to this phenomenon seems to be quite difficult. The second international co-operative study in working commission W-14 of CIB, which is to examine systematically the pre-flashover stage of fire, should yield very useful results.

As the mechanism of flashover is not clearly understood, the methods for testing combustibility of materials are quite different in many countries. Such lack of unity of testing method is rarely found in other fields. The working group of TC-92 of ISO, in which test method for fire are discussed, is expected to provide suitable fire test methods.

After flashover in a room the fully developed period C-D bigins, in which period nearly steady state can be continued, although the air temperature in a room gradually rises. After the most combustible materials is burnt out the temperature starts to fall and the decay period D-E begins.

The problem of predicting the behaviour of fully developed fires in compartments is central to the structural design of fire resistance requirements for buildings. In spite of a large number of important investigations, our present state of knowledge on the detail characteristics of compartment fires is far from satisfactory. Somewhat simplified, we considered that fully developed compartment fires could be divided in the two types of behaviour[1].

The first regime of behaviour was well known ventilation controlled fire and the second was feul surface controlled one.

Recently a new study has proposed the third regime which is controlled by feul porosity[2].

Rate of Burning

The rate of burning after flashover in a room with normal openings is approximately proportional to the volume of inflow air through the openings. From the theory of ventilation based on buoyancy, and the basis of experiments, carried out in Denmark, Japan, Sweden, UK, USA and USSR, the following relation has been obtained[3,4]

$$R = (5.5 \sim 6.0) A\sqrt{H} \quad \text{.....(1)}$$

where R : rate of burning (kg/min)
A : opening area (m^2)
H : opening height (m).

This relation yields results approximately in agreement with experiments of fire in compartment with normal openings as shown in Fig.3 [5].

Alternatively, Eq(1) can be given in the following dimensionless form

$$R/\Phi = 0.0236 \quad \text{.....(2)}$$

where Φ is a ventilation parameter of the same dimensions as the rate of burning R and defined by the ratio

$$\Phi = \rho_a \cdot \sqrt{g}\ A\sqrt{H} \quad \text{.....(3)}$$

ρ_a is the density of air and g the acceleration due to gravity[5]. With $\rho_a = 1.29 kg/m^3$ and $g = 9.8 m/sec^2$, Equation(2) corresponds to the value $5.7 kg.min^{-1} m^{-5/2}$ of constant in Eq(1).

The experimental data, given in Fig. 3 are characterized by

a considerable scatter. In spite of this, different regimes are recognizable, viz. The ventilation controlled regime, marked by an inclined line, and the fuel bed controlled regime, marked by a horizontal line.

For ventilation controlled fires an accuracy is sufficient in most practical cases of a structural fire engineering design. For feul bed controlled fires the present state of knowledge is too incomplete for enabling a satisfactory. It seems reasonable to base a structural fire engineering design on the assumption of the fire to be ventilation controlled which will be on the safety side in the most case.

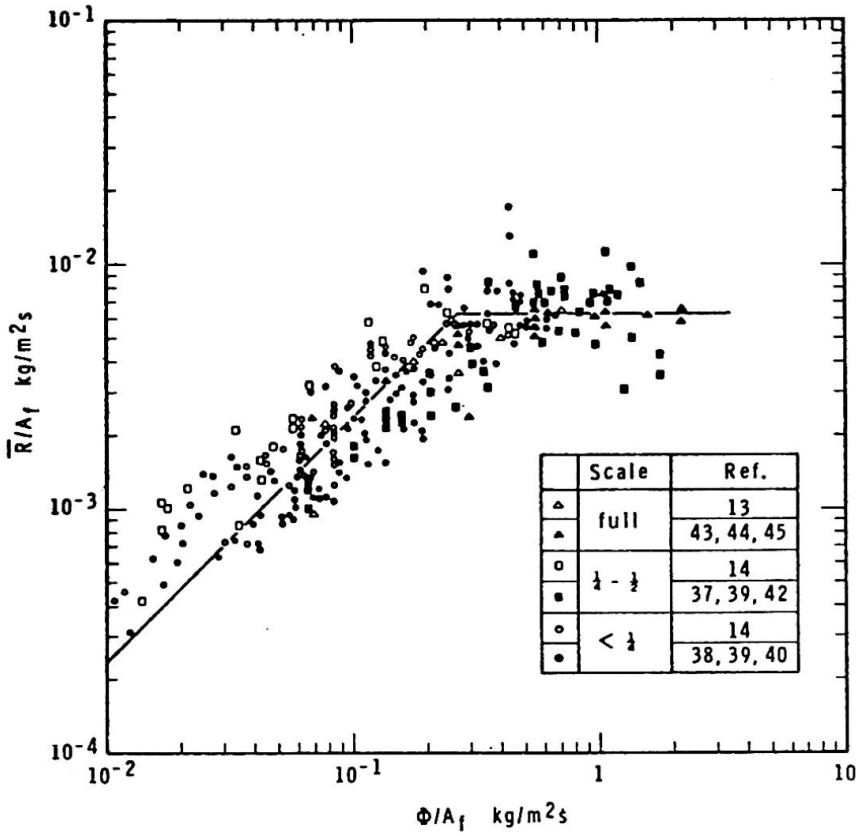


Figure 3. Correlation of experimental data concerning rate of burning in compartment fires.

Temperature-time Curve

When the rate of burning is known, the rate of heat release in a room can be estimated roughly, An equation of heat balance is as follows,

$$Q_H = Q_W + Q_B + Q_L + Q_R \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (4)$$

where Q_H : the rate of heat rēlease in the room

Q_W : the rate of heat loss by heat transfer to the interior surfaces

Q_B : the rate of heat loss by radiation through opening to the outer air

Q_L : the rate of heat loss carried away with the spouting flame from opening

Q_R : the rate of heat loss necessary for the air in the room warmed up to the fire temperature-ordinarily negligible.

By combining the heat conduction equations for the ceiling, walls and floor with the heat balance eguation, it is possible to estimate a fire temperature vs. time curve in the room by numerical calculation[6,7].

The lower the thermal conductivity of the interior surface the higher the air temperature. If the thermal properties of all the interior surfaces and the height of the opening were assumed to be nearly the same for different rooms, the fire temperature would generally depend on the ratio between the area of the opening and the total surface area of the room.

After most of the fuel is burnt out, the rate of burning decreases but the remaining fuel on the floor continues to burn for a long time. For a full-scale fire test the temperature decreases at the rate of 5~10°C/min. As the rate of burning is influenced by several factors in this decay period, it is difficult to determine the exact duration of fire. It is convenient in engineering point of view to determine the duration of the fire on the assumption that the rate of burning is always constant from beginning to end of a fire. This assumption errs on the side of safety.

If the height of the opening and the fire load per unit floor area were the same, the fire duration would depend on the ratio between the floor area and the opening area.

Relation With The Standard Fire Test

Although it is possible to estimate the temperature vs. time curve for a given room, the standard fire test is usually carried out by using a standard temperature-time curve. To find the relation between the standard and estimated curves, the area between the standrd temperture-time curve and the line of the failure temperature for steel (which is around 400°~500°C) can be taken as the criterion, because when a structural member is heated by both temperature vs.time curves, maximum temperature rises of steel in side structural member are almost same as shown in Fig. 4[6]. Thus we could deduce the equivalent fire duration corresponding to failure according to the standard fire test.

For a long time, fire duration has been considered to be proportional to fire load. In some country still this relation is the basic philosophy of the structural design of fire resistance reguirements although a lot of correction factors is introduced in the fire load.

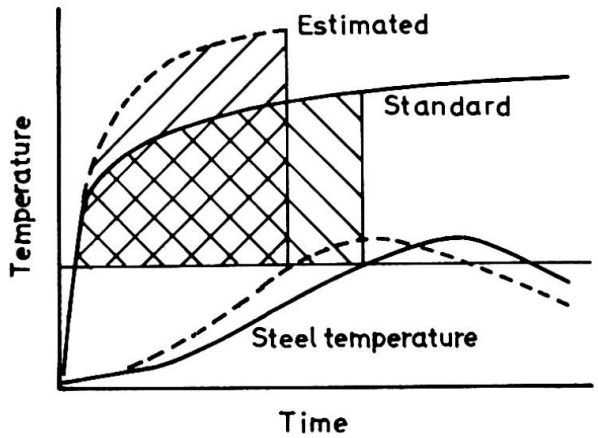


Figure 4. Equivalent standard fire test time.

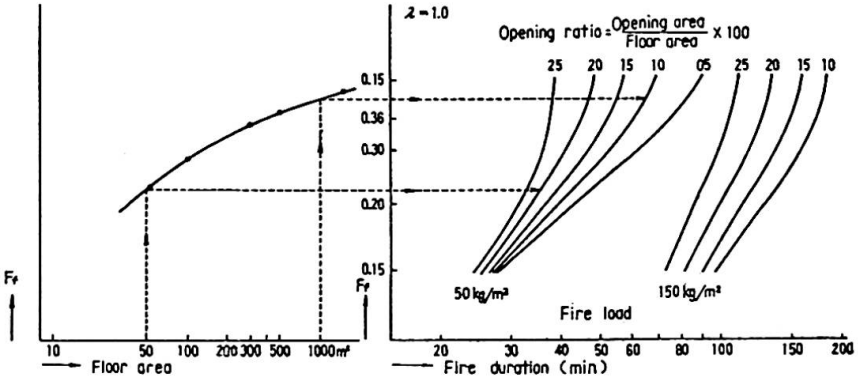


Figure 5. Relationship between fire duration, opening ratio and floor area (assumed that the ceiling height is 3.5 m)

Fig. 5[8] shows the relations between fire duration, opening ratio (area of opening/floor area) and floor area. We find that the fire duration is influenced by the floor area as well as the opening ratio. The larger the floor area of a compartment, the higher becomes the reguirement for fire resistance under the same fire load.

Although at this time there are still many unknown variables it would be useful to establish a method for obtaining a temperature-time curve in a room for the structural design of fire-resistance even though it would be only a rough approximation.

Necessary Height of Spandrel

It is possible to predict flame height according to the following relation [9,10]

$$L/D \propto (R^2/D^5)^{1/3} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (5)$$

We can apply this relation to the estimation of the spandrel height in order to prevent vertical fire spread from window to window. The flame emerging from a wide window as commonly found in modern buildings, clings to the wall surface over a long distance[11]. It is therefore necessary to break up the flame by making projections from the wall such as a balcony or some other device.

Estimation of Temperature Rise in the Structural Member

As mentioned before, it is not a reasonable reguirement that the fire-resisting ability of each structural member should always be determined only by a standard fire test, even though it is required by building regulations. This limitation restricts building design in sometimes uneconomical and even dangerous ways.

For example, if steel columns have different thicknesses, even though they have the same outside dimensions and are protected with the same materials, their rates of temperature rise would be different because of their different heat capacities [12,13] as shown in Fig. 6. It is, therefore, wrong to prescribe the thickness of fire protection material without consideration of the heat capacity of steel.

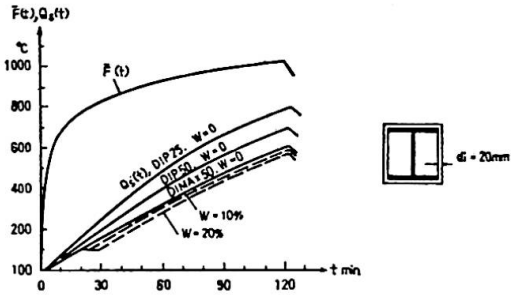


Figure 6. Temperature rise of steel column

It would be desirable to predict the temperature rise of the inside steel by means of heat flow calculations in each component of the structure.

The effect of big cracks or spalling of the cover should also be included in the heat flow calcuations under some assumptions based on the fire tests. The thermal properties of building materials at high temperature are fairly well known, and heat flow calculations have been done in many countries. It must become more efficient and more reliable to calculate fire resistances for buildings rather than to determine them by fire tests. This would help to rationalize building design.

In line with the method of the estimation of temperature vs. time curve described previously, we can allready calculate the heat conduction in structures surrounding on compartment.

Mechanical Properties of Structural Steel at High Temperature

Some research results are available concerning mechanical properties of structural steel at high temperature. Depression of yield point of hot rolled steel at high temperature is shown in Fig. 7 and 8[14].

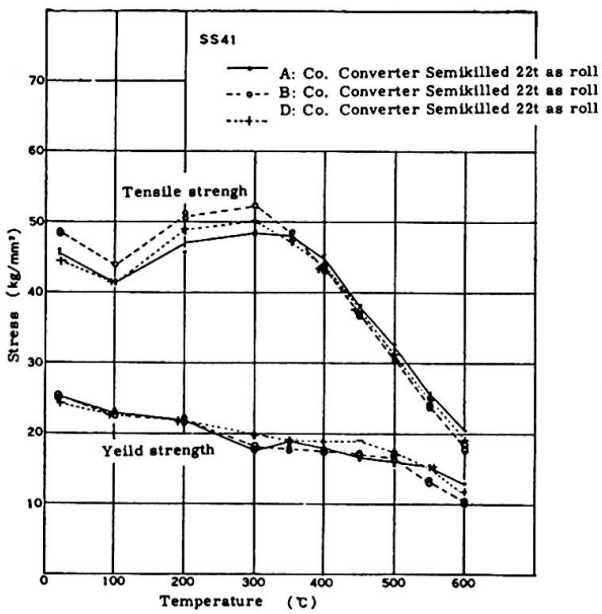


Fig. 7. High temperature properties of SS41

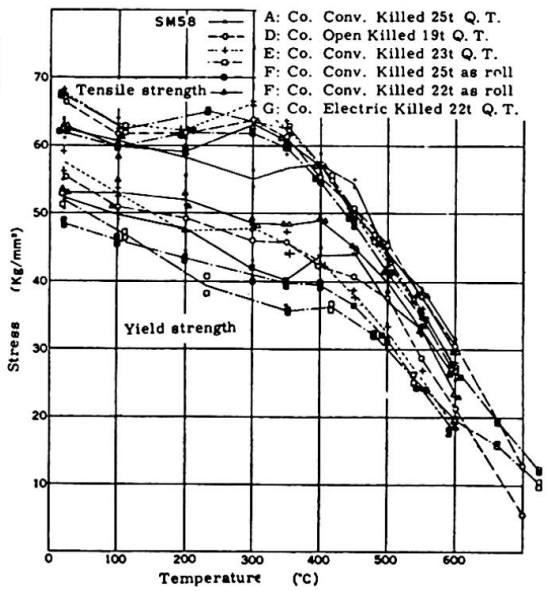


Fig. 8. High temperature properties of SM58

Rate of yield point depression shown here is the most important factor for fire resisting properties of steel structures. Supposing that a simple tensile member is heated when it has stress of 50% of yield point at a normal temperature by an action of tensile stress. Steel temperature naturally rises and yield point decreases. When yield point decreased as low as a half of that at a normal temperature, the member is destroyed by plastic deformation. The relation between this existing stress value and steel temperature at yield time is specified by yield point decrease ratios shown in these Figs. The yield point decrease ratio at high temperature depends on kind of steel.

Since mechanical properties at high temperatures and after heating depend on kinds of steel materials like this, full attention should be paid to mechanical properties of steel at high temperatures and after heating in evaluating fire resisting properties of steel structural members.

There has been almost no systematic research concerning high temperature strength of structural steel materials, however, a systematic experimental research on representative kinds of structural steel produced in Japan was carried out in recent years by the Society of Steel Construction of Japan, and systematic data were prepared.

Fire Resistance of Structures

The fire resistance of structural elements has, in the past, been determined only by the Standard Fire Test. Recently the study of structural behaviour at elevated tempertures has advanced remarkably. It is believed that the fire endurance of structural elements is influenced by the reduction of strength of materials and by the thermal stresses produced in the structure by restraint.

Steel Construction

When a simply supported flexural member of steel construction is heated from the lower side, its deflection increases in accordance with the differential thermal expansion between the upper and lower parts of the member, and with the reduction of the elasticity of steel. The collapse of the member occurs at the time when rise in temperature reduces the yield point to the working fibre stress of the member. The relation, shown in Fig. 9, is obtained from fire tests on beams [15]. A more precise analysis of the mechanism of failure has to be based on the creep behaviour of steel at elevated temperatures [16].

The allowable buckling stress of a column is reduced in accordance with the reduction in the values of the mechanical properties of steel caused by rise of temperature, as shown in Fig. 10[17].

In discussing fire resisting properties of structural members principally bending and buckling strengths of simple support members have been discussed. However, fire resisting properties of structural members of real building are strongly influenced by restraining condition of ends of those members and show conditions considerably different from cases of simple support members.

When structural members were heated during fire, elongation of members caused by temperature increase inside section and deflection caused by unequal temperature distribution inside section generally appear. Although it poses no problem for member

without restraint of its ends since deformation appears as it is, ordinary structural member produce internal stress since deformation is restricted by end restraint. If this internal stress, that is to say, thermal stress by heating during fire, increases, members are destroyed and structural strength sharply decreases. The influence of this thermal stress on building structure is a problem to be considered carefully. For steel structural members, thermal stress by deflection in general needs not to be considered since temperature distribution inside section is comparatively uniform. However, thermal stress of steel structural members is very large when axial elongation is restricted at ends because of large change in member length.

From results of theoretical and experimental researches, it was clarified to be almost impossible to insure steel structural members with end restraint without damage during fire.

Increase ratios of thermal unit stress and thermal deformation greatly depend on the value of end restraint factor. Although an origin is different depending on the value of initial existing unit stress, thermal unit stress increases almost linearly with an increase of temperature, and when it reaches buckling unit stress at high temperature determined by slenderness ratio of member, it causes buckling destruction. Fig. 11 shows an example of experimental results [18]. For ordinary building structures, end restraint factor K is determined by load-deformation property of members giving restraint. Therefore, in the case that heated member is destroyed at a comparatively low temperature when K is large, members giving restraint st not suffer damage, on the other hand, in the case that heated member is not destroyed until it reaches a considerably high temperature when K is small, members giving restraint suffer forced deformation to a considerable degree. This can be shown as in Fig. 12.

In general, it can be considered that beam is heated while pillar gives restraint, therefore, if forced deformation such like outside thrusting of pillar is not prevented by strengthening end

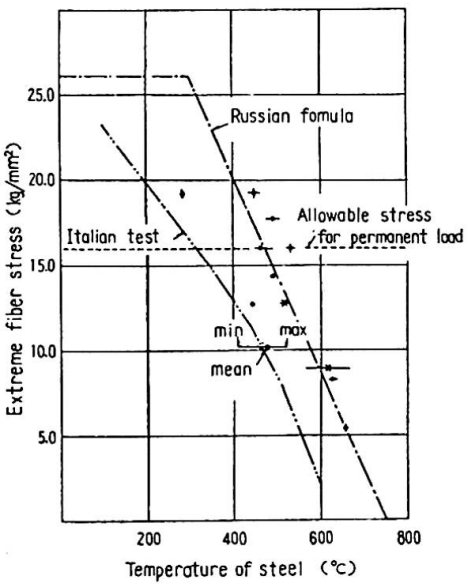


Figure 9. Relationship between working stress and temperature of steel at yielding failure

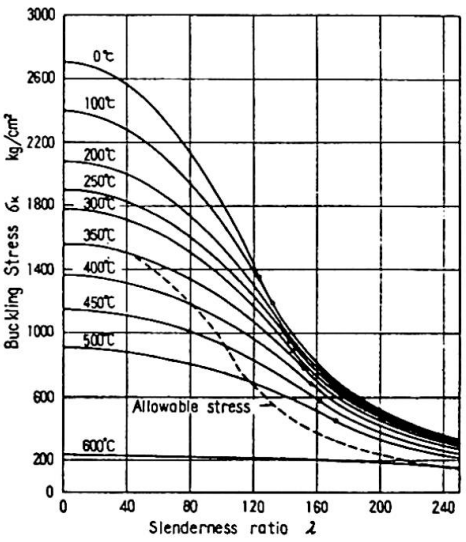


Figure 10. Buckling stress of steel column at elevated temperature

restraint degree against beam with enhancing rigidity of pillar, there is danger of collapse of the whole building. In other words, it is needed to try relaxation of thermal stress by partially destroying beams on purpose at an earlier time.

However, since multiple span structure is generally used and end restraint against central beams shows a very large value, central beam at first suffers partial buckling at a considerably low steel temperature druing fire, and it is transferred to structure with a halved number of span. If partial destruction of beam develops by turns like this, forced deformation against pillar can be presumed to be not so large.

In the case that elongation restraint of end of member is acting on eccentrically, conditions are quite different from the case of central restraint. Test results of this case are shown in Fig. 13[18]. When bending moment by restraining force appeared with an increase of steel temperture reached a value of yield bending moment of member, increase of thermal unit stress stops. If steel temperature further increases, yield bending moment of member gradually decreases. In such a case, rapid destruction does not occur.

In ordinary steel structures, about 200°C in an average temperature of section of member is a critical temperature for partial destruction by thermal stress. Against this situation, it is necessary to take a measure to prevent partial destruction by designing sufficient fire covering or to loosen thermal stress of member relating with structural stability by partial destruction on purpose.

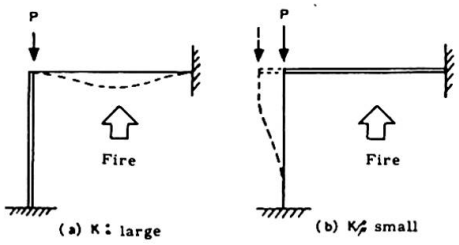


Fig. 12.

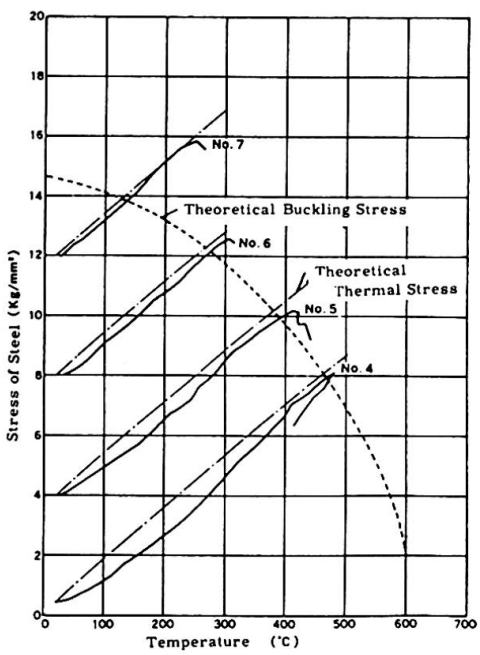


Fig. 11. Test results (central loading)

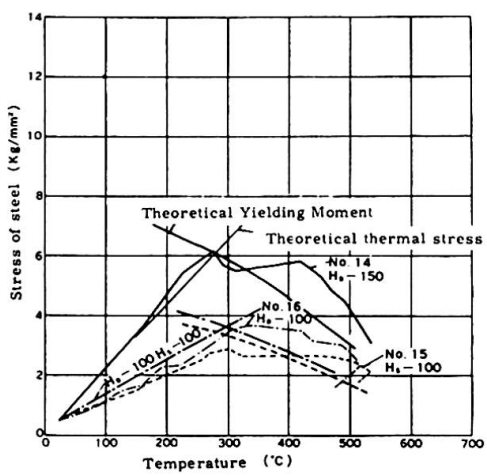


Fig. 13. Test result (Eccentric loading)

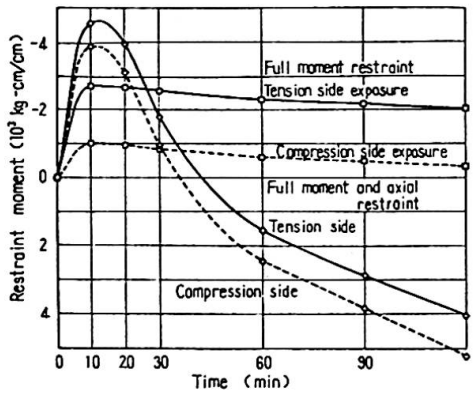


Figure 14. Restraint moment of reinforced concrete beam

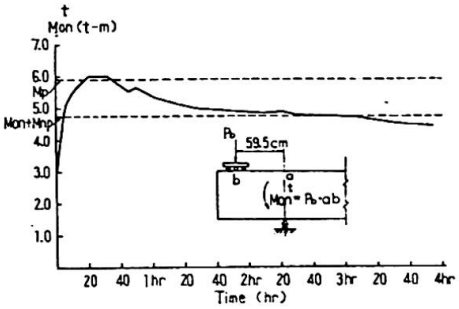


Figure 15. Restraint moment

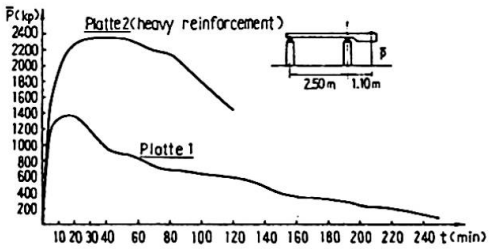


Figure 16. Continuous slab 1 and 2. Redistribution of tension force P

Reinforced Concrete

The structural behaviour of reinforced concrete members in fire is affected by the mechanical properties of the concrete and of the reinforcement at elevated temperatures.

It is possible to estimate the internal thermal stresses and the deflection of each member theoretically, by using data on the thermal expansion of the concrete and of the steel bar and on the reduction of their elasticities with temperature [19,22]. The time of collapse is determined either by the ultimate strength of the concrete or by the effect of the elevated temperature on the steel bar.

The structural behaviour of a beam restrained at the both ends is shown in Fig. 14, 15 and 16[19-21].

In the case of prestressed concrete structures, the strength of steel at the elevated temperature is different from the usual steel bar and the initial stress of concrete is also higher than for ordinary reinforced concretes, but the structural behaviour of a member exposed to fire is essentially the same as for ordinary reinforced concrete members.

Some mechanical properties of concrete and steel bars at eleveted temperatures, especially the stress strain curves, have been investigated experimentally by a number of laboratories.

Spalling of Concrete

The explosive breaking off of pieces from concrete materials during fire exposure is known as spalling. Reinforced or prestressed concrete structure has explosively spalled in the early stage of fire. In general spalling reduces the fire resistance of a structure. Sometimes the concrete structure with thin thickness loses their function as the structural member by

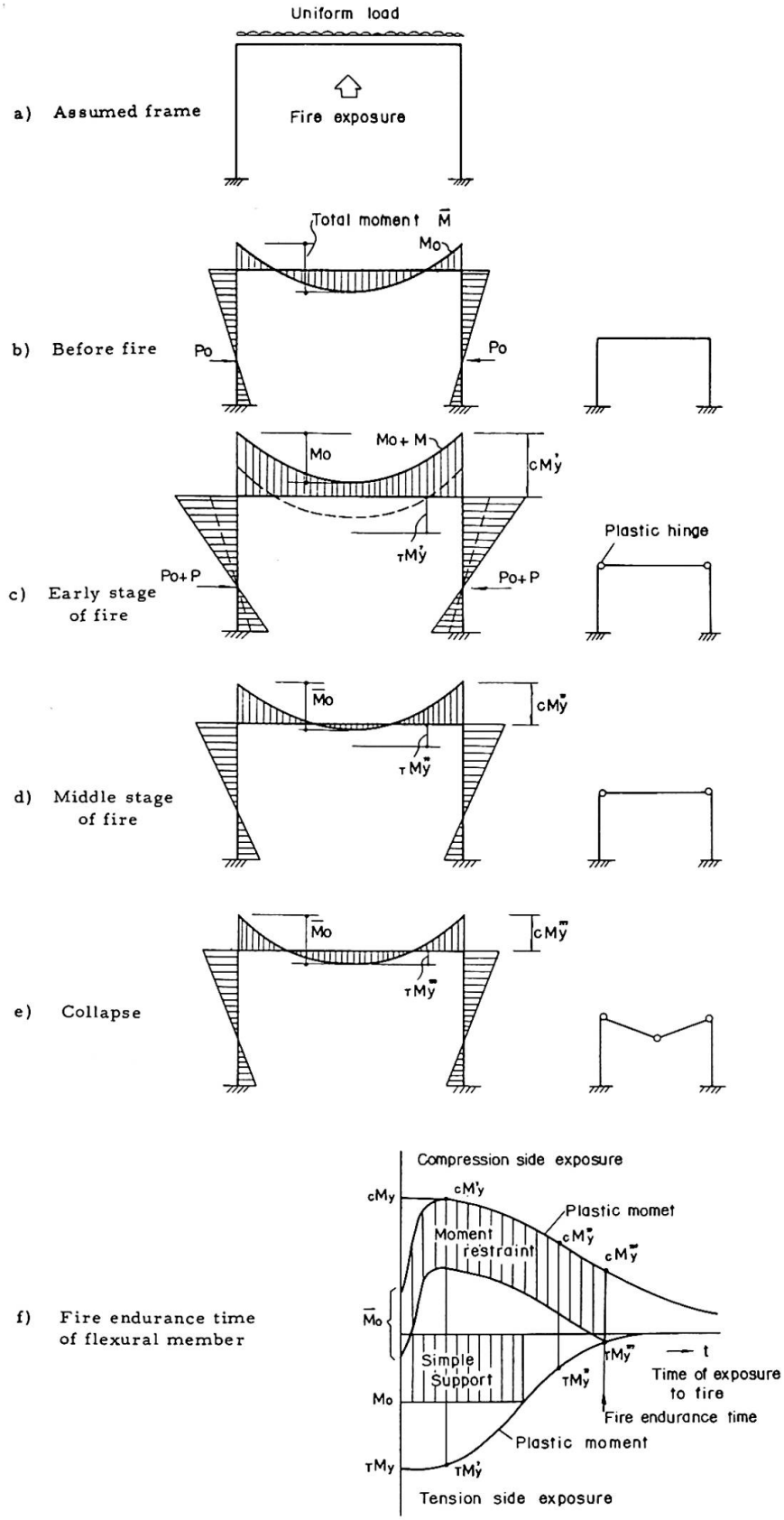


Fig. 17. Redistribution of moment and mechanism of collapse in building fire

the explosive spalling of concrete, while thick structural member does not cause structural failure except that part of the concrete surface falls to pieces by spalling. Therefore it becomes very difficult to protect a building from fire when concrete structures are used. Thus, the phenomenon of spalling of concrete structure under fire can be regarded considerably important among other happenings caused by fire.

At present, however, the cause for this explosive spalling of concrete when exposed to fire has not been thoroughly explained. There are numerous factors which influence spalling. From experimental and theoretical data it can be derived that the most common types of spalling are spalling mainly due to thermal stress of a concrete near the surface [23-25], and spalling mainly due to formation of steam at high pressure in the concrete [26].

Effect of Restraint

In the case of general, structural member is fixed to other members at the end. Therefore, it can be considered as having an elastic restraint against expansion and rotation. Suppose the beam in Fig. 17-a, which receives uniform load, is heated at the bottom. Bending moment of each member distributes as shown in Fig. 17-b. When the beam is heated, distribution of bending moment moves upwards in parallel because of axial and moment restraint as shown in Fig. 17-c. If stiffness of restraint member is large, this change grows large.

Moreover, magnitude of end moment (M+Mo) differs by reinforcement at the end of beam and it grows up to the value of bending moment ${}_cM_y'$ at which end section of beam being heated on the compression side causes failure. Since value of ${}_cM_y'$ decreases with accordance of the passage of time, (M+Mo) at the end, lowers along with the passage of heating time after it reaches ${}_cM_y'$ and then becomes ${}_cM_y''$ and ${}_cM_y'''$. Because total moment by dead load and external load of beam is definite, moment in the center of span increases by gradually. When moment in the center of span grows as large as the value of bending moment ${}_tM_y'''$ at which section heated on the tension side causes failure, beam as a whole makes sudden transformation to result in collapse, as shown in Fig. 17-e.

References

1. THOMAS, P. H., HESELDEN, A.J.M., LAW, M., (Fully- Developed Compartment Fires.) Fire Research Technical Paper No.18, H.M.S.O.
2. THOMAS, P. H., NILSSON, (Fully Developed Compartment Fires) Fire Research Note No.979, 1973
3. SEKINE, T., Report of the Building Research Institute of Japan No.29, 1959
4. HESELDEN, A.J.M., THOMAS, P.H., LAW,M., (Burning Rate of Ventilation Controlled Fires in Compartments.) Fire Technology Vol.6, No.2, 1970
5. HARMATHY, T.Z., (A New Look at Compartment Fires. Part I.II.) Fire Technology, Vol.8, No.3, No.4, 1972
6. KAWAGOE, K., SEKINE, T., (Estimation of Fire Temperature-time Curve in Rooms.) Building Research Institute of Japan, Research Paper No.11, 1963, No.29, 1967

7. ÖDEEN, K.,(Theoretical Study of Fire Characteristics in Enclosed Space.) Royal Institute of Technology, Bulletin No.10, 1963
8. KAWAGOE, K., Fire and Modern Building Design. Proceedings of the Fourth CIB Congress, 1968
9. FIRE RESEARCH. H.M.S.O. 1959
10. YOKOI, S., Building Research Institute of Japan, Occasional Report No.12 1963
11. YOKOI, S., Report of the Building Research Institute of Japan, No.34, 1960
12. WAKAMATSU, T., Building Research Institute of Japan,Research Paper No.54, 1972
13. PETTERSSON, O., ACTA Polytechnica Scandinavica, Civil Engeneering and Building Construction Series, No.33, 1965
14. HIGH TEMPERATURE STRENGTH GROUP, (Mechanical Properties of Structural Steel at High Temperature and After Heating.) JSSC Vol.4, No.33, 1968, Vol.5, No.45, 1969
15. SAITO, H., Building Research Institute of Japan, Research Paper No.31, 1968
16. HARMATHY, T. Z., Fire Test Method, Restrain and Smoke, 1966, ASTM, STP 422
17. SAITO, H., Trans. of the Architectural Institute of Japan No.76, 1962
18. SAITO, H., Bulletin of the Fire Prevention Society of Japan, 15, No.1, 1966
19. SAITO, H., Building Research Institute of Japan, Research Paper No.32, 1968
20. YAKOVLEV, A.I., Teoriya Rascheta I Konstruirovaniya Zhelezo Betonnykh Konstruktsiy, Moscow, 1958
21. EHM. H, VON POSTEL.R, Feuerwiderstandsfähigkeit von Spann-beton, Bauverlag GmbH. Wiesbaden 1966
22. BECKER, J., BRESLER, B.,(A Computer Program for the Fire Response of Structures-Reinforced Concrete Frames) Report No. UCB FRG 74-3 1974
23. CARLSON, C. C., SELVAGGIO, S. L., GUSTAFERRO, A. H., Feuerwiderstandsfähigkeit von Spann-beton, Bauverlag GmbH. Wiesbaden, 1966
24. KORDINA, K., Feuerwiderstandsfähigkeit von Spann-beton, Bauverlag GmbH. Wiesbaden, 1966
25. SAITO, H., Feuerwiderstandsfähigkeit von Spann-beton, Bauverlag GmbH. Wiesbaden, 1966
26. SHORTER, G. W., HARMATHY, T. Z., (Discussion on the Fire-resistance of Prestressed Concrete Beams) Proceedings, Institute of Civil Engrs., 20, 1961

SUMMARY

The inadequacy of traditional design philosophy for fire protection in accordance only with a building code is discussed.

The characteristics of compartment fires are reviewed. And the fire endurance of structural elements is influenced by the reduction of strength of materials and by the thermal stresses produced in the structure by restraint. Therefore, the influence of the thermal stress is a problem to be considered carefully.

A new fire engineering design approach is considered.

RESUME

Les dispositions constructives traditionnelles pour la protection contre l'incendie ne sont pas satisfaisantes lorsqu'elles sont basées uniquement sur un règlement de construction.

Les caractéristiques des incendies sont passées en revue. La résistance à l'incendie des éléments d'une structure dépend de la résistance des matériaux et des efforts thermiques produits dans la structure. L'influence des efforts thermiques doit être étudiée sérieusement.

Une nouvelle méthode de dimensionnement au feu est proposée.

ZUSAMMENFASSUNG

Bezüglich des Brandschutzes unterstreichen die Autoren die Unzulänglichkeit einer traditionellen Entwurfskonzeption, welche nur auf Baureglementen basiert.

Die charakteristischen Eigenschaften von Feuereinwirkungen in Brandabschnitten werden untersucht. Der Feuerwiderstand von Tragelementen wird durch die Abnahme der Materialfestigkeit und durch die thermischen Zwängungsspannungen beeinflusst. Diese Zwängungsspannungen verdienen daher besondere Aufmerksamkeit.

Es wird ein neues ingenieurmässiges Entwurfsverfahren für den Brandschutz dargestellt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Calcul et conception des structures métalliques ou mixtes en vue de leur résistance à l'incendie

Bemessung von Stahl- und Verbundbauwerken gegen Brandeinwirkungen

Design of Steel and Composite Structures for Fire Resistance

D. SFINTESCO
Dr.-Ing.E.h., F.ASCE
Conseiller Scientifique, CTICM
Secrétaire Général Technique, CECM
Puteaux, France

Comportement au feu des structures en acier ou mixtes

SOMMAIRE

1. CONSIDERATIONS PRELIMINAIRES

2. ASPECTS FONDAMENTAUX DU COMPORTEMENT AU FEU DES STRUCTURES METALLIQUES

2.1. Effets du réchauffement sur les propriétés des aciers de construction
2.2. Critères de référence pour la tenue d'un élément de construction
2.3. Influence de la massivité des sections
2.4. Effets des dilatations thermiques
2.5. Effets de l'empêchement du déplacement des extrémités d'une poutre
2.6. Effets du gradient de température
2.7. Effet de l'hyperstaticité
2.8. Effets du taux d'utilisation de la capacité portante

3. TENUE AU FEU DES ELEMENTS PORTEURS ET DES STRUCTURES EN ACIER

3.1. Eléments sollicités en traction
3.2. Eléments sollicités en flexion
3.3. Eléments sollicités en compression
3.4. Remarques générales relatives aux structures
3.5. Structures non protégées

4. PROTECTION DES ELEMENTS PORTEURS ET DES STRUCTURES EN ACIER

4.1. Protection par couche isolante
4.2. Protection par transfert de chaleur

5. STRUCTURES MIXTES ACIER-BETON

6. SECURITE DES STRUCTURES EN CAS D'INCENDIE

7. BIBLIOGRAPHIE

1. CONSIDERATIONS PRELIMINAIRES

Toute structure de bâtiment comporte certains risques de dommages en cas d'incendie. L'importance de ces risques dépend de nombreux facteurs ayant trait aussi bien aux caractères bu bâtiment qu'à son utilisation et à son contenu, ainsi qu'aux éventuelles mesures de prévention et de protection.

Les dangers encourus peuvent être classés en trois grandes catégories, selon qu'ils concernent les personnes, les biens matériels ou le bâtiment même. Le présent rapport ne se réfère qu'à cette dernière catégorie de risques et traite uniquement des bâtiments à structure portante en acier ou mixte (acier-béton).

L'étude du comportement des structures de bâtiments sous l'effet des actions thermiques d'un incendie a progressé considérablement au cours de la dernière décennie, les résultats les plus significatifs étant enregistrés dans le domaine des structures en acier.

Une meilleure connaissance des phénomènes, en fonction des conditions et circonstances précises dans lesquelles ils se produisent et se développent, permet de serrer la réalité de plus près et de mieux doser les mesures destinées à limiter les risques et leurs conséquences. Or, la résistance des structures n'est qu'un aspect partiel dans l'ensemble des problèmes de la sécurité vis-à-vis de l'incendie. Il convient donc, bien sûr, d'assurer cette résistance dans toute la mesure nécessaire, mais sans exagération inutile et anti-économique, qui serait éventuellement réalisée aux dépens des mesures de sécurité prioritaires, concernant par exemple directement les personnes.

La conscience de la nécessité d'une connaissance aussi précise que possible du comportement au feu des structures a largement contribué à susciter et à encourager les recherches dans ce domaine, dont les résultats sont sommairement reflétés dans le présent rapport.

2. ASPECTS FONDAMENTAUX DU COMPORTEMENT AU FEU DES STRUCTURES METALLIQUES

2.1. Effets du réchauffement sur les propriétés des aciers de construction

Le processus de réchauffement d'un corps, sous l'effet d'un flux thermique donné, dépend notamment de la chaleur spécifique et de la conductivité thermique du matériau. Ces propriétés caractéristiques sont assez bien connues pour les aciers de construction, en fonction de leur composition chimique. En particulier en ce qui concerne la conductivité thermique -propriété qui détermine le gradient de température dans la phase de réchauffement- les études expérimentales ont montré qu'elle varie en fonction du niveau de température et, plus précisément, qu'elle subit une légère diminution au fur et à mesure que la température monte.

La complexité des données fondamentales et les dispersions inhérentes aux études expérimentales dont elles résultent, conduisent cependant à l'adoption de valeurs considérées moyennes dans le domaine d'application pratique envisagé. Le degré de précision de ces valeurs semble acceptable en ce qui nous concerne.

L'élévation de température due aux actions thermiques d'un incendie exerce une influence directe sur les principales caractéristiques mécaniques de l'acier, qui déterminent la tenue des éléments de construction : limite d'élasticité σ_y, résistance à la rupture σ_R et module de déformation E.

La variation de ces caractéristiques en fonction de la température a été étudiée expérimentalement par divers chercheurs. On connaît ainsi avec assez de précision l'abaissement progressif de la limite d'élasticité et du module de déformation E, dû à l'élévation de température. On a également constaté, pour la résistance à la rupture en traction, un léger accroissement à partir de l'ambiante, avec un maximum vers 200-250° C, suivi d'un abaissement progressif de résistance au-delà de cette température. Enfin, il est bien connu que les aciers de construction présentent certaines caractéristiques de fluage pour des températures supérieures à 400-450° C (figure 1).

Les diagrammes de traction obtenus expérimentalement sur des aciers courants de construction sous diverses températures montrent, par exemple, l'abaissement progressif et finalement la disparition de la limite d'élasticité avec l'élévation de la température. Implicitement, ils font ressortir la variation du module de déformation E, ainsi que le fluage prématuré aux températures élevées (figure 2).

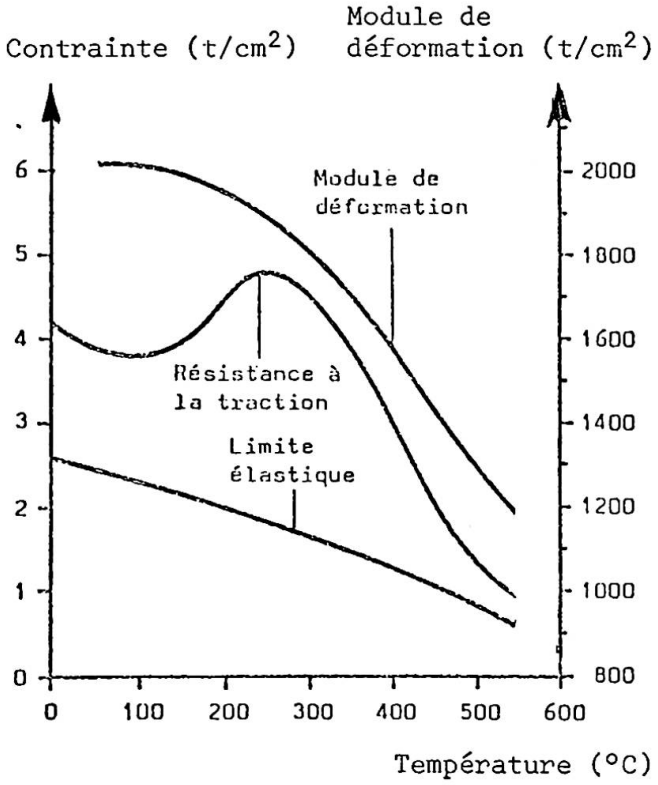


Figure 1

Caractéristiques de l'acier Ac 24/37 à différentes températures.

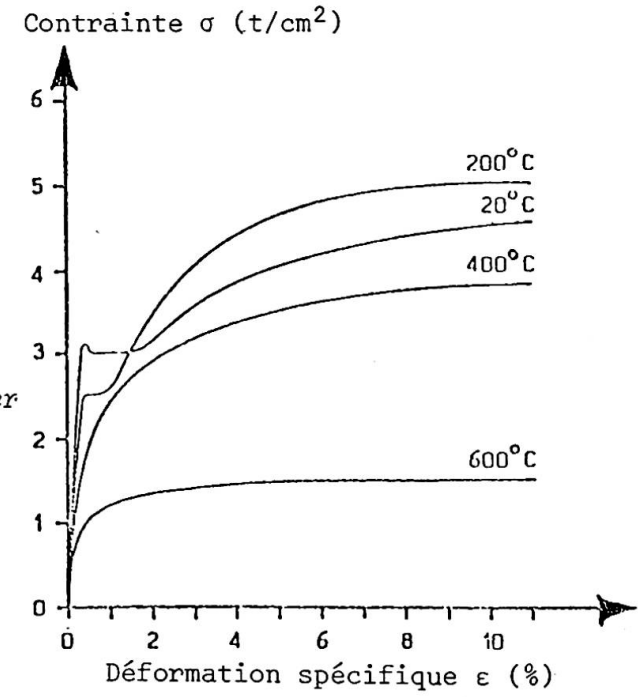


Figure 2

Diagramme contrainte-déformation de l'acier doux ASTM A.36 à différentes températures

Les résultats de ces recherches accusent une certaine dispersion due sans doute aux conditions d'essai respectives, mais les conclusions qui s'en dégagent sont suffisamment concordantes pour être acceptées comme bases des études de la tenue au feu des structures métalliques. Or, la connaissance du comportement de l'acier sous l'effet des températures élevées est une condition préalable pour le dimensionnement des éléments de construction exposés à de telles températures.

2.2. Critères de référence pour la tenue d'un élément de construction

De même que pour l'étude de résistance et de stabilité des structures et de leurs éléments constitutifs sous l'effet des charges statiques ou dynamiques, l'étude de la tenue au feu doit se rapporter à une certaine limite conventionnellement ou réglementairement adoptée comme critère de référence.

Sur un plan général, une telle limite correspond à un seuil accepté comme représentatif de la cessation d'une fonction essentielle de l'élément ou de la structure. Pour un élément porteur, cette limite peut traduire soit la rupture, soit l'affaissement ou une déformation excessive, annulant ou compromettant sa capacité portante : il s'agit alors d'un critère de ruine. On peut cependant aussi envisager la référence à d'autres critères, liés à des aspects fonctionnels de "serviceabilité".

Pour ce qui est de la tenue au feu, le critère de référence peut être défini de différentes manières. En effet, il peut se traduire soit par une limite de déformation, soit par l'affaissement de l'élément, soit enfin par une température critique.

Ainsi, par exemple, les règlements belge et français prescrivent, pour les éléments sujets à flexion, un critère de ruine très simple représenté par une limite de flèche à 1/30 de la portée.

Ce critère présente l'avantage de la simplicité, mais il se prête mal à la définition d'une température critique, qui dépend de nombreux paramètres qui n'apparaissent pas dans cette approche trop sommaire et globale.

Un autre critère, largement appliqué dans la pratique expérimentale, est défini par rapport à une "flèche spécifique", ou vitesse de déformation, en application de la formule préconisée par Ryan et Robertson :

$$\frac{\Delta_f}{\Delta_t} = \frac{l^2}{9000\ h} \qquad \text{cm/min}$$

où Δ_f, l et h sont respectivement l'accroissement de la flèche, la portée de l'élément et la hauteur de la section (en cm)

et Δ_t l'intervalle de temps considéré (en min).

Un tel critère fondé uniquement sur la déformation peut servir pour définir conventionnellement le point de ruine et se traduire par une température critique lorsqu'il s'agit d'un élément isostatique dont les caractéristiques géométriques sont bien définies par ailleurs.

Il est cependant possible de définir la température critique indépendamment du système statique, comme étant celle pour laquelle la vitesse de déformation devient infinie :

$$\frac{\Delta_f}{\Delta_t} = \infty$$

Ce critère est facile à établir. De plus, il permet la comparaison directe entre les essais sur éléments de construction et les essais de fluage sur éprouvettes de traction. Il présente donc un certain intérêt pour la recherche.

L'étude plus en plus poussée du comportement des structures et de l'incidence d'ensemble des divers paramètres, a conduit au concept plus élaboré de la température critique en tant que critère de référence dépendant de toutes les influences entrant en ligne de compte.

Ainsi, il est maintenant reconnu que la température critique dépend largement de la distribution des températures dans l'élément considéré, aussi bien en section que sur la longueur. Selon que l'élément est également frappé par l'action thermique sur toutes ses faces ou qu'il se trouve partiellement protégé, par exemple au contact d'une dalle (collaborante ou non), on peut enregistrer une distribution différente de la température critique dans la section : elle est sensiblement uniforme dans le premier cas, mais peut présenter un gradient non négligeable dans le second.

De même, des différences de réchauffement sont souvent constatées entre les zones centrales des travées et celles proches des appuis. Elles ont une influence notable sur la température critique.

L'influence des distributions non uniformes des températures a fait l'objet d'études expérimentales et théoriques concordantes, qui permettent déjà d'en tenir compte dans le dimensionnement des éléments. Ces différences de réchauffement sont d'autant plus marquées que l'élévation de température est plus rapide. Donc, influence de la vitesse de réchauffement.

Un autre aspect majeur de la détermination de la température critique résulte du fait que, dans les structures réelles de bâtiments, les éléments frappés par l'action thermique d'un incendie ont toujours à supporter les charges statiques qui leur sont normalement imposées. Il y a donc simultanéité d'action des charges statiques et des actions thermiques.

Les charges statiques dont il s'agit dans ce cas ne sont pas les charges de calcul, mais celles qui correspondent à l'utilisation probable du bâtiment à un moment quelconque. Elles correspondent donc, sauf cas exceptionnels, à un niveau de contrainte inférieur à celui résultant de l'utilisation maximale admissible de la résistance à l'ambiante.

Il est donc important de reconnaître que la température critique d'un élément de construction varie avec le degré d'utilisation de sa capacité portante. Ce degré s'exprime par le rapport M/M_u ou F/F_u entre le moment ou l'effort supposé réel et le moment ou l'effort maximum correspondant à la capacité de résistance de l'élément à l'ambiante (20° C).

Enfin, il y a lieu de remarquer la similitude entre le comportement plastique des structures sous l'effet des charges statiques et leur comportement en présence des actions thermiques. Logiquement cette remarque vaut aussi pour l'intervention combinée de ces deux types d'actions.

En particulier, la ruine du système porteur se produit, dans un cas comme dans l'autre, de façon semblable par la formation de rotules plastiques et la constitution de mécanismes. Le fait que le réchauffement agisse sur les résistances plutôt que sur les sollicitations n'altère pas le caractère du processus.

La conséquence directe en est que, tout comme pour les charges statiques, l'hyperstaticité du système apporte un surplus considérable de résistance des structures vis-à-vis de l'incendie.

On constate, en conclusion, que la température critique qui caractérise la tenue d'un élément sous l'effet des actions thermiques dues à un incendie, dépend d'un grand nombre de facteurs dont aucun ne doit être négligé si l'on veut atteindre une approche correcte du problème.

2.3. Influence de la massivité des sections

Le processus de réchauffement des éléments exposés au flux thermique dépend évidemment de l'importance de celui-ci par rapport à la masse métallique à réchauffer.

Or, le flux thermique se présente, par convection et par radiation sur les faces exposées de l'élément, à l'exclusion donc de celles accollées à une dalle ou à tout autre élément massif protecteur.

De ce fait, on fait intervenir dans les calculs un facteur U/F, dit "de massivité" dans lequel U est le contour de la section transversale ou la partie de ce contour exposée au flux thermique et F est l'aire de la section transversale de l'élément étudié.

Ce facteur représente, en fait, l'inverse de la massivité, car plus la pièce est massive, plus ce facteur est faible.

L'incidence du flux thermique sur les faces de l'élément métallique et, par conséquent, le processus de réchauffement qui en résulte, diffèrent considérablement selon que cet élément est protégé ou non et, dans le premier cas, selon le type, la nature et l'épaisseur de la protection. Il est donc logique que la protection des éléments métalliques entre, elle aussi, pleinement en ligne de compte dans la détermination des effets d'un programme thermique donné.

Pour la commodité des applications pratiques, il est indiqué de considérer conjointement l'influence du rapport géométrique proprement dit U/F et celle de la protection. Les valeurs ainsi déterminées représentent donc, en fait, une massivité fictive puisqu'elles englobent les deux influences.

Ce procédé simplifié s'impose en vue de la confrontation des études théoriques avec les résultats d'essais, puisque ces deux influences sont indissociables expérimentalement.

En considérant séparément le cas des éléments métalliques dont une face se trouve en contact avec une dalle de béton -cas fréquent des planchers mixtes- ou celui des éléments partiellement enrobés, on peut déterminer les valeurs de ce facteur en tenant compte de ces influences additionnelles.

Enfin, on peut considérer à part le cas des éléments pour lesquels il y a lieu d'admettre comme température critique celle qui intervient dans une partie de la section, déterminante pour la tenue de l'élément, par exemple dans la semelle tendue d'une poutre en flexion.

Les valeurs ainsi déterminées du facteur de massivité (fictive) sont données, pour les profils laminés courants, sous forme de tableaux ou abaques pour l'usage pratique, permettant le dimensionnement de chaque élément par simple choix direct du profil.

2.4. Effets des dilatations thermiques

L'élévation de température d'un élément métallique provoque une dilatation de celui-ci, donc une variation de sa longueur. Cette variation reste sans effets sur la tenue au feu tant qu'il s'agit d'un élément isostatique, dont la dilatation est libre.

Cependant la dilatation des éléments constitutifs d'une structure est souvent entravée, et parfois même empêchée, par la résistance que les éléments adjacents opposent au déplacement des noeuds.

Il en est ainsi par exemple, des poteaux de bâtiments à étages ou des traverses de portiques multiples.

Les majorations de contraintes pouvant en résulter dans ces éléments doivent être déterminées avec discernement, compte tenu, d'une part, de la distribution des températures sur la longueur de l'élément considéré (effet modérateur d'une distribution non uniforme, par rapport à celui d'une distribution supposée uniforme de la température du point le plus sollicité thermiquement) et, d'autre part, de la résistance effective rencontrée par la dilatation ainsi déterminée, en fonction des caractéristiques du système de structure.

Dans la détermination de ces majorations de contraintes, il y a lieu de tenir compte du fait que dans toute pièce comprimée il y a une certaine interdépendance entre la flèche et la contrainte.

2.5. Effet de l'empêchement du déplacement des extrémités d'une poutre

La flèche que prend sous l'effet du réchauffement une poutre isostatique sur appuis libres, a pour conséquence un rapprochement de ses extrémités. Cela implique des précautions pour empêcher la chute de la poutre entre ses appuis.

Mais lorsque les extrémités d'une poutre sont tenues par des attaches qui empêchent leur déplacement axial, la flèche s'en trouve réduite par rapport à celle qui se produirait dans le cas des appuis libres. C'est le cas, par exemple, d'une travée intermédiaire d'un portique multiple, où la raideur des files de poteaux situées de part et d'autre s'oppose à ce déplacement.

De cette entrave au déplacement des extrémités, il résulte un relèvement considérable de la température critique définie en fonction de la flèche.

Cet effet a été prouvé expérimentalement.

2.6. Effets du gradient de température

Un autre aspect essentiel est le gradient de température qui se produit entre une face exposée et une face non exposée au feu d'un élément. La dilatation différentielle qui en résulte donne lieu à une courbure qui se superpose à celle due au réchauffement général de la poutre.

C'est notamment le cas des solives et poutres de planchers mixtes, supportant une dalle de béton (associée ou non), ainsi que celui des poteaux exposés au feu sur un seul côté.

2.7. Effets des encastrements

Lorsqu'un élément isostatique sur deux appuis prend une flèche, ses extrémités subissent une rotation dans le plan de flexion. Cette rotation se produit alors librement.

Par contre, dans un élément faisant partie d'une structure et notamment d'un système hyperstatique, les attaches aux extrémités de la barre et les éléments adjacents s'opposent à la rotation des noeuds. Il s'agit alors d'une rotation entravée, dont on peut déterminer la valeur selon les méthodes classiques du calcul des structures.

Le cas limite de cet effet est celui d'un encastrement parfait (ou quasi parfait) dans un milieu rigide, tel qu'un massif en béton.

Le degré d'encastrement exerce une influence considérable sur le comportement de l'élément et donc sur sa résistance sous l'effet des actions thermiques.

L'effet d'encastrement joue pleinement dans le cas des travées intermédiaires des poutres continues.

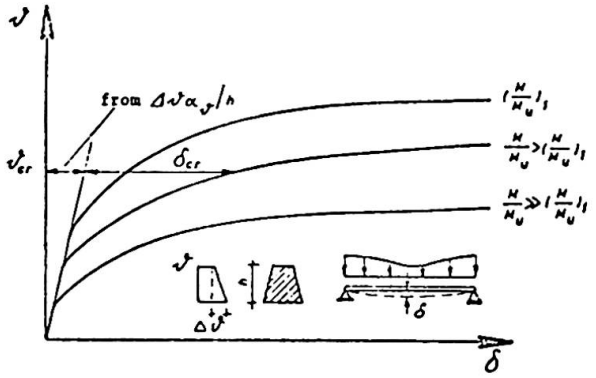
2.8. Effets du taux d'utilisation de la capacité portante

La température critique d'un élément porteur dépend fortement de son niveau de sollicitation statique en service, celui-ci étant caractérisé -suivant le mode de sollicitation- par le rapport entre la charge ou le moment du à ce niveau de sollicitation et la charge ou le moment ultime à l'ambiante (F/Fu ou M/Mu).

Des essais systèmatiques sur éléments de construction différemment chargés ont confirmé les résultats des considérations théoriques à ce sujet et ont permis d'établir avec une précision suffisante cette influence.

Le diagramme de la fig. 3, résultant de tels essais sur une poutre en flexion fait apparaître cette influence. On y remarque, au départ, une zone linéaire correspondant au gradient de température en section, suivie par une plastification progressive accompagnée de fluage à chaud.

Figure 3



Il est important de noter qu'il ne s'agit pas des sollicitations nominales de calcul, mais bien de celles qui avec une probabilité suffisante, seraient rencontrées à un moment quelconque en service normal.

Cette influence peut être exploitée dans certains cas dans lesquels il est possible d'atteindre une durée de résistance exigée, avec une protection réduite ou même sans protection, en choisissant un profil plus fort. Le critère de l'opportunité d'une telle mesure est alors de nature économique.

3. TENUE AU FEU DES ELEMENTS PORTEURS ET DES STRUCTURES EN ACIER

3.1. Eléments sollicités en traction

La ruine (critère de référence) d'un élément tendu se rapporte soit à une perte de résistance, soit à un allongement excessif entraînant des désordres inadmissibles dans le système porteur.

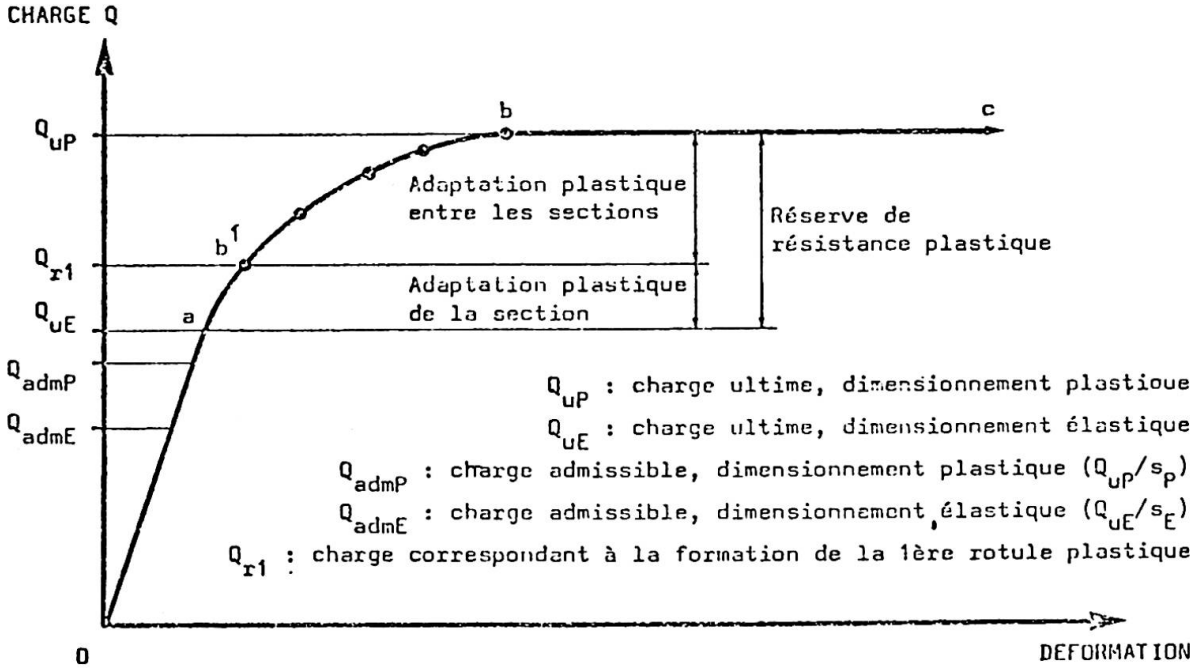
Les éléments tendus qui assurent la stabilité de la structure ou de sous-ensembles importants appellent une attention particulière et une marge de sécurité accrue.

C'est le cas notamment des barres de contreventement et de certains tirants dont la mise hors service compromettrait la stabilité du bâtiment.

3.2. Poutres sollicitées en flexion

Quoiqu'il soit toujours possible de recourir à un calcul en élasticité, pour lequel l'état limite serait en principe le même que dans le cas des charges statiques, le caractère du processus de ruine dû au réchauffement s'apparente, en fait, au comportement plastique sous charges statiques, avec la formation de rotules plastiques conduisant à la constitution d'un mécanisme. C'est donc par un calcul en plasticité qu'il convient de traiter le problème.

Schématiquement et en se fondant sur le concept d'analyse plastique du premier ordre, Vinnakota propose un diagramme très suggestif qui fait apparaître les niveaux des sollicitations limites selon le mode de calcul (figure 4).



a : plastification de la fibre la plus sollicitée
b' : formation de la 1ère rotule plastique
b : formation du mécanisme de rupture

0 - a : régime élastique
a - b : régime élasto-plastique
b - c : régime de déformation plastique libre

Figure 4

Courbe charge-déformation d'une structure métallique

Nous nous bornons ici à reproduire un tableau récapitulatif des résultats obtenus en Suède, par Thor, dans une étude systématique relative à une poutre sur deux appuis, car elle met très clairement en évidence les effets des facteurs mentionnés ci-après.

Distribution des températures	Système	Degré d'utilisation %	Température critique °C
a) uniforme, avec élévation lente		50	530
b) non uniforme dans la section, avec élévation rapide et avec un gradient donnant dans la semelle supérieure une température supérieure de 100° C à celle de la semelle inférieure		50	590
a)		25	620
b)		25	720
a) uniforme, avec élévation lente		50	560
b) non uniforme sur la longueur, avec élévation rapide et une température aux extrémités inférieure de 100° C à celle de la zone centrale		50	640
a)		25	640
b)		25	800

Résultats des recherches de Thor sur l'influence
- de l'hyperstaticité du système
- de la distribution des températures
- du degré d'utilisation de l'élément
sur le niveau de la température critique

Ainsi, par exemple, pour la poutre isostatique sur deux appuis, la température critique est celle qui correspond à la formation d'une rotule plastique, tandis qu'il faut trois rotules pour créer un mécanisme à un degré de liberté dans la poutre encastrée aux deux extrémités.

D'une manière générale, on peut constater que de tous les types d'éléments porteurs, les poutres en flexion représentent la catégorie dont la tenue au feu a été le mieux explorée expérimentalement, permettant ainsi d'étayer les conclusions des études théoriques par des résultats d'essais suffisants.

Il a donc été possible d'établir, pour les types de profilés courants, des moyens pratiques et simples -sous forme d'abaques ou de tableaux- pour le choix des sections et la détermination des protections nécessaires en fonction des résistances exigées.

3.3. Eléments comprimés

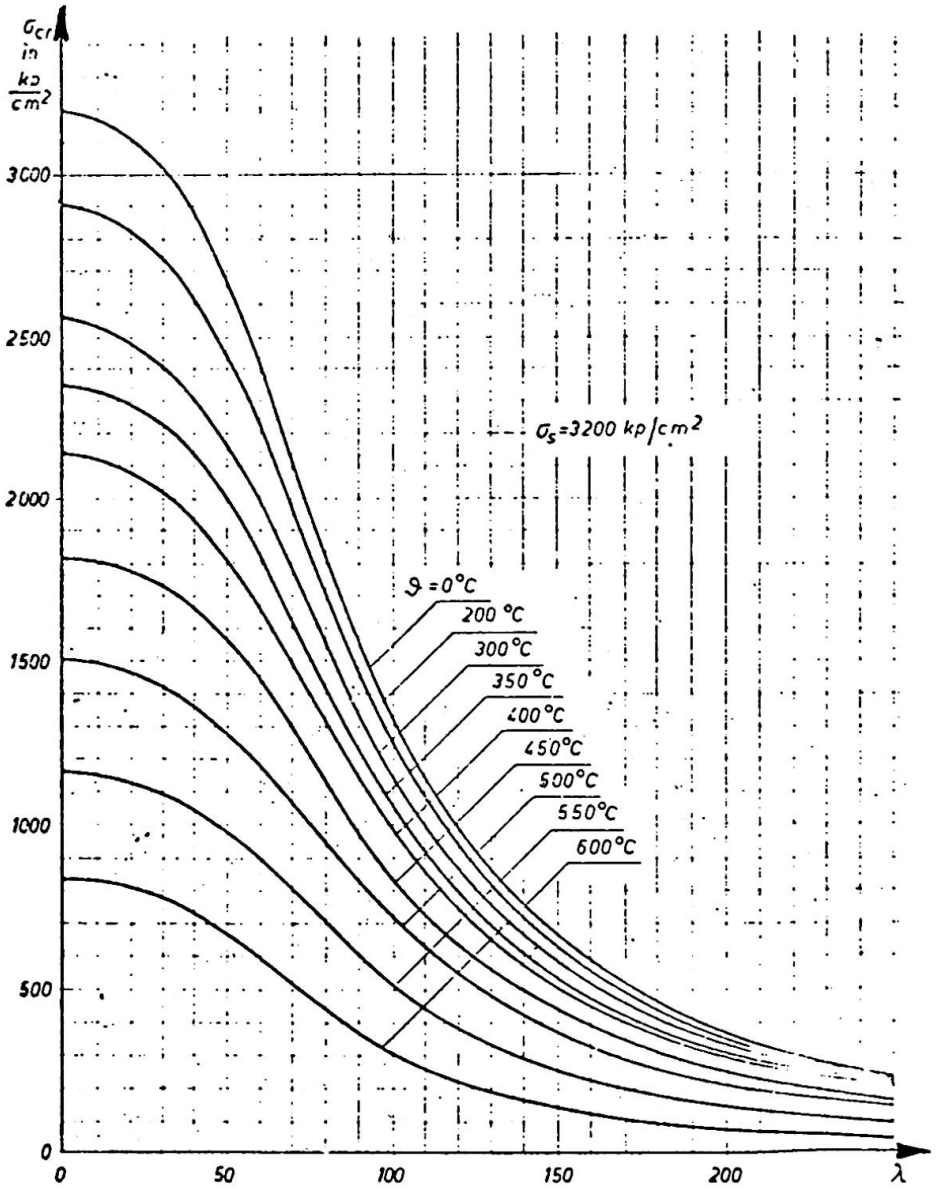
Le comportement des poteaux et autres éléments comprimés n'a pas encore fait l'objet d'une expérimentation aussi complète que celui des poutres fléchies. Toutefois, certaines séries d'essais récents ou en cours constituent déjà une base d'appréciation non négligeable.

L'action thermique influe de diverses manières sur la capacité portante d'un élément comprimé par :

- la réduction des caractéristiques mécaniques du métal
- l'excentricité supplémentaire pouvant résulter des déformations d'origine thermique
- les contraintes supplémentaires résultant d'un empêchement de dilatation
- l'effet de torsion dû à un réchauffement non uniforme ou les moments pouvant résulter d'un empêchement de cette torsion
- les phénomènes de fluage qui interviennent aux températures élevées.

En se fondant sur les théories générales du flambement et en y appliquant les influences des effets thermiques, il a été possible d'établir des courbes de flambement pour un élément bi-articulé, en compression axiale et en fonction de la température.

Figure 5



Des essais effectués sur poteaux protégés ou non, semblent révéler des résistances légèrement supérieures aux indications théoriques, mais il serait prématuré de conclure dans ce sens avant de disposer des résultats d'une expérimentation plus complète.

Ces essais se réfèrent à une température critique définie comme étant la température moyenne en section, à partir de laquelle l'élément métallique cesse de remplir sa fonction portante.

La pratique expérimentale courante dans la plupart des essais de poteaux effectués à ce jour a été fondée sur la prédiction des conditions de ruine à partir des températures mesurées de l'élément métallique (protégé ou non). Cette méthode semble conduire à des résultats acceptables, mais il n'en reste pas moins que l'essai en charge donnera toujours les indications les plus fiables.

3.4 Remarques générales relatives aux structures

Les aspects fondamentaux qui concourent à la tenue au feu des éléments structuraux en acier sont maintenant assez bien connus, grâce aux études théoriques et aux expériences qui en ont fourni les bases ou en ont confirmé les résultats.

De même, les processus de comportement des structures en acier et de leurs éléments constitutifs sous l'effet du feu apparaissent nettement en superposant les influences d'origine thermique à l'étude classique de la stabilité et de la résistance des systèmes porteurs.

Par ailleurs, l'étude expérimentale correspondante a pris récemment une tournure très réaliste et significative, par l'orientation vers des essais d'éléments et de sous-ensembles en grandeur nature, avec application simultanée de charges statiques et des programmes thermiques reflétant les conditions d'un incendie réel. La CECM a joué un rôle décisif dans ce sens, par la création d'une station d'essais conçue à cet effet.

Quelques lacunes subsistent cependant encore dans cet enchaînement, au niveau de la corrélation entre les résultats observés dans un four et ceux qu'un même programme thermique provoque dans l'enceinte d'un bâtiment, où les parois -suivant leur nature- ont des caractéristiques d'émissivité et de réfraction différentes.

Par ailleurs, il faut reconnaître que s'il reste encore beaucoup à faire dans le domaine de l'analyse du comportement de certaines catégories d'éléments porteurs, l'extrapolation des connaissances acquises à l'étude des structures n'en est qu'à ses tout premiers débuts.

Il n'est certes pas envisageable pratiquement de procéder à une large expérimentation dans ce domaine, mais la complexité de l'étude fondée sur les effets concurrents d'un grand nombre de paramètres exige au moins une confirmation ponctuelle des résultats par des essais sur des sous-ensembles en grandeur nature, corroborés avec des essais plus systématiques sur modèles réduits.

Ces perspectives de recherches qui s'ouvrent encore dans le domaine de la résistance au feu des structures en acier, doivent conduire à mieux définir les types de structures par rapport à leur tenue à l'incendie et à guider le choix des systèmes porteurs et des dispositions constructives en fonction de leur tenue au feu.

3.5. Structures non protégées

La détermination des conditions et des limites dans lesquelles la protection d'un élément ou d'une structure en acier n'est pas nécessaire, est une question de première importance, tant du point de vue de la sécurité que de l'économie et de la réalisation de l'ouvrage.

L'analyse de cette question s'inscrit dans l'étude d'ensemble de la sécurité à l'incendie, qui se situe en dehors du sujet précis du présent rapport. Notons toutefois que dans de nombreux cas il est inutile de protéger la structure en acier, soit parce qu'un incendie possible en fonction de la charge calorifique et des conditions géométriques et de ventilation du local ne pourrait pas donner lieu à une élévation de la température au-dessus du niveau critique dans les éléments affectés, soit en raison des exigences minimales de résistance au feu qui découlent de l'utilisation des locaux et de l'ensemble des mesures de protection existantes.

Prévoir alors néanmoins une protection serait une mesure anti-économique injustifiée.

Les critères généraux concernant la résistance des structures mentionnés en 2.1. à 2.8. et les indications données en 3.1. à 3.3. sont valables sans restriction dans le cas particulier des structures non protégées. Leur application permet donc d'établir des moyens pratiques de dimensionnement en fonction des mêmes paramètres que pour les éléments protégés.

Ainsi l'abaque de la figure 6, tracé à partir de considérations théoriques, fait apparaître l'influence de la température critique sur la résistance des poutres en acier non protégées, exprimée en minutes, par référence aux essais en four conduits sous le programme thermique normalisé.

Il est également important de ne pas confondre la résistance à un incendie naturel avec celle rapportée au programme thermique normalisé. Or, la durée de résistance d'un profil donné varie fortement en fonction de l'évolution et de l'intensité de l'incendie. Cela apparaît, par exemple, dans la figure 7 qui représente des courbes de résistance des éléments en acier non protégés, pour différents programmes thermiques. Ces courbes sont tracées sur la base de résultats d'essais, ce qui les rend incontestables.

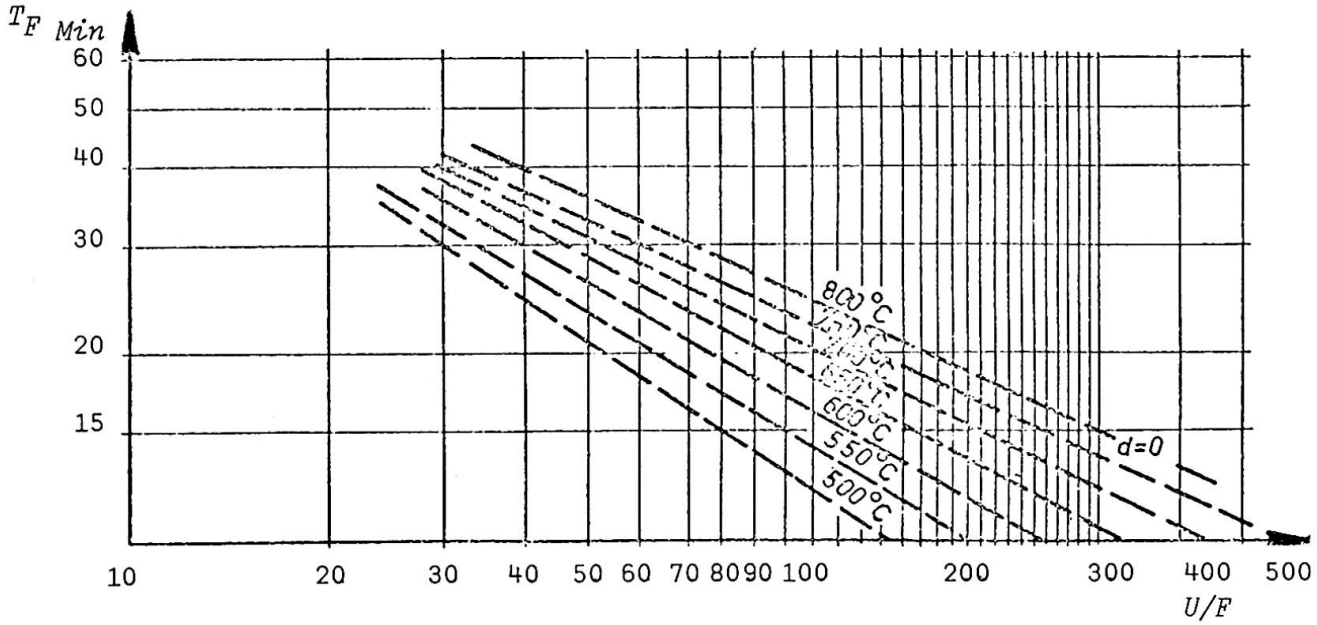
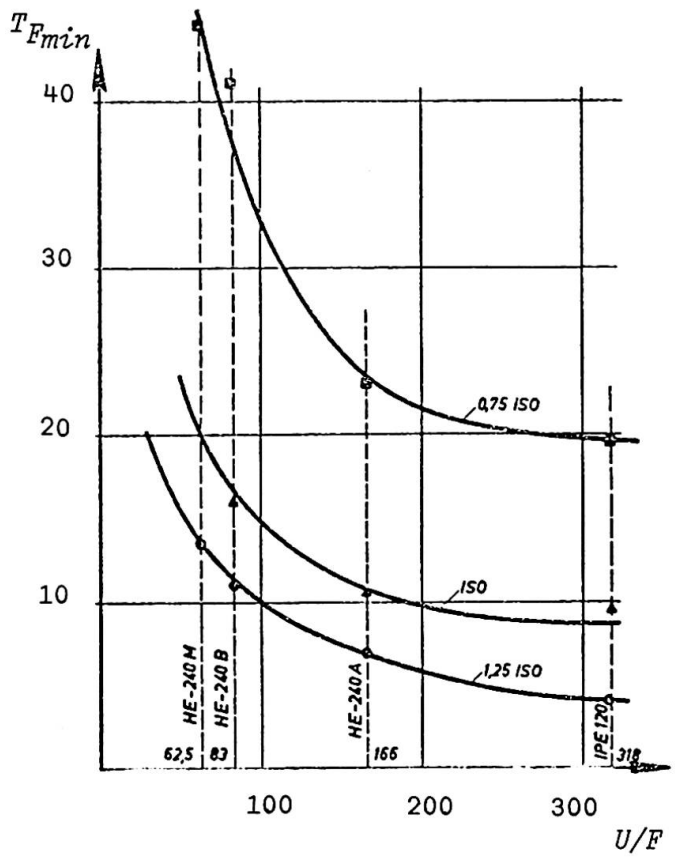


Figure 6

Figure 7



Dans le cas particulier des solives ou poutres de planchers supportant une dalle de béton, la protection partielle offerte par celle-ci n'est pas négligeable, car elle entraîne une augmentation sensible de la résistance au feu du profilé nu, exprimé par une diminution de la température critique.

Les aspects à considérer sont donc multiples. Leur étude permet de bien définir les limites d'acceptabilité de telles structures.

4 PROTECTION DES ELEMENTS PORTEURS ET DES STRUCTURES EN ACIER

4.1. Protection par couche isolante

Lorsque la résistance de la structure nue est insuffisante, elle doit être protégée. Le procédé classique consiste à interposer une couche protectrice, qui peut se présenter soit sous forme de plaques rigides disposées en caisson, soit d'une couche épousant le profil de l'élément à protéger.

L'effet protecteur de ces couches -en fonction de leur nature et de leur épaisseur- se détermine expérimentalement pour chaque type de profil. Cette méthode est sûre, car elle fait apparaître directement la résistance réelle au feu de l'élément protégé. Elle a toutefois l'inconvénient d'être globale et de ne pas permettre de dégager clairement les propriétés de la couche protectrice.

Cependant, le transfert de chaleur à travers cette couche a fait l'objet d'études qui ont conduit à des méthodes plus ou moins élaborées, tenant compte des propriétés thermiques du matériau isolant (conductivité et capacité thermique), du gradient de température dans la couche protectrice, de la transmission de chaleur par radiation, etc. Il est donc possible de connaître avec précision le pouvoir isolant d'une couche de protection.

Les peintures intumescentes récemment développées représentent une catégorie à part, dont l'intérêt est certain dans le domaine limité des résistances qu'elles peuvent couvrir.

4.2. Protection par transfert de chaleur

Des systèmes depuis longtemps préconisés, mais qui n'ont connu que des applications pratiques récentes et peu nombreuses, sont fondés sur le transfert de chaleur par irrigation de la sturcture.

Ce mode de protection est parfaitement sûr et peut être rigoureusement contrôlé par le calcul. Son développement est conditionné par les particularités structurales qu'il impose (usage exclusif d'éléments creux, dispositifs de criculation et équipements annexes) et surtout par ses incidences économiques.

5. STRUCTURES MIXTES ACIER-BETON

La tenue au feu des structures mixtes résulte, d'une part, du comportement spécifique de chacun des matériaux associés et, d'autre part, de l'incidence de la présence d'un matériau sur le comportement de l'autre.

Les aspects relatifs à l'acier sont brièvement exposés dans le présent rapport, ceux qui concernent le béton armé ou précontraint font l'objet d'un rapport distinct.

Les effets de protection partielle des poutres métalliques dans les planchers mixtes ont été également mentionnés dans le présent rapport.

Un domaine important est celui des poteaux mixtes : poteaux en acier enrobés de béton ou tubes en acier remplis de béton. Les essais effectués sur ces duex catégories d'éléments permettent déjà d'en évaluer la tenue au feu, mais des investigations plus poussées et des études théoriques plus complètes sont encore nécessaires.

La place importante occupée par les systèmes mixtes dans la construction justifierait un effort accru de recherche dans ce domaine.

6. SECURITE DES STRUCTURES EN CAS D'INCENDIE

L'incendie est un évènement qui doit être classé dans la catégorie correspondant aux charges exceptionnelles.

La résistance des éléments de construction et des systèmes porteurs vis-à-vis des actions thermiques du feu doit par conséquent être traitée comme telle, par application des coefficients de sécurité affectés à cette catégorie des charges.

En ce qui concerne les combinaisons de charges à prendre en compte dans les calculs, il faut également appliquer les mêmes principes, en associant les sollicitations thermiques aux charges les plus probables en régime normal de service et en écartant la simultanéité d'intervention de charges exceptionnelles à leur niveau maximal.

C'est ainsi seulement qu'une sécurité effective et suffisante, mais raisonnable, peut être garantie.

7. BIBLIOGRAPHIE

ARNAULT P., EHM H., SFINTESCO D. Recherches incendie CECM III-71.1

C.E.C.M., Commission 3 La sécurité à l'incendie dans la construction métallique CECM III-74-2

C.E.C.M., Commission 3 La sécurité à l'incendie dans la construction métallique Symposium international, La Haye, octobre 1974 CECM (publication en préparation)

C.T.I.C.M. Recherches sur la tenue au feu des constructions métalliques. Rapport final. CCE, eur 5180, août 1974

Joint Committee on Tall Buildings International Conference Proceedings, Aug.1972 Vol. II, TC 8

LIE T.T. et HARMATHY Z. A numerical procedure to calculate the temperature of protected steel columns exposed to fire. N.R.C. of Canada, Div. of Bldg. Res., Doc. 12355, March 1972

PETTERSSON O. Principer för en kvalificerad brandteknisk dimensionering av stålvarverk. Stålbyggnadsdagen 1968, Stockholm

SAITO H. Fire resistance design for steel structures. Bldg. Res. Inst., Tokyo, May 1972

SFINTESCO D. La station expérimentale de résistance au feu à Maizières-lès-Metz Construction Métallique no 4/1968

SFINTESCO D. Tenue au feu des constructions en acier ou mixtes. Symposium AIPC, Dresde 1975, Rapport introductif. AIPC, Zurich, 1974

THOR J. Deformations and critical loads of steel beams under fire exposure conditions. Nat. Swedish Bldg. Res., Doc. D16/1973

VINNAKOTA S. Comportement des structures métalliques en cas d'incendie Construction Métallique no 2/1975 (en préparation)

WITTEVEEN J. Theoretische Ueberlegungen zum Brandverhalten von Stahlkonstruktionen Stahlbautagung Hannover, 1968. D.St.V., Köln, 1969

Behavior of structural steel in fire. Proceedings, Boreham Wood Symposium, Jan.1967 H.M. Stationery Office, London 1968

RESUME

Principes et aspects fondamentaux de la tenue au feu des éléments et structures en acier.

Effets des principaux paramètres.

Brèves remarques sur les structures mixtes et la sécurité au feu des structures.

ZUSAMMENFASSUNG

Grundsätze und grundlegende Aspekte des Brandverhaltens der Bauteile und Tragwerke aus Stahl.

Einwirkung der wichtigsten Parameter.

Kurze Bemerkungen über Verbundkonstruktionen sowie über die Sicherheit der Tragwerke im Brandfall.

SUMMARY

Principles and basic aspects of the behavior of steel members and structures in fire.

Effects of the main parameters.

Brief remarks on composite structures and on the fire safety of structures.

Design of reinforced and prestressed concrete Structures for Fire Resistance

Calcul et conception des structures en béton armé ou précontraint en vue de leur résistance à l'incendie

Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken gegen Brandeinwirkungen

A.H. GUSTAFERRO
Consulting Engineer
The Consulting Engineers Group, Inc.
Glenview, Illinois, USA

How to design prestressed Concrete for a specific Fire Endurance

INTRODUCTION

Building elements such as beams, slabs, columns, and walls, react to fire in accordance with certain laws of nature. By the use of accepted engineering principles, it is possible to predict through calculations the behavior of prestressed concrete elements which are exposed to fire. The calculation procedures involve the use of physical properties of concrete and steel at high temperatures together with the temperature history and temperature distribution within the element.

STRUCTURAL BEHAVIOR

Simple Support: To design a simply supported slab of prestressed concrete for a specific fire endurance, one must know the span length, the loading, the types of steel and concrete, the slab thickness, and the position of the prestressing steel.[1]** Because fire endurance of a slab is determined experimentally by exposing the underside of the slab to a standard fire,[2] it should be assumed for design purposes that such conditions exist. Under such conditions, the temperature distribution within the slab can be calculated or otherwise determined (e.g., from published fire test data[3]) for the fire endurance time. For a given location of the reinforcement, the steel temperature is thus known. The strength of the steel can be determined for that temperature from experimental data relating temperature and strength.[4,5] Similarly, the strength of the concrete in the compressive zone can be determined.[6] By using the strengths of the steel and concrete thus determined, calculations for ultimate moment capacity can then be made utilizing formulas similar to those for normal temperature conditions.[1] By equating the applied moment to the ultimate moment capacity, the required amount of prestressing steel can be calculated. If the amount of steel results in an over-reinforced section, the design must be modified, e.g., by making the slab thicker.

Continuity: For continuous slabs or beams subjected to fire, thermal deformations occur that cause a redistribution of applied bending moments, i.e., the moments over the supports increase until the top reinforcing steel yeilds and the moments near midspan decrease.[7,8] The top reinforcement must be sufficiently ductile and long enough to permit moment redistribution without causing a shear failure.

Restraint to Thermal Expansion: When a fire occurs beneath the floor slab of an interior bay of a multi-bay building, the heated portion tends to expand and exert forces on the surrounding slab. The surrounding slab, in turn, pushes against the heated portion and in effect, externally prestresses the slab. When the fire starts, the line of action of the force (called restraint force or thermal thrust) acts near the bottom of the slab.[9] The effect of this force on the capacity of the slab is similar to that of "fictitious reinforcement" located at the line of thrust.[10] In general, such restraint to thermal expansion greatly increases the slab's fire endurance.[11]

Fig. 1 shows diagrammatically the effect of thermal restraint on the behavior of a uniformly loaded member. The thrust, T, is treated as fictitious reinforcement.

CALCULATION PROCEDURES

Procedures for calculating fire endurance of simply supported and continous beams and slabs follow accepted engineering principles and have been explained elsewhere.[1,12] A search of the literature shows a lack of examples of calculations dealing with restraint of thermal expansion of beams and slabs exposed to fire. Such an example is included in this paper, following a discussion of some basic concepts.

Selvaggio and Carlson[13] showed that the magnitude of the thermal thrust force, T, for a given expansion, $\Delta\ell$, varies with the "heated perimeter," s, and the modulus of elasticity of the concrete:

$$\frac{T_1}{T_o} = \frac{s_1 E_1}{s_o E_o} \qquad \ldots(1)$$

where T = thrust in kips

s = heated perimeter, i.e., the portion of the perimeter of the cross section, normal to the direction of thrust, that is exposed to fire, in inches

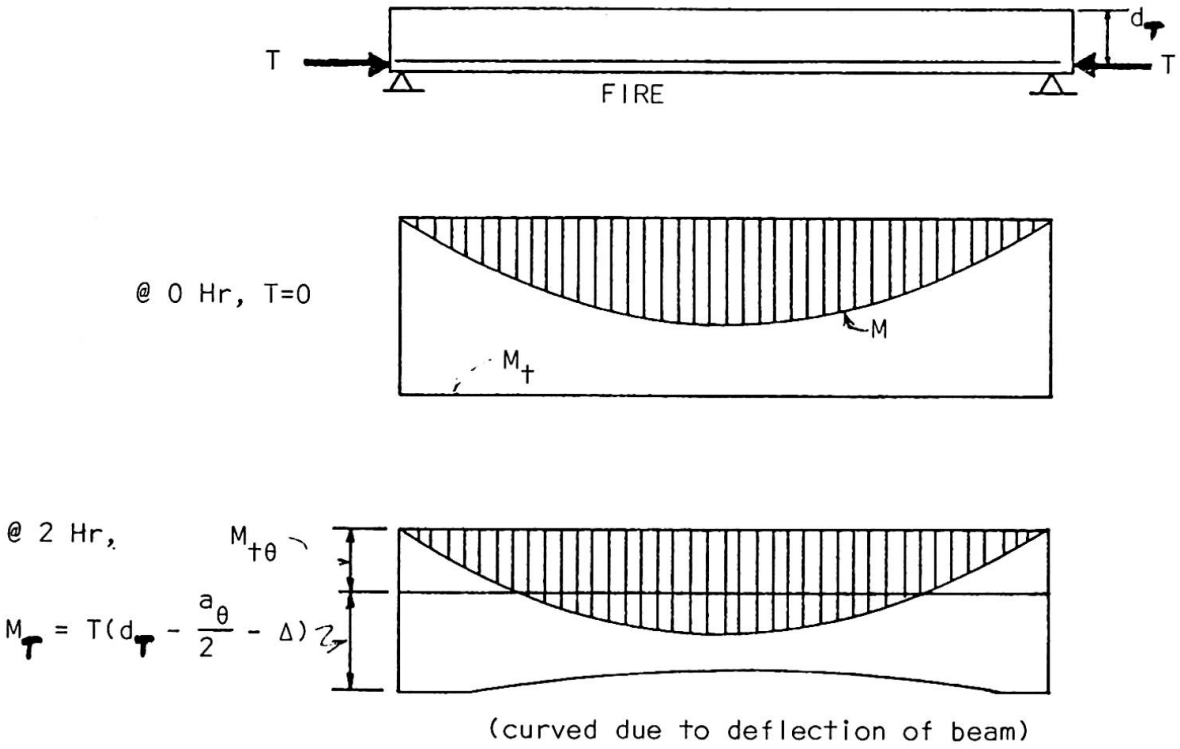


Fig. 1 -- Moment diagrams for axially restrained beam during fire exposure. Note that at 2 hr $M_{t\theta}$ is less than M and effects axial restraint permit beam to continue to support load.

E = concrete modulus of elasticity in ksi and subscripts o and 1 refer to the refenence specimens, i.e., those described in references 9 and 13, and the member in question, respectively.

Issen et al.[9] refined Eq. 1 by introducing a term z = A/s, so that

$$\frac{T_1}{A_1E_1} = \frac{T_o}{A_oE_o}\left(\frac{z_o}{z_1}\right) \qquad \ldots(2)$$

To facilitate calculation of T_1, Issen et al.[9] introduced two dimensionless terms, T/AE, the thrust parameter, and $\Delta\ell/\ell$, the strain parameter, in which ℓ is the heated length in inches. Reference 9 also gives nomograms, shown in Fig. 2, relating the thrust parameter, the strain parameter and z. Thus for a given member it is possible to estimate T_1 for any particular value of $\Delta\ell$, without use of the specific values of T_o, E_o, or A_o. Note that the nomograms can be used for reinforced as well as prestressed concrete of either normal weight or lightweight concrete.

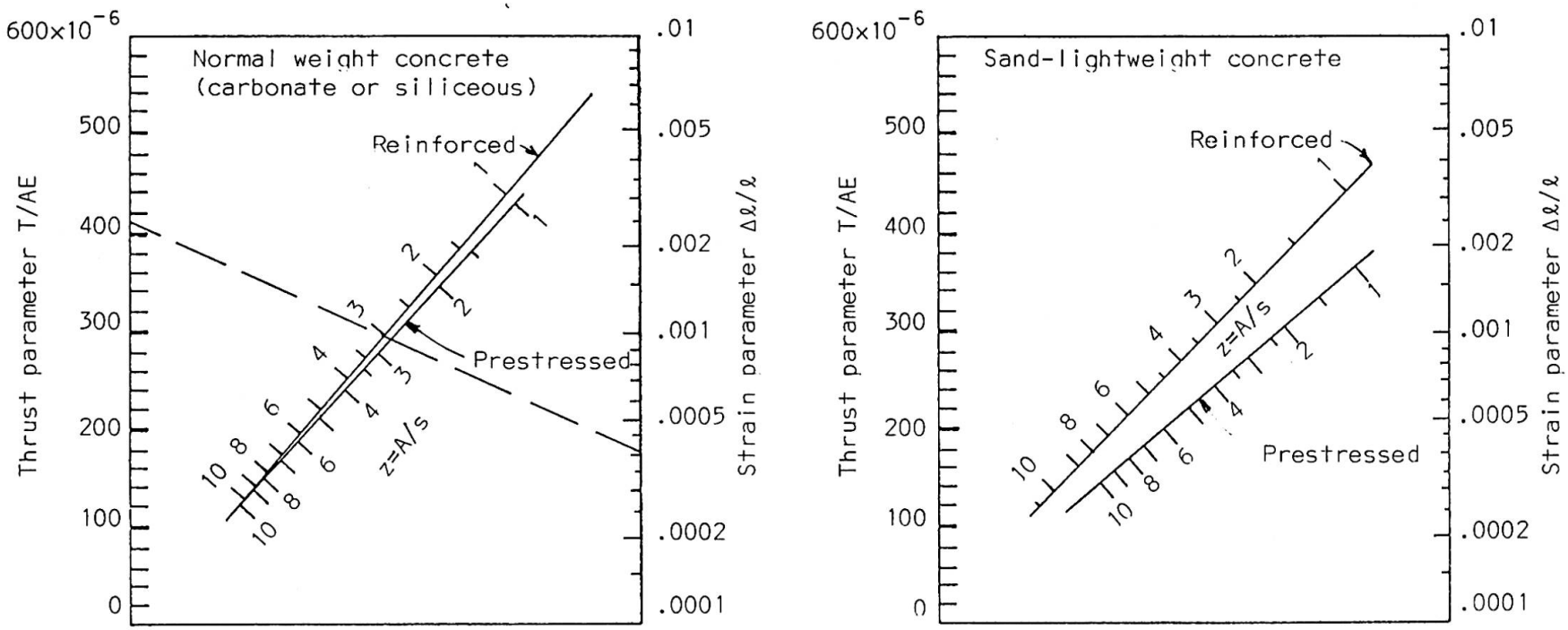


Fig. 2 Nomograms relating thrust parameter, strain parameter, and ratio of cross-sectional area to heated perimeter.[9]

In design problems involving restraint forces, it is necessary to estimate the deflection of the fire-exposed member. This can be done by making use of data developed during fire tests of the reference specimens. Fig. 3 closely represents the deflection of the reference specimens in which minimal restraint occurred.

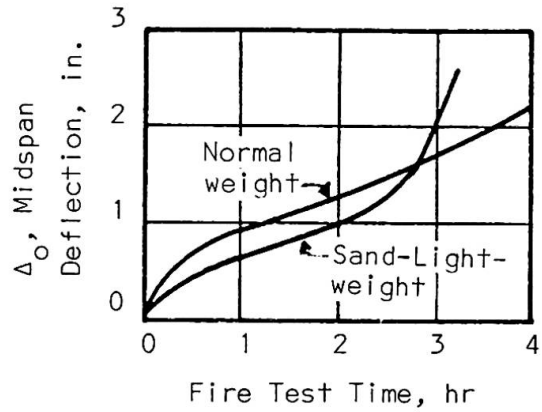


Fig. 3 -- Midspan deflection, Δ_o, of reference specimens

The deflection of members can be estimated:

$$\Delta_1 = \frac{\ell_1^2 \Delta_o}{3500 y_{b1}} \qquad \ldots(3)$$

in which Δ_o is obtained from Fig. 3 in in.

ℓ = heated length of member in in.

y_b = distance between the centroidal axis of the member and the extreme bottom fiber in in.

A procedure for estimating the thrust requirements for a given fire endurance for simply supported slabs or beams follows:

1. Determine the retained moment capacity, $M_{t\theta}$, for the required fire endurance. The units for $M_{t\theta}$ are in.-kips.
2. If the applied moment, M, is greater than $M_{t\theta}$, estimate the deflection, Δ_1, assuming that minimal restraint occurs. Use Fig. 3 and Eq. 3. (If $M_{t\theta} > M$, no thrust is needed.)
3. Estimate the location of the thrust line at the supports. For minimal restraint, the thrust line is near the bottom of the

member at the support and can be assumed to be 0.1 h above the support where h is the overall depth of member.

4. Calculate the magnitude of the required thrust T_1 using the formula:

$$T_1 = (M - M_{t\theta})/(d_T - \frac{a_\theta}{2} - \Delta_1) \qquad ...(4)$$

where d_T is the distance between the thrust line and the top of the member at the supports.

5. Calculate the thrust parameter, T_1/A_1E_1 and $z_1 = A_1/s_1$.
6. Enter Fig. 2 with T_1/A_1E_1 and z_1 and determine the strain parameter, $\Delta\ell/\ell$.
7. Calculate $\Delta\ell$ by multiplying the strain parameter by the heated length ℓ.
8. Determine if the surrounding structure can withstand the thrust, T_1, with a displacement no greater than $\Delta\ell$. If the structure cannot withstand T_1 with a displacement no greater than $\Delta\ell$, either $M_{t\theta}$ must be increased or the surrounding structure must be made stiffer.

Example Problem: A parking structure consists of multi-story reinforced concrete columns, L-shaped spandrel beams, and 8-ft wide, 57-ft span double tees with a cast-in-place topping. In much of the structure continuity can be achieved with reinforcement in the topping, but ramp areas consist of a single span. Determine if adequate restraint can be achieved in ramp areas to achieve a 2-hr fire endurance.

For double-tee floor (4-ft wide section):

$A_{ps} = 7(0.153) = 1.071$ in.^{2}

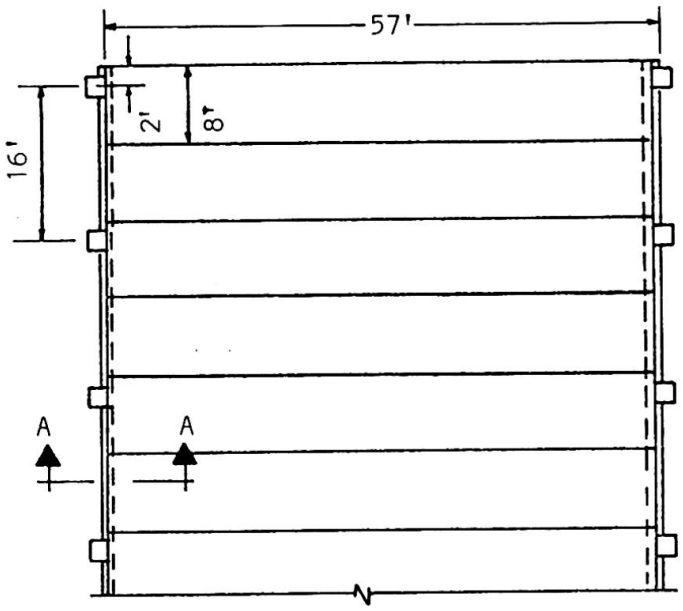
$A_c = 5(48) + 22(7 + 5)/2 = 372$ in.^{2}

$w_d = 372(115)/144 = 297$ lb/ft

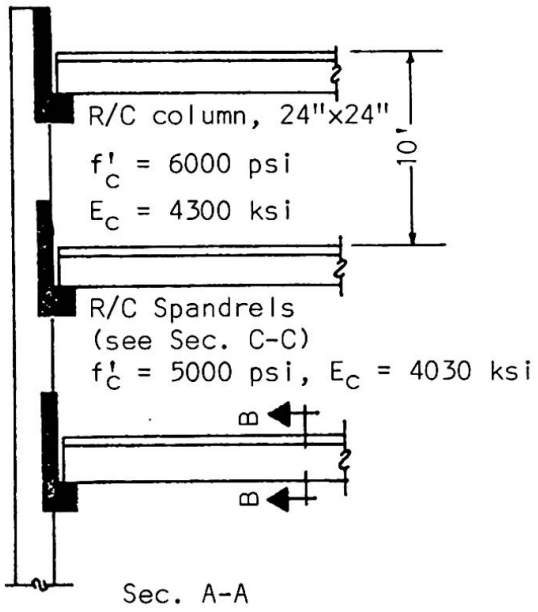
$w_\ell = 75$ psf $= 300$ lb/ft

$M = (0.297 + 0.300)(57)^2/8 = 242.4$ ft-k $= 2909$ in.-k

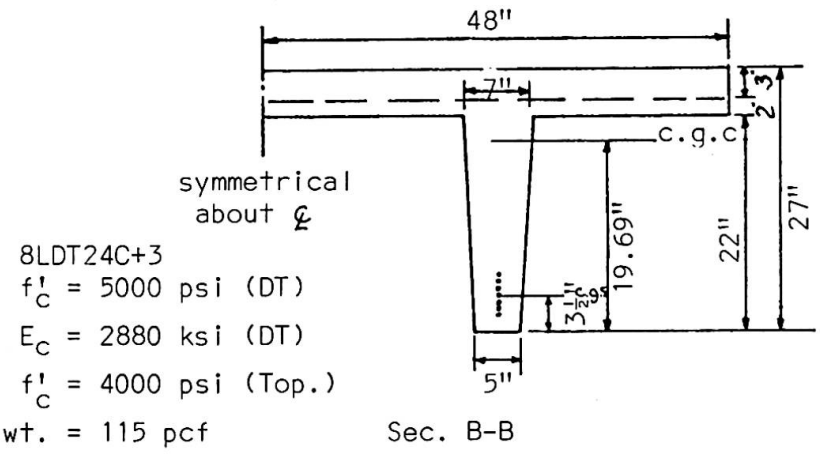
$d = 27 - 3.5 = 23.5$ in.



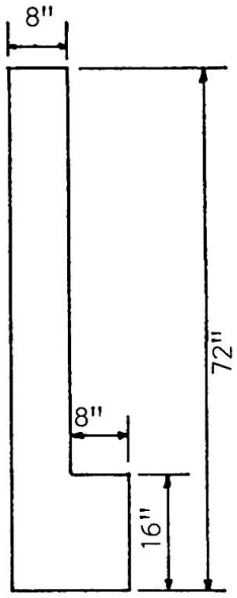
Plan of Ramp



Sec. A-A



Sec. B-B



Sec. C-C

Solution:

(1) Estimate $M_{t\theta}$ for double tee at 2 hr

(1.a) Determine temperature of prestressing steel, θ_s, from Fig. 4. To enter Fig. 4, the beam width at the steel centroid, b_o, and the distance between the steel centroid and the bottom of the beam, u, must be determined. [Note that Fig. 4 applies only to the temperatures along the vertical centerline of beams, thus if the steel is located away from the centerline, the beam isotherms would have to be plotted to determine the steel temperature more accurately.]

$$u = 3.5 \text{ in.}$$

$$b_o = 5.0 + \frac{3.5}{22}(7 - 5) = 5.3 \text{ in.}$$

From Fig. 4, $\theta_s = 895^oF$

(1.b) The strength of prestressing steel at 895^oF is 35.5% [From Fig. 5] of its strength at normal temperatures. Thus

$$f_{pu\theta} = 0.355\ f_{pu} = 0.355(270) = 95.8 \text{ ksi}$$

(1.c) The stress in the steel at ultimate is

$$f_{ps\theta} = f_{pu\theta}\left(1 - \frac{0.5A_{ps}f_{pu\theta}}{bd\ f'_c}\right) = 94.7 \text{ ksi}$$

$$\text{and } a_\theta = \frac{A_{ps}f_{ps\theta}}{0.85f'_c\ b} = 0.62 \text{ in.}$$

(1.d)

$$M_{t\theta} = A_{ps}f_{ps\theta}\left(d - \frac{a_\theta}{2}\right) = 2352 \text{ in.-k}$$

$M_{t\theta} < M$, so added capacity is needed.

(2) Estimate midspan deflection of double tee assuming minimal restraint at 2 hr for sand-lightweight concrete.

From Fig. 3, $\Delta_o = 1.0$ in.

$$\text{From Eq. 3,}\quad \Delta_1 = \frac{\ell_1^2\Delta_o}{3500\ y_{b1}}$$

$$\Delta_1 = \frac{(57 \times 12)^2(1.0)}{3500(19.69)} = 6.79 \text{ in.}$$

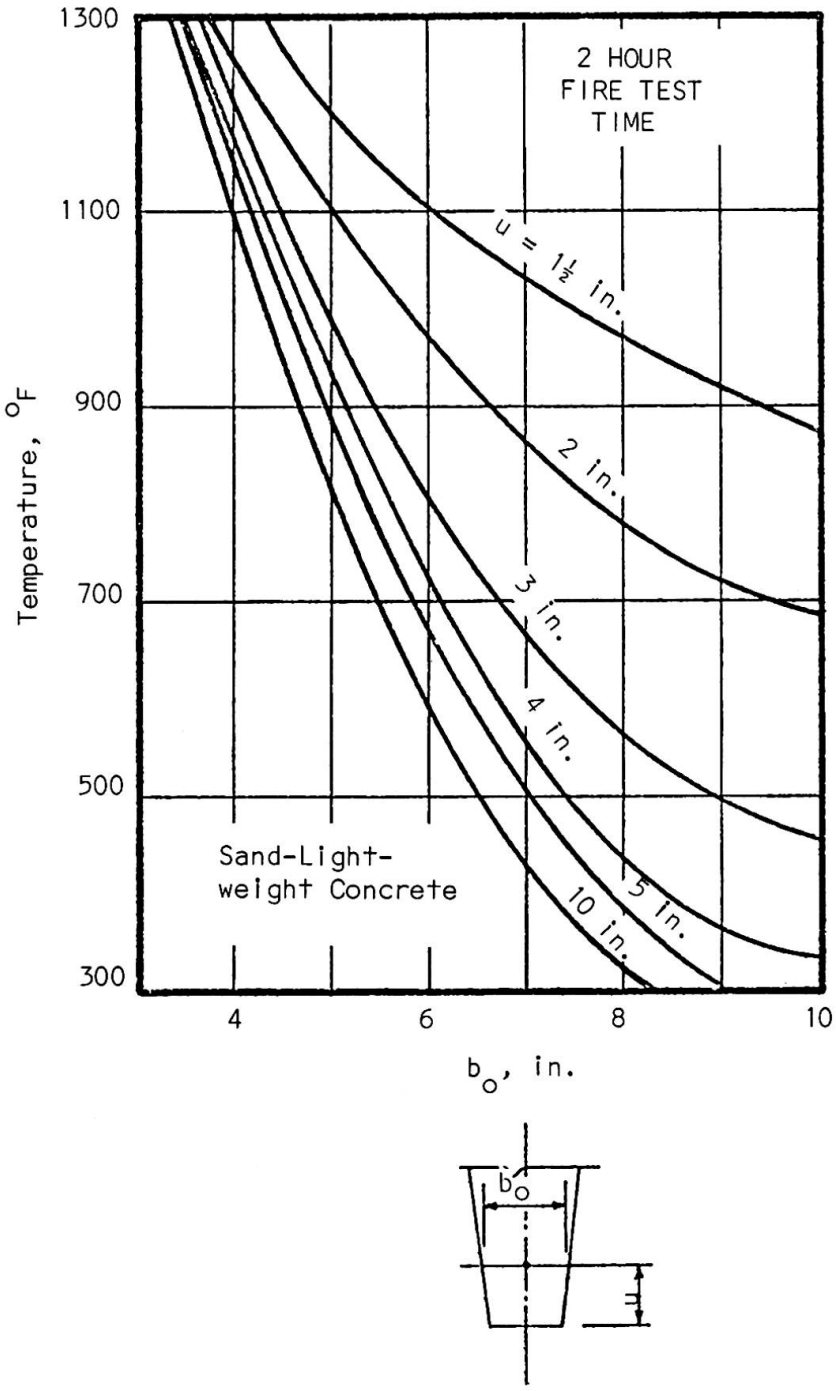


Fig. 4 -- Temperatures at 2 hours along the vertical centerline of beams made of sand-lightweight concrete.

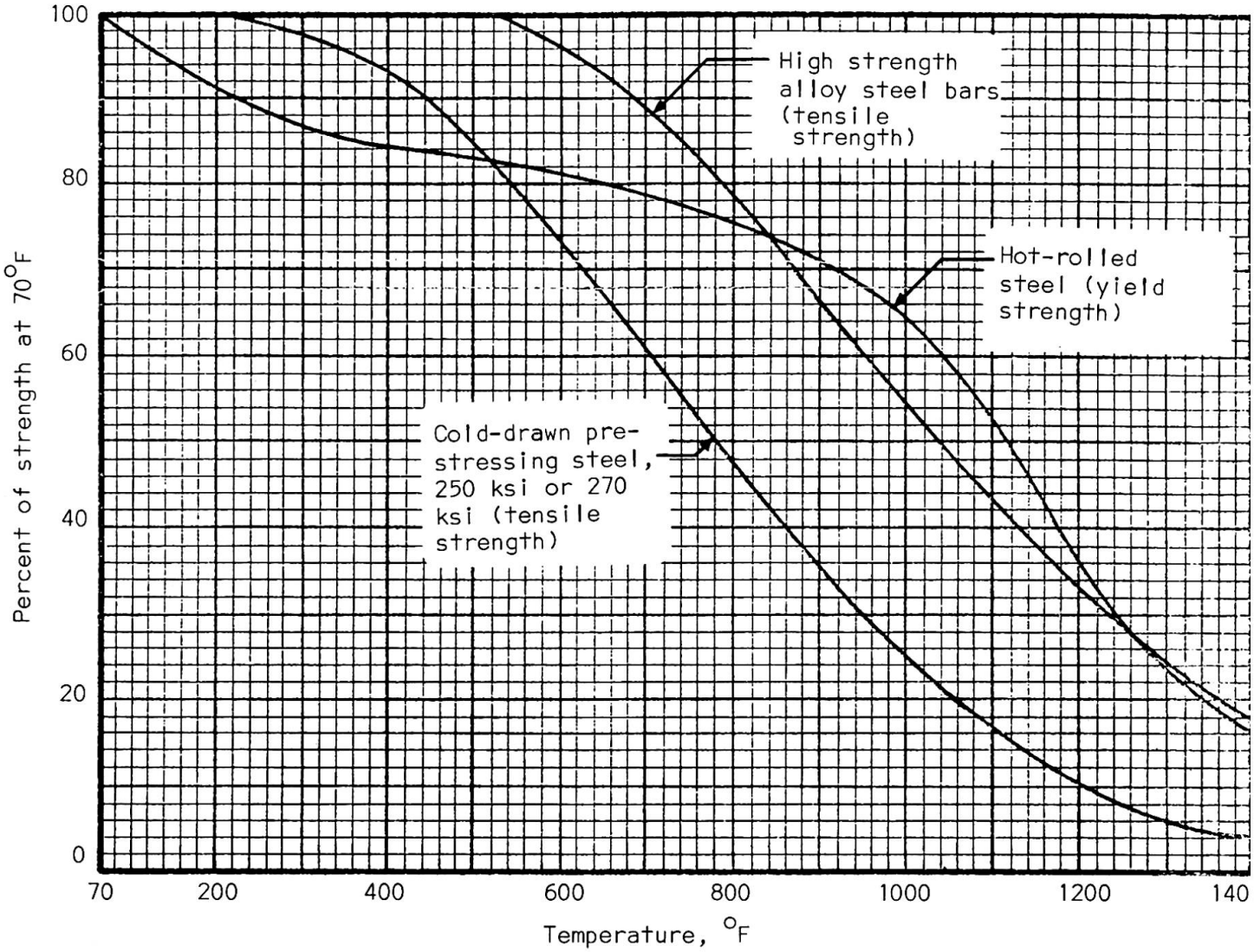


Fig. 5 -- Temperature-strength relationships for hot-rolled and cold-drawn steels.

(3) Determine the position of the thrust line at the supports.

Assume that the thrust line is 0.1 h above support

$$d_T = 27 - 0.1(27) = 24.3 \text{ in.}$$

(4) Calculate required thrust T_1

$$T_1 = \frac{(M - M_{t\theta})}{(d_T - 0.5a_\theta - \Delta_1)}$$

$$a_\theta = \frac{2909}{2352}(0.62) = 0.77 \text{ in.}$$

$$T_1 = \frac{(2909 - 2352)}{(24.3 - 0.39 - 6.79)} = 32.5 \text{ k/beam}$$

(5) Calculate the thrust parameter T_1/A_1E_1 and $z_1 = A_1/s_1$

$T_1/A_1E_1 = 32.5/372(2880) = 30 \times 10^{-6}$

$z_1 = 372/[48 + 2(22)] = 4.0$ in.

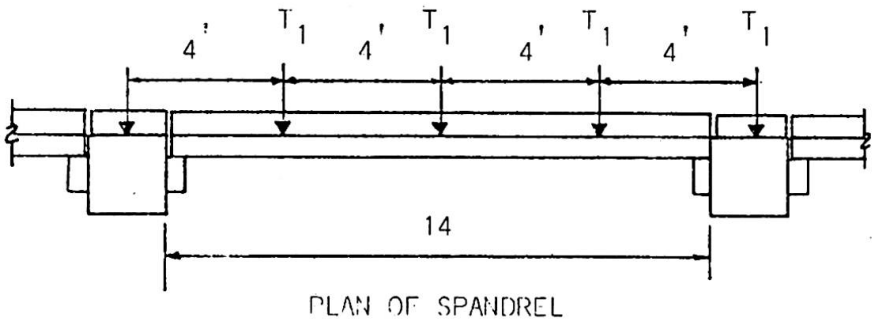
(6) Determine the strain parameter, $\Delta\ell/\ell$, from Fig. 2:

$\Delta\ell/\ell = 0.0026$

(7) Determine $\Delta\ell$:

$\Delta\ell = 0.0026(57 \times 12) = 1.78$ in.

(8) Determine if spandrel can withstand thrust from the double tees:



PLAN OF SPANDREL

(8.a) M at spandrel midspan: (assume spandrel span = 13 ft 8 in. = 164 in. center to center of supports)

$$M = 1.5T_1(82) - T_1(48) = 75T_1 = 75(32.5) = 2438 \text{ in.-k}$$

Spandrel must withstand M = 2438 in.-k with a load factor of 1.4 because the thrust occurs early and remains essentially constant. Determine the amount of reinforcement needed. Assume d = 14 in., a = 4 in., and f_y = 60 ksi:

$$A_s = \frac{1.4M}{f_y(d - a/2)} = \frac{1.4(2438)}{60(14 - 2)} = 4.74 \text{ in.}^2$$

Check reinforcement index, ω:

$$\omega = \frac{A_s f_y}{bd\ f'_c} = \frac{4.74(60)}{16(14)(5)} = 0.25 < 0.30 \text{ O.K.}$$

Check a:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c\ b} = \frac{4.74(60)}{0.85(5)(16)} = 4.17 \text{ in.} \approx 4 \text{ in. O.K.}$$

(8.b) Estimate lateral deflection of spandrel due to thrust. Assume cracked section, $I_{cr} = 3300$ in.^{4}, $E_c = 4030$ ksi.

$$\Delta = \frac{T_1}{48EI}[(164)^3 + 6(34)(164)^2 - 4(34)^3] = 0.50 \text{ in.}$$

(8.c) Estimate column deflection assuming fire beneath top level.

For column, $I = 27{,}600$ in.^{4}, $E_c = 4300$ ksi.

For top level,

$$\Delta = \frac{Ph^3}{3EI} = \frac{4T_1h^3}{3EI}$$

where h is the unsupported story height =

10 ft - (27 in.) = 120 - 27 = 93 in.

$$\Delta = \frac{4(32.5)(93)^3}{3(4300)(27{,}600)} = 0.29 \text{ in.}$$

(8.d) For top level, displacement at midspan of spandrel =

2(0.50 + 0.29) = 1.58 in. < 1.78 in.

Thus adequate restraint will occur to achieve 2-hr fire endurance provided that the space (total) between the ends of the double tees and the vertical face of the spandrel beams is less than 1.78 - 1.58 = 0.20 in.

NOTATION

a = depth of equivalent rectangular stress block at ultimate load, and is equal to $A_{ps}f_{ps}/0.85\ f'_c b$ or $A_s f_y/0.85\ f'_c b$ (in.)

A, A_c = cross sectional area of a member subjected to thrust (in.^{2})

A_s = area of reinforcing steel (in.^{2})

A_{ps} = area of prestressing steel (in.^{2})

b = width of compression zone (for use in flexural calculations) (in.)

b_o = width of a beam or joist at centroid of reinforcement (for use in estimating temperature during fire exposure) (in.)

d = distance between centroid of reinforcement and extreme compression fiber (in.)

d_T = distance between line of action of thrust at the supports and extreme compression fiber (in.)

E, E_c = modulus of elasticity of concrete (ksi)

f'_c = compressive strength of conrete (ksi)

f_{ps} = stress in prestressing steel in flexural member at ultimate load (ksi)

f_{pu} = ultimate strength of prestressing steel (ksi)

f_y = yield strength of hot-rolled steel (ksi)

h = overall depth of flexural member (in.)

h = unbraced height of column (in.)

I = moment of inertia of cross section (in.^{4})

I_{cr} = moment of inertia of cracked cross section of flexural member (in.^{4})

ℓ = heated length a flexural member (in.)

$\Delta\ell$ = increase in length due to thermal expansion (in.)

M = service load bending moment (in.-k)

M_t = theoretical moment strength (in.-k)

M_T = ultimate moment due to thrust resulting from restraint of thermal expansion (in.-k)

s = heated perimeter of a member, i.e., that portion of the perimeter of a section of a member, normal to the direction of the thermal thrust, which is exposed to fire (in.)

T = thermal thrust (k)

u = distance from bottom of slab or beam to a point within the member, e.g., the distance from the underside of a slab to the center of a prestressing strand (in.)

w = uniformly distributed load on a flexural member, in general $w = w_d + w_\ell$ in which the subscripts d and ℓ indicate dead and live loads (k/in. or k/ft)

y_b = distance between centroidal axis of flexural member to extreme bottom fiber (in.)

z = A/s (in.)

Δ = deflection (in.)

$\Delta\ell$ = increase in length due to thermal expansion (in.)

θ = temperature (^oF)

θ_s = temperature of steel (^oF)

$\omega = A_s f_y / bd\, f'_c$

Subscripts

c = of concrete

p = of prestressing steel

s = of reinforcing steel

o, 1 = of reference specimens and member in question

θ = as affected by temperature

b = with reference to the bottom fiber

REFERENCES

1. Gustaferro, A. H., and Selvaggio, S. L., "Fire Endurance of Simply Supported Prestressed Concrete Slabs," Journal, Prestressed Concrete Institute, V. 12, No. 1, Feb. 1967, pp. 37-52. PCA Research Department Bulletin 212.

2. ASTM Designation: E119-73, "Standard Methods of Fire Tests of Building Construction and Materials", Part 14, ASTM Book of Standards, American Society for Testing and Materials.

3. Abrams, M. S. and Gustaferro, A. H., "Fire Endurance of Concrete Slabs as Influenced by Thickness, Aggregate Type, and Moisture," Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 2, May 1968, pp. 9-24. PCA Research Department Bulletin 223.

4. Abrams, M. S. and Cruz, C. R., "The Behavior at High Temperature of Steel Strand for Prestressed Concrete," Journal of the PCA Research and Development Laboratories, Vol. 3, No. 3, Sept. 1961, pp. 8-19; PCA Research Department Bulletin 134.

5. Brockenbrough, R. L. and Johnston, B. G., "Steel Design Manual," U.S. Steel Corp., Pittsburgh, Pa., 1968, 246 pp.

6. Abrams, M. S., "Compressive Strength of Concrete at Temperatures to 1600 F," Temperature and Concrete. American Concrete Institute Publication SP-25, Detroit, Mich., 1971.

7. Gustaferro, A. H., "Temperature Criteria at Failure," Fire Test Performance, ASTM STP 464, American Society for Testing and Materials, 1970, pp. 68-84.

8. Ehm, H. and vonPostel, R., "Tests of Continuous Reinforced Beams and Slabs Under Fire," Proceedings, Symposium on Fire Resistance of Prestressed Concrete, Translation available at S.L.A. Translation Center, John Crerar Library, Chicago, Ill.

9. Issen, L. A., et al.,"Fire Tests of Concrete Members: An Improved Method for Estimating Restraint Forces," Fire Test Performance, ASTM, STP 464, American Society for Testing and Materials, 1970, pp. 153-185.

10. Salse, E. A. B. and Gustaferro, A. H., "Structural Capacity of Concrete Beams During Fires as Affected by Restraint and Continuity," Proceedings 5th CIB Congress, Paris, France, 1971. Available from Centre Scientifique et Technique du Batiment, Paris, when published.

11. Gustaferro, A. H. and Carlson, C. C., "An Interpretation of Results of Fire Tests of Prestressed Concrete Building Components," Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 7, No. 5, October 1962, pp. 14-43.

12. "Concrete Engineering Handbook," edited by Mark Fintel, VanNostrand Reinhold Company, 1974. Chapter 7, "Fire Resistance," by A. H. Gustaferro.

13. Selvaggio, S. L. and Carlson, C. C., "Restraint in Fire Tests of Concrete Floors and Roofs," ASTM STP 422, American Society for Testing and Materials. PCA Research Department Bulletin 220.

SUMMARY

Building elements such as beams, slabs, columns, and walls, react to fire in accordance with certain laws of nature. By the use of accepted engineering principles, it is possible to predict through calculations the behavior of prestressed concrete elements which are exposed to fire. The calculation procedures involve the use of physical properties of concrete and steel at high temperatures together with the temperature history and temperature distribution within the element.

RESUME

Les éléments de bâtiments tels que poutres, dalles, colonnes et parois, réagissent au feu selon certaines lois naturelles. Par application de principes de calcul reconnus, il est possible de prédire- et de chiffrer- le comportement d'éléments en béton précontraints, exposés au feu. Les procédés de calcul font appel aux propriétés physiques à haute température des aciers et bétons, ainsi qu'à l'évolution de la température dans le temps et dans les éléments.

ZUSAMMENFASSUNG

Bauelemente, wie Balken, Decken, Stützen und Wände reagieren auf Feuer entsprechend bestimmten Naturgesetzen. Unter Verwendung angenommener Prinzipien ist es möglich mittels Berechnungen das Verhalten vorgespannter, dem Feuer ausgesetzter Stahlbetonelemente vorauszusagen. Die Berechnungsverfahren enthalten die Anwendung physikalischer Eigenschaften von Beton und Stahl bei hohen Temperaturen sowie die Temperaturentwicklung und -verteilung innerhalb des Elementes.

Leere Seite
Blank page
Page vide