

Theme II: Design concepts

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen**

Band (Jahr): **9 (1971)**

PDF erstellt am: **25.07.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

**La conception statique dans la construction industrialisée des
bâtiments à plusieurs étages**

Die statische Konzeption im industrialisierten Bau mehrstöckiger
Gebäude

The Static Conception in the Industrialized Construction of
Multistorey Buildings

VITTORIO NASCÈ

Dr.-Ing.
Torino, Italie

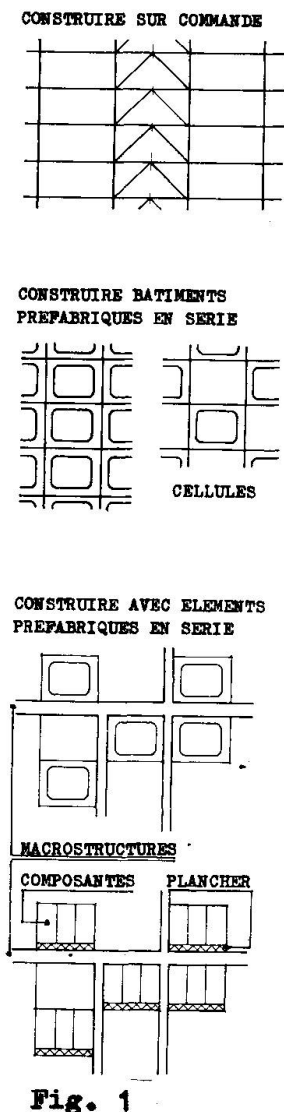
L'industrialisation dans la construction des bâtiments à étages, tant comme standardisation des éléments de construction et de leur assemblage, que comme véritable construction en série, comporte en tout cas un processus de prévisions organiques et globales, c'est-à-dire un processus étendu à tous les aspects de la construction, de l'ossature, jusqu'aux planchers, aux parois, aux services.

La conception statique du bâtiment, dans la définition du schéma structurel d'ensemble, des différents éléments résistants et de leur assemblage, occupe une place importante dans ce processus: elle n'est plus seulement responsable de la stabilité et de la résistance de l'immeuble, mais doit aussi en faciliter l'industrialisation tant en ce qui concerne les structures mêmes, que en ce qui concerne tous les éléments de finition.

Ce nouveau rôle de la conception statique de l'immeuble est par suite considérée dans le cadre des trois solutions industrielles du bâtiment à plusieurs étages jusqu'ici proposées et expérimentées partiellement: (fig.1)

- construire sur commande avec l'utilisation d'éléments et de joints standardisés;
- construire des bâtiments préfabriqués en série (système fermé);
- construire avec des éléments préfabriqués en série (système ouvert).

La construction du bâtiment au moyen d'éléments préfabriqués en série doit être considérée en dernier lieu, non pas parce qu'elle correspond à un degré d'industrialisation plus élevé (qui certainement revient à la préfabrication en série de tout l'immeuble), mais au contraire parce qu'elle représente la solution la plus avancée pour le bâtiment à plusieurs étages, entendu comme immeuble d'habitation, en prenant totalement en considération le problème en ce qui concerne les différents besoins de l'habitat.



1. Construire sur commande avec l'utilisation d'éléments et de joints standardisés.

C'est une tendance qui a désormais trouvé application depuis longtemps et qui initialement a été motivée par des éléments étrangers à la structure métallique, surtout par la préfabrication au sol ou en usine des planchers et parois (façades continues), comme exigence d'uniformité de dimensionnement de la structure aux différents étages en fonction de la hauteur.

Cette tendance a donc reçu une impulsion particulière pendant ces dernières années avec l'utilisation de la part de plusieurs usines de charpente métallique, d'installations automatiques de découpage et perçage à commande numérique, par carte ou bande perforées, qui ont permis de remarquables économies de temps et d'argent sur la structure même.

1.1. Le projet structurel: tendances de conception pour une industrialisation plus poussée du bâtiment.

1.1.1. Abandon du cadre à nœuds rigides.

Avec l'augmentation de la hauteur d'un bâtiment, la différenciation d'ordre statique entre les poutres des différents étages dans la résistance des cadres à nœuds rigides aux actions horizontales, devient toujours plus remarquable. Par conséquent, on doit augmenter la section résistante des poutres posées sur la même verticale en partant du haut du bâtiment vers les fondations. Ce-

la va à l'encontre tant de l'uniformité de construction des planchers, que des poutres et de leurs joints.

De plus, on peut observer que la liaison d'encastrement entre poutre et colonne peut être réalisée sans encombrements supérieurs à ceux des membrures, pratiquement avec la seule soudure sur place (fig. 2 a).

D'ailleurs, des encombrements excédents ceux des membrures, en particulier aux niveaux des intrados et extrados des poutres, gênent la mise en place des parois, planchers et plafonds préfabriqués.

1.1.2. Adoption de système de contreventement concentrés.

Une fois que les cadres parallèles à nœuds rigides (fig. 2 A) ont été abandonnés, l'action de contreventement et de stabilisation de l'immeuble est reprise par contreventements verticaux en treillis (fig. 2 B1) ou par noyaux à section en caisson réalisés en béton armé (fig. 2 B2).

Avec la deuxième solution on obtient des résultats meilleurs, car un noyau seulement peut être suffisant (dont l'encombrement sur plan peut rester invariable avec la hauteur par l'entremise de variations

d'épaisseur à l'intérieur) destiné à contenir les escaliers, les cages d'ascenseur, les canalisations.

L'adoption de systèmes de contreventements concentrés est en tout cas favorisée par un plan compact et régulier puisque il facilite le transfert des actions horizontales sur les éléments de contreventement et la réalisation de la liaison horizontale aux colonnes à chaque étage.

La tendance à résoudre le contreventement et la stabilisation des bâtiments à plusieurs étages par l'utilisation de structures spécifiques augmente avec l'augmentation de leur hauteur. Dans quelques réalisations récentes de gratte-ciel aux U.S.A. on a obtenu, par l'utilisation de structures extérieures en tube à grand treillis, une remarquable légèreté structurelle et en même temps une uniformité de dimensions poussée des éléments intérieurs aux différents étages.

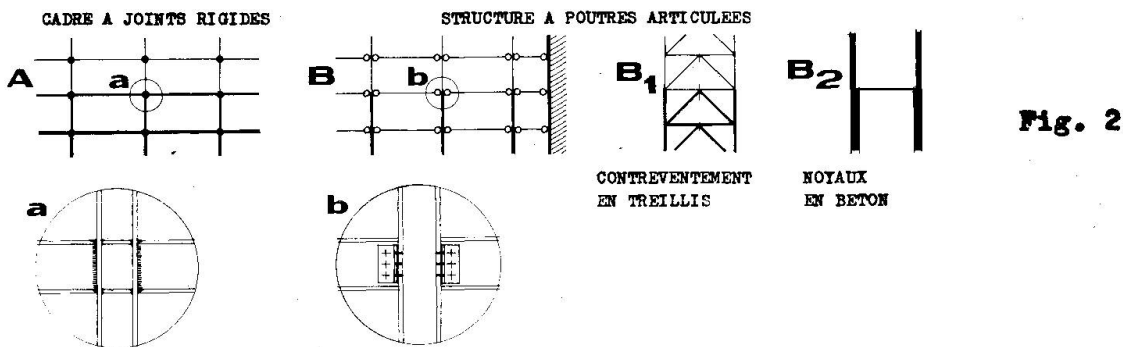


Fig. 2

1.1.3. Assemblage articulé poutres-colonnes.

Une fois qu'il n'est plus nécessaire de joindre de façon rigide poutres et colonnes pour l'action de contreventement (maintenant confiée aux systèmes concentrés), les poutres peuvent être assemblées aux colonnes par joints articulés et boulonnés, par exemple au moyen d'un couple de cornières (fig. 2 b).

Les poutres ne supportent plus maintenant que les charges verticales de leur étage et, à égalité d'interaxes des colonnes, elles ont la même section et le même assemblage sur toute la hauteur du bâtiment.

La simplicité des joints boulonnés favorise une plus grande utilisation des installations automatisées de découpage et de perçage en usine et un assemblage rapide et économique des charpentes au chantier.

L'adoption de ces assemblages ne comporte aucune variation d'encombrement des structures aux nœuds: pour cette raison et pour l'uniformité des sections des poutres, ceci favorise la préfabrication des planchers et des parois.

Toutefois, il faut observer que l'ensemble de ces avantages généralement se fait au détriment d'un plus grand poids des poutres et de leur plus grande déformabilité à la flexion.

1.1.4. Emploi d'aciers de résistances différentes pour les colonnes.

Lorsqu'on a soustrait les colonnes à la flexion due aux actions horizontales sur l'ossature, on ne résoud pas le problème de la variation de la charge axiale en fonction de la hauteur.

On peut obtenir une plus grande uniformité de section en utilisant des aciers dont la valeur de résistance augmente en partant d'en haut vers les fondations, ce qui est d'autant plus recommandable que les colonnes sont peu élancées.

1.1.5. Déplacement des colonnes par rapport aux parois extérieures.



Fig. 3

La préfabrication des parois extérieures (façades continues) est favorisée par le fait que l'on peut déplacer les colonnes périmétriques par rapport aux façades, colonnes qui peuvent être placées soit à l'intérieur soit à l'extérieur de l'immeuble (fig. 3).

Quant à l'encombrement pour les assemblages entre les éléments de colonne, il est préférable d'avoir recours à des joints à contact, à des joints soudés (bout à bout ou avec bride soudée interposée) plutôt qu'à des joints boulonnés, en particulier s'ils sont à couvrejoint.

1.1.6. Choix du type de poutres et colonnes.

La nécessité de limiter la déformation à flexion des poutres (point 1.1.3.) et l'utilité de noyer librement dans le plancher les conduits pour le passage des fils électriques, des tuyauteries et des conduits de climatisation, influence le choix de poutres ajourées du type à nid d'abeille ou à treillis. Pour les colonnes les profilés en I à larges ailes sont pour la plupart préférés aux tubes ronds ou rectangulaires en raison de la simplicité de réalisation des joints boulonnés aux poutres.

1.1.7. Fonctions complémentaires des planchers.

Les planchers transfèrent aux éléments concentrés de contreventement les actions horizontales distribuées et assemblent dans le plan horizontal les colonnes en assurant ainsi leur stabilité.

Il s'agit de fonctions complémentaires à celles de supporter les charges verticales: elles sont particulièrement importantes dans cette conception de la structure et elles exigent des planchers une résistance proportionnée et une indéformabilité aux forces de coupe imprimées sur leur plan.

D'un point de vue de la construction, ces nécessités n'ont pas une influence appréciable sur la quantité des matériaux requis, d'autant plus si le plan de l'immeuble est du type compact; au contraire elles représentent une complication souvent considérable des préfabriqués. Pour résoudre

le problème au moyen des éléments du plancher, ceux-ci devront être munis de joints (efficaces dans le plan horizontal) assurant leur rattachement aux éléments voisins et aux structures métalliques sur lesquelles ils s'appuient (exemple fig. 4).

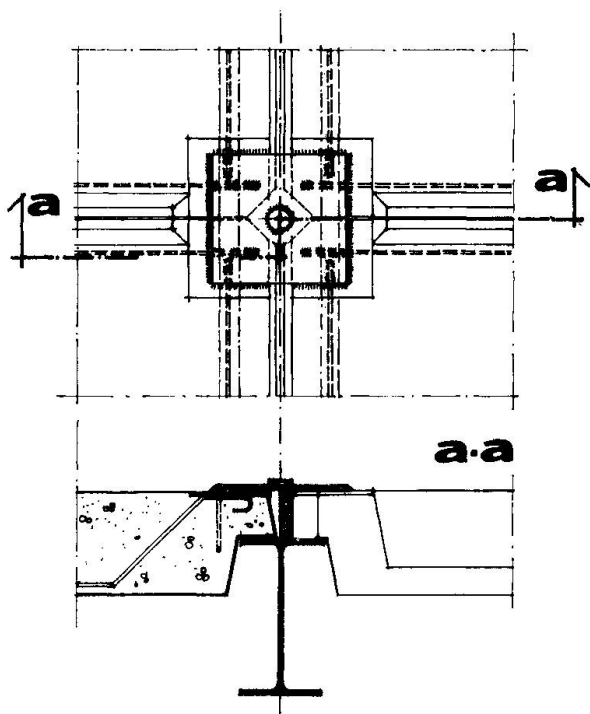


Fig. 4

Le manque d'uniformité de la structure, résultant de la hauteur, concerne de cette manière un nombre limité de membrures, concentrées en quelques zones du bâtiment. Pour les autres membrures, il est possible de pousser le processus d'industrialisation, dans les limites toutefois d'une conception traditionnelle de la structure comme "ossature incorporée" qui caractérise la construction sur commande.

2. Construire des bâtiments préfabriqués en série.

La fabrication en série des bâtiments correspond à une conception précise de l'industrie de la construction et de son marché, qui s'exprime dans le slogan "bâtir les maisons comme on construit les automobiles". Dans ce sens, elle représente la réponse la plus avancée, dans le domaine de l'immeuble d'habitation, aux problèmes posés par les grands déplacements et accroissements démographiques de notre temps.

1.2. Calcul de la structure.

L'abandon du cadre à noeuds rigides simplifie la détermination des sollicitations; par contre les déformations (surtout sur les poutres) deviennent plus importantes, et on perd les avantages du calcul des proportions d'effondrement.

La considération de la résistance à effondrement peut au contraire donner de gros avantages si elle est appliquée à l'étude des assemblages, surtout de façon expérimentale, du point de vue de leur standardisation.

1.3. Observations finales.

La tendance à une industrialisation plus poussée se manifeste essentiellement dans un procédé de dissociation dans l'ossature, entre les fonctions statiques dépendant de la hauteur du bâtiment (stabilité d'ensemble, résistance aux forces horizontales) et celles qui se réfèrent à chaque étage (transfert aux colonnes et aux éléments de contreventement des forces qui agissent sur le plan).

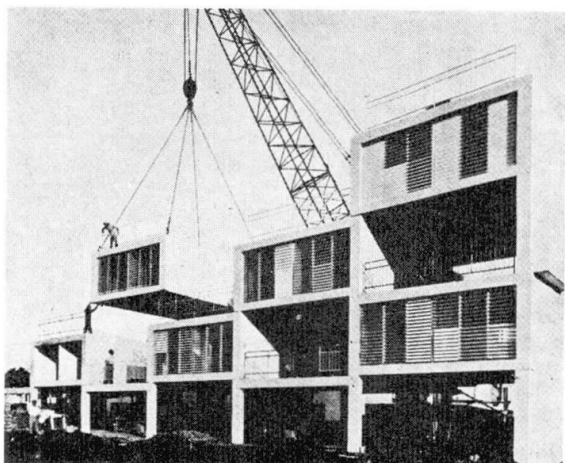


Fig.5 - Montage de cellules avec le système Shelley.

2.1. Nouvelle conception statique.

L'hypothèse la plus fréquemment avancée et le type réalisé le plus souvent est celui d'une cellule parallélépipédique qui peut être ou complètement finie à l'usine avec des dimensions transportable (sur l'exemple des roulettes ou des "containers" pour transport) ou assemblé au chantier à partir d'éléments finis de plancher, couverture et parois (fig. 5).

Du point de vue de la structure, après avoir réduit le problème de construction à la dimension de la cellule et dans la perspective d'une construction en série, on assiste, par rapport à la construction traditionnelle en acier, à une véritable révolution dans la manière de projeter avec répercussion sur la conception statique.

Le projet de la cellule en effet se fait selon une nouvelle dimension industrielle qui a l'appui de considérables moyens financiers et qui nécessite au préalable des recherches de marché, une définition des "users requirements" (besoins de l'utilisateur), une mise à jour continue et une recherche technologique.

Le projet se présente donc comme une réponse organique et globalement plus économique à tous les problèmes surgissant au cours des phases préliminaires. La conception statique est nécessairement insérée dans le processus unitaire de l'élaboration du projet et il faut nécessairement la considérer conjointement aux problèmes concernant le périmètre et la répartition intérieure du bâtiment, son équipement, la production en série de ses membrures, leur transport, leur assemblage, etc. .

On assiste donc à une convergence simultanée, au cours de l'élaboration du projet, de plusieurs connaissances qui, dans la construction traditionnelle, sont presque toujours présentes mais de façon non coordonnée et non contemporaine.

Le résultat de cette orientation du projet est la réduction au minimum du nombre des éléments constituant le bâtiment et l'association dans chacun d'eux d'un plus grand nombre de fonctions compatibles.

La solution peut s'avérer par conséquent extrêmement compliquée du point de vue de la structure, comme cela arrive pour certains types de véhicules dans lesquels, l'ossature disparue, l'enveloppe revêt une fonction de structure.

La limite de ce processus est précisément constitué par la cellule, absolument sans ossature, conçue comme enveloppe continue résistante.

2.2. Difficultés de construction dans les bâtiments à plusieurs étages.

L'analyse du régime statique de la cellule suppose la définition des conditions de charge et d'appui. Dans les bâtiments à un étage, aucune difficulté pour cela, car chaque cellule qui compose le bâtiment repose sur le sol et est considéré séparément des cellules voisines.

Dans les bâtiments à plusieurs étages que l'on pense réaliser, comme plusieurs projets l'ont prévu, par alignement et superposition de cellules utilisées comme les briques d'une maçonnerie, on rencontre deux difficultés de nature essentiellement structurelle:

- a) chaque cellule est soumise non seulement aux charges inhérents à la cellule reposant sur le sol, mais aussi à un ensemble de charges dépendant de la géométrie du bâtiment dans son ensemble et de la position que la cellule occupe dans celui-ci;
- b) le dimensionnement structurel de la cellule devrait satisfaire toutes positions possibles que la cellule pourrait occuper dans le bâtiment.

Pour résoudre la première difficulté il faudrait définir avec précision, au moment de l'élaboration du projet de la cellule, la géométrie même du bâtiment, ou des bâtiments à construire.

La seconde difficulté ne peut être surmontée qu'avec une énorme perte de matériaux, c'est-à-dire à des coûts très élevés, allant à l'encontre d'un principe fondamental de la production en série.

Des difficultés de construction de nature similaire, surgissent à propos des équipements: une cellule commune devrait par exemple pourvoir, en plus qu'à ses propres besoins d'installation, aussi au passage des canalisations des cellules voisines, besoin déterminable seulement en fonction du projet de l'ensemble du bâtiment.

Ces difficultés relèguent donc la cellule produite en série dans le domaine des bâtiments à un étage. Pour les bâtiments à plusieurs étages, le principe de poser les cellules l'une sur l'autre conduit, pour les raisons ci-dessus, à construire des bâtiments de forme banale et de hauteur très modeste.

2.3. Obstacles psychologiques.

D'autres difficultés, enfin, sont d'ordre psychologique et elles ont été déjà largement discutées par les architectes et les sociologues.

On ne nie pas la possibilité de nombreuses applications (motels, maisons mobiles, maisons de vacances ou de week-end) mais on doute que les bâtiments préfabriqués en série selon le procédé décrit et destinés à l'habitation puissent répondre aux besoins complexes de l'habitat. En effet, ces besoins peuvent tous être interprétés au moment de l'élaboration du projet de la cellule car ils font intervenir le monde des aspirations, des imaginations, un substantiel besoin de liberté de la part de l'habitant en tant qu'unité familiale.

Dans le domaine des bâtiments à plusieurs étages on ressent en outre un besoin de liberté de composition qui concerne le bâtiment dans son ensemble, comme possibilité de se développer librement dans l'espace en s'adaptant aux situations territoriales particulières et aux conditions

sociologiques changeantes. Négliger ces besoins signifie se poser le problème d'une façon incomplète: c'est pour cela que l'on pense que les bâtiments préfabriqués en série (système fermé) ne sont pas en mesure de résoudre le problème général de la production en masse de bâtiments à plusieurs étages destinés à l'habitation.

3. Construire avec des éléments préfabriqués en série.

Supposons maintenant que nous utilisons, avec la cellule dont au point 2., une ossature portante autonome (macrostructure), complètement dégagée de la cellule et destinée à lui proposer, quelque soit sa position dans le bâtiment, les mêmes conditions d'appui et de charge qu'elle a comme élément isolé reposant au sol (fig. 1. 3.).

La structure de la cellule est ainsi responsable seulement du transfert à la macrostructure des charges reposant sur elle; la macrostructure est responsable du transfert aux fondations des réactions des cellules.

3.1. Liberté de composition du bâtiment.

Dans ces conditions l'élaboration du projet des cellules n'engage en rien l'élaboration du projet du bâtiment.

Les cellules pourraient être projetées, d'un point de vue structurel, comme des éléments parallélépipédiques en tôle nervurée ou emboutie, liée à la macrostructure à des endroits correspondant aux joints prédisposés sur elles: leur dimensionnement pourrait aussi prévoir l'éventualité d'un montage d'une seconde cellule sur la première, sur une face quelconque non relié à la macrostructure.

En tout cas il s'agirait d'un nombre de conditions d'appui et de charge limitées, déterminable à priori au moment du projet de la cellule et indépendant du projet du bâtiment.

La macrostructure, séparée des cellules, a besoin évidemment d'un espace propre pour pouvoir se développer; cet espace peut aussi être occupé par les canalisations qui doivent relier les cellules au terrain et ce-

ci du point de vue de l'équipement comme du point de vue de la structure.

La répartition de l'espace entre les zones réservées aux cellules (espace habitable) et les zones réservées à la macrostructure (espace structurel) concerne une phase préliminaire de l'élaboration du projet et

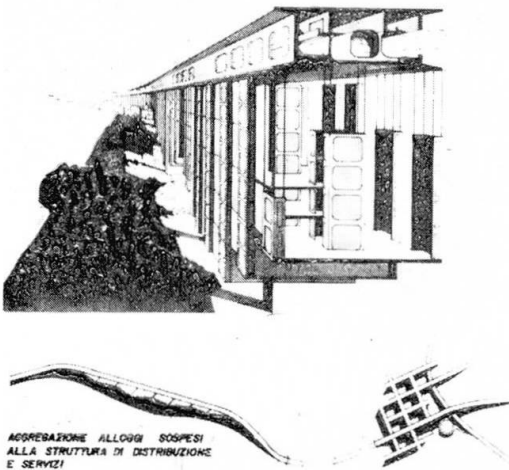


Fig.6 - Concours international Ceca 1966; Gruppo Severino, Conti, Indiati - Roma. Macrostructure et cellules suspendues. (tiré de "Casabella" N.325)

devient un élément caractéristique d'un système de construction déterminé.
(Fig. 6 et 7).

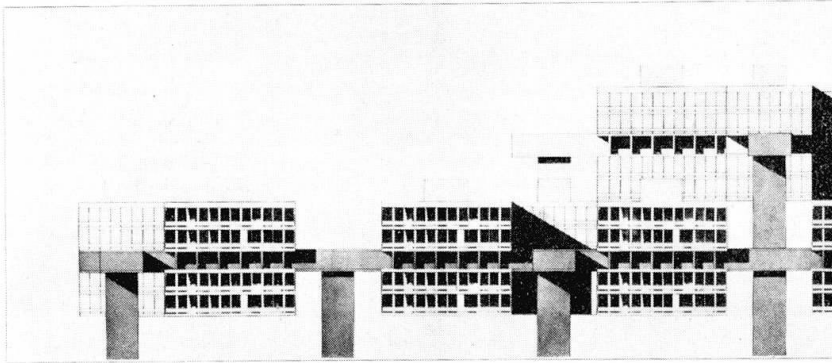


Fig.7 - Concours international Ceca 1966
Nizzoli Associati, progettazione struttura
Finzi, Nova, Finzi - Milano
Exemple de bâtiment à plusieurs étages réa-
lisé avec macrostructure et composants en série.
(tiré de "Casabella" N. 325)

3.2. Souplesse de distribution du plan au niveau de la cellule.

Supposons maintenant , dans le domaine de la cellule, que nous distinguons les éléments préfabriqués verticaux des parois et l'élément horizontal qui forme le plancher, concentrant sur ce dernier toutes les fonctions structurales de la cellule qui consistent dans le transfert des charges agissant sur elle aux appuis prédisposés sur la macrostructure.

Il est évident que, si les parois ne participent pas à la fonction structurale d'ensemble de la cellule, elles peuvent occuper une position quelconque sur le plancher, correspondant, après une coordination préalable des dimensions et des joints, aux seuls désirs de l'utilisateur.

La souplesse de répartition de l'espace sur l'élément horizontal qui forme le plancher veut que le plancher assume aussi des fonctions d'équipement en plus de ses fonctions de structure. En particulier il est nécessaire pour cela que le plancher soit creux, sur l'exemple d'un plateau de scène (plancher équipable).

3.3. Observations finales.

La solution la plus avancée dans le domaine de la construction industrialisée de bâtiments à plusieurs étages destinés à l'habitation (c'est-à-dire dans le domaine qui présente les plus grandes possibilités de développement futur) c'est donc de construire avec des éléments de série qui peuvent s'adapter à une libre composition du bâtiment de tout genre, et avec la plus grande souplesse de distribution au niveau de l'unité d'habitation.

Ce but peut être atteint par une attitude nouvelle en matière d'élaboration du projet où il faut distinguer deux phases:

- le projet des éléments en série (composants)
- le projet des bâtiments

Avant ces deux phases vient se placer une phase préliminaire de co-

ordination au cours de laquelle est précisée la validité du produit de construction, est assurée la compatibilité de dimension des composants, sont définis les espaces habitables et les espaces structurels et sont précisées les possibilités technologiques de fabrication à l'usine, de transport et de montage.

Après l'élaboration du projet des éléments en série, effectuée avec le concours massif de techniciens des industries intéressées, se fait la production "par stock" des planchers et de tous les composants qui reposent sur eux, y compris les parois éventuelles équipées pour cuisines et services et installation de tout genre.

Après le projet des différents bâtiments, auquel les industries de production des composants pourraient rester complètement étrangères, suivrait une production "sur commande" des macrostructures et des installations relatives de la part de firmes spécialisées.

L'aspect structurel de cette tendance dans les bâtiments à plusieurs étages destinés à l'habitation s'exprime dans les deux directions suivantes:

- a) la macrostructure, responsable des exigences structurelles du bâtiment dans son ensemble. Elle est produite sur commande en observant les caractéristiques de chaque situation sociale et du milieu. Elle occupe un espace structurel distinct et complémentaire de celui occupé par les unités d'habitation et pour cela sa faculté d'être modifiable ne touche pas ces dernières, destinées à une production de grande série.
- b) le plancher équipable, responsable des besoins structurels du bâtiment au niveau de l'unité d'habitation. C'est un produit de grande série comme les autres composants de l'unité, auxquels il est étroitement coordonné sous l'aspect des dimensions, des liaisons et des fonctions. Il est conçu comme une plaque de structure creuse et continue en fonction des critères suivantes:
 - critères statiques comme légèreté et rigidité à la flexion;
 - critères architectoniques comme la possibilité de les placer à côté des plaques voisines et la liberté de répartition de son plan de extrados;
 - critères technologiques en vue d'une production automatisée de type continu.

Références

- 1 G.BALLIO - L.FINZI - Studi ed esperienze su solai "attrezzabili" in acciaio - Costruzioni Metalliche n.5 - 1968
- 2 F.DE MIRANDA - A.G.BOLOCAN - In sintesi i moderni criteri di progettazione delle strutture d'acciaio negli edifici multipiano - Costruzioni Metalliche n.3 - 1969
- 3 A.MENDINI - E.D.BONA - Possibilità per la fabbricazione aperta - Casabella n.325 - 1968
- 4 L'ARCHITECTURE D'AUJOURD'HUI - Vers une industrialisation de l'habitat - n.148 - 1970
- 5 BAUEN + WOHNEN - Bausysteme und Vorfabrikation - N.11 - 1970

RESUME

La conception statique du bâtiment industrialisé doit faciliter l'industrialisation des structures et des éléments de finition dans chaque phase de la construction (usine, transport, montage).

On examine cet aspect en se référant aux bâtiments à plusieurs étages des types suivants: immeubles construits sur commande avec éléments et joints standardisés, immeubles préfabriqués en série, immeubles construits avec éléments préfabriqués en série.

ZUSAMMENFASSUNG

Der statische Entwurf der Industriebauten soll die Industrialisierung der Bauwerke sowie der Fertigstellungselemente in jeder Bauphase (Werkstatt, Transport, Montage) erleichtern.

Der Bericht untersucht diese Gesichtspunkte in Bezug auf mehrstöckige Bauten der folgenden Typen: Gebäude, die auf Bestellung mit standardisierten Elementen und Stossverbindungen konstruiert werden, vorgefabrizierte Gebäude in Serieausführung, Gebäude die mit in Serie vorgefabrizierten Elementen aufgeführt werden.

SUMMARY

The static design of industrial buildings is intended to facilitate the industrialization both of the buildings and of the completing elements during each building phase (workshop, transport, assembly).

The report investigates these aspects with regard to multistorey buildings of the following types: buildings constructed on order with standardized elements and joints, prefabricated buildings in serie execution and buildings which are erected by elements prefabricated in series.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Entwurf und Fertigung im Stahlbau

Design and Fabrication of Steel Structure

Projet et exécution en construction métallique

HANS JÜRGEN SONTAG

Dipl.-Ing.

Krupp-Druckenmüller, Berlin

BRD

1. Ausbau von Stahlskeletten

Das unproportionale Steigen der Baupreise ist nur durch Verringerung des Lohnanteils und dieses nur durch Mechanisierung und Automatisierung zu erreichen. Der Stahlbau bietet hierfür ausgezeichnete Voraussetzungen. Tragende Elemente für Hochbauten werden in der Zukunft vermehrt als Stahlkonstruktionen geplant werden. Stahlkonstruktionen sind jedoch in der Regel Skelette mit Teilen, die im Verhältnis zu ihrer Länge einen geringen Querschnitt haben und die Last in materialisierten Achsen abtragen, wogegen die raumabschließenden Elemente fehlen.

Eine hohe Rationalisierung des Stahlskeletts allein, dessen Wert etwa 10 - 15 % des Gebäudes und vielleicht 30 - 35 % des Rohbaues beträgt, kann daher nur von geringem Nutzen sein. In die Überlegungen zur Rationalisierung von Bauten mit Stahlskeletten ist also eine Rationalisierung des Ausbaues einzubeziehen. Hierzu gehören raumabschließende und zugleich tragende Elemente, wie Decken und Treppen, raumabschließende und nicht tragende Elemente, wie Außenwände und innere Trennwände, Rohr- und Kabelinstallationen.

Um die für ein Stahlskelett weitgehend realisierbaren Möglichkeiten der Rationalisierung voll ausnutzen zu können, ist bei der Planung des Stahlskeletts auf die Planung dieser Ausbauelemente Rücksicht zu nehmen. Die Planungen haben sich wechselseitig zu ergänzen.

Raumabschließende und zugleich tragende Elemente werden oft sinnvoll mit der Stahlkonstruktion zusammen entworfen. Decken bestehen häufig aus geformten Blechen oder aus Betonfertigteilen. Diese Elemente sind im gleichen Geist zu planen wie die Stahlkonstruktion, d.h. auch mechanisch, möglichst automatisch fertigbar, leicht zu verlegen, vielleicht sogar statisch mit der Stahlkonstruktion zusammenwirkend.

Bei raumabschließenden nicht tragenden Elementen ist auf gute Befestigungsmöglichkeit, auf Harmonisierung der Toleranzen, auf Beachtung bauphysikalischer Gesetze so zu achten, daß sich sowohl für die tragende wie für die Ausbaukonstruktion die Möglichkeit einer industriellen Vorfertigung und einer leichten Montage ergibt.

Bei der Planung von Installationen ist der Raumbedarf für Leitungsführungen und Installationselemente mit dem Raumbedarf für tragende Elemente so zu kombinieren, daß sich bei einer Optimierungsrechnung ein Minimum an Kosten für beide Gruppen von Bauteilen ergibt.

2. Rationalisierung der Stahlbaufertigung

2.1 Materiallagerung

Die Rationalisierung des Stahlbaubetriebes beginnt mit der Lagerung des Walzmaterials. Kosten entstehen durch Transporte auf dem Lagerplatz. Unvermeidlich ist der Transport vom antransportierenden Fahrzeug zum Lager und vom Lager zum ersten Rollgang. Da eine intensive Platzbelegung ein Lagern verschiedenartiger Teile - z.B. zwei gleiche Profile verschiedener Längen - übereinander erfordert, kommt als dritte Transportbewegung unter Umständen ein Umstapeln hinzu. Eine sorgfältige Planung dieser Transportbewegungen, ein möglichstes Vermeiden des Umstapelns, erfordert mehr Organisation, spart Transportkosten.

2.2 Die Vorfertigung der Einzelteile bis zum Zusammenbau

Die Vorfertigung von Kleinteilen an Einzelmaschinen, die Fertigung von Großteilen an Fertigungsstraßen, deren einzelne Fertigungsmaschinen an einem Rollgang liegen, wird im Hauptbericht erschöpfend und richtungweisend beschrieben. Der Betrieb dieser Anlage erfordert eine sehr überlegte Steuerung. Alle Maschinen, die an einer Fertigungsstraße liegen, haben unterschiedliche Durchlaufzeiten. Liegen z.B. eine Entzunderung, eine Spritzanlage, eine Säge und eine Bohrstraße in einer Fertigungsstraße, so wird meist die Bohrstraße die längste Fertigungszeit haben. Der Arbeitsrhythmus der anderen Maschinen hat sich danach einzustellen. Gewisse Puffer sind zwischen den Maschinen notwendig. Die Reihenfolge der Fertigung der einzelnen Großteile ist sorgfältig zu planen.

Die Fertigung der Kleinteile ist auf den Rhythmus der Fertigung der Großteile abzustimmen, so daß die zu einem Großteil gehörenden Kleinteile zum rechten Zeitpunkt fertig werden und mit dem Großteil zum Zusammenbau ausgeliefert werden.

Zur Einzelteilmontage ist zu zählen, das Schweißen langgestreckter Elemente auf Schweißstraßen, z.B. Fahrbahnplatten von Brücken mit aufgeschweißten Rippen oder I-förmige

oder kastenförmige Profile. Derartig vorgeschweißte Profile lassen sich in der weiteren Bearbeitung wie gewalzte Profile behandeln.

2.3 Zusammenbau und Verbinden von Einzelteilen zu Versandelementen

Nach der Einzelteilmontage folgt der Zusammenbau und das Verbinden der Einzelteile zu montagefertigen Elementen. Während die Maschinenindustrie bisher hauptsächlich Maschinen für die Vorbereitung von Stahlbauelementen auf den Markt gebracht hat, wird in der Zukunft die Entwicklung von maschinellen Einrichtungen für den Zusammenbau, das Verschweißen oder Verschrauben von Einzelteilen mit weitgehender Mechanisierung notwendig werden.

2.4 Oberflächenbehandlung

Am Ende einer Stahlbaufertigung liegt das Aufbringen der endgültigen Anstriche oder sonstigen Beläge. Auch hierfür werden wirtschaftliche Einrichtungen, wie elektronisch gesteuerte Sprüheinrichtungen, Tauchbäder o.ä. erforderlich.

2.5 Lagerung und Versand

Zur Rationalisierung einer Stahlbaufertigung gehört auch das wohlüberlegte Lagern und Verladen der Stahlbauelemente. Voraussetzung muß sein, daß die Montage minutiös auf Tag und Stunde geplant ist, daß Pläne für die einzelnen Führen von langer Hand vorbereitet sind.

Der Versand vorgefertigter Stahlkonstruktionen erfolgt mit Lastfahrzeugen auf der Straße, auf der Schiene oder auf dem Wasserwege. Das Beladen der Fahrzeuge mit Einzelteilen ist zeitraubend und aufwendig. Das Einlegen gefertigter Teile in Paletten mit genormten Gewichten von etwa 10 t - als eine Übertragung der für Kleinteile seit langem üblichen Technik auf Großteile - spart Zeit und Kräfte auf dem Lagerplatz und auf der Baustelle.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Mechanisierung und Automatisierung in Stahlbaubetrieben umfasst z. Zt. nur das Vorbereiten von Einzelteilen. Die Entwicklung von Fertigungsstrassen für den Zusammenbau und das Verbinden der Teile sowie das versandgerechte Lagern in Paletten, auch bei Grossteilen, wird notwendig. Ausser der Stahlkonstruktion, die nur 15% des Gesamtwertes eines Gebäudes ausmacht, ist die Entwicklung, Standardisierung und - wenn möglich - mechanische Fertigung der Ausbauelemente eines Gebäudes zu entwickeln und zu betreiben.

SUMMARY

The mechanisation and automatisisation in the production of steel structure up to now is limited to the machining of elements. It becomes necessary to develop the technology for automatical assembly and welding of elements. Finished steel elements should be packed in crates for easy handling and loading. Furthermore, not only the steel structure which comprises but 15% of the value of a building should be mechanically processed, but methods should be developed for designing and manufacturing automatically walls, floors and other elements for completing the building.

RESUME

En construction métallique la mécanisation et l'automatisation ne s'appliquent, pour l'instant, qu'à des éléments d'ouvrages. Il paraît indispensable de développer des chaînes de fabrication pour l'assemblage et le montage des parties, ainsi qu'un stockage rationnel qui permette une manutention aisée des éléments finis. Mis à part la structure en acier, qui ne représente d'ailleurs que le 15% du prix total d'un bâtiment, il est nécessaire de pousser la standardisation et, si possible, la finition mécanique des planchers, parois et autres éléments complémentaires.

Konzept für Entwurf und Fertigung im Stahlbau

Conception pour le projet et la fabrication des structures en acier

First Draft for the Design and Fabrication of Steel Structures

H. PANTHER

Dipl.-Ing.

Donges Stahlbau GmbH, Darmstadt
Deutschland**R. EISENBERG**

Dipl.-Ing.

Diskussionsbeitrag zu "Konzept für Entwurf und Fertigung im Stahlbau"1. Marktsituation für typisierte Stahlbauten in Mitteleuropa im Vergleich mit amerikanischen Verhältnissen

Es soll vorangestellt werden, daß sich bis heute die oft großzügigen Konzeptionen zur kostensparenden Vereinheitlichung durch typisierte Serienbauten - gemessen an den amerikanischen Verhältnissen - nur in unzureichendem Maße verwirklichen ließen. Diese Tatsache findet ihre Begründung in Gesichtspunkten verschiedenster Art, die man letztlich alle der vorgegebenen Marktsituation in Mitteleuropa zuordnen muß.

Im folgenden werden in einer kurzen vergleichenden Analyse die unterschiedlichen Voraussetzungen in den beiden Markträumen gegenübergestellt. Diese Randbedingungen machen deutlich, weshalb sich die Bestrebungen auf Vereinheitlichung der industriellen Bauweise zur zögernd in Mitteleuropa allgemein durchsetzen und daß dieser Prozeß z. T. auch als Generationsproblem angesehen werden muß.

Auf der anderen Seite wird ersichtlich, daß die im Generalbericht dargestellten allgemeinen Forderungen für die Fertigungstechnik den konsequenten, wenn auch mühsamen Weg aus dem mitteleuropäischen Marktdilemma darstellen.

1.1 Gegebene, oft sehr bizarr ausgeprägte Grundstücksformen der vorhandenen Industrieparzellen und Bauauflagen hinsichtlich der Einhaltung von Grenzabständen, Straßenfluchtlinien u. ä. Forderungen

In den europäischen Industrieballungszentren sind heute die Grundstückskosten schon so stark angestiegen, daß sich in vielen Fällen Anpassungsbauten oder sogar zwei- und mehrgeschossige Gebäude mit Aufzügen, Treppenläufen etc. kostengünstiger stellen als Typenbauten, in deren Rahmen gewisse Grundstücksteile wegen der Normung der Raster und Abmessungen nicht bebaut werden können.

In den Staaten ist die Verteilung der Industriebereiche dezentralisierter; außerdem steht erheblich mehr Bebauungsfläche zur Verfügung. Als Folge hiervon sind Bauauflagen, die die Bebauungsmöglichkeit der gegebenen Grundstücke begrenzen, gar nicht vorhanden oder ohne nennenswerte Bedeutung. Die Grundstückskosten sind nach wie vor relativ niedrig, sodaß man auf maßgeschneiderte Bauten nur in den seltensten Fällen zurückgreifen muß.

1.2 Stark unterschiedliche Schneelasten in Mitteleuropa als Folge der vielen Verwaltungsbereiche bzw. regionaler, klimatischer Besonderheiten

Als Folge hiervon müssen die Raster der Typenbauteile oft sehr stark variiert werden; in etlichen Fällen scheidet die Verwendung typisierter Bauelemente aus, da Feldweiten von weniger als 5,00 m aus betriebstechnischen Gründen nur selten in Kauf genommen werden können.

In Mitteleuropa gelten folgende Schneelasten in Gebieten, die für Industriebebauung infrage kommen (Orte mit max. 800 m über Meereshöhe):

Bundesrepublik Deutschland:	75 bis ca.	200 kg/qm
Niederlande; einheitlich		50 kg/qm
Belgien	35 bis	65 kg/qm
Frankreich Zone I	30 bis	135 kg/qm
Zone II	45 bis	150 kg/qm
Zone III	60 bis	165 kg/qm
Schweiz	80 bis	187 kg/qm
Italien Zone I	40 bis	70 kg/qm
Zone II	60 bis	110 kg/qm
Zone III	100 bis	160 kg/qm

Demgegenüber:

USA; Erheblich höhere vorgeschriebene Nutzlast (" live load ") des Daches

von	146 kg/qm $\hat{=}$ 30 pound/squ. ft.
allenfalls	122 kg/qm $\hat{=}$ 25 pound/squ. ft.

Es besteht somit eine geringere Abhängigkeit von der geographischen Lage des Baustellenortes als in Mitteleuropa.

Außerdem erhöhen diese Normen ganz allgemein den Stahl- bzw. Materialverbrauch und damit den Umsatz je Einheit der überbauten Fläche.

Da hiervon der gesamte Wettbewerb gleichmäßig betroffen ist, dürfen diese Vorschriften auch durch die relative Höhe der geforderten Belastungsannahmen als typisierungsfreundlich angesehen werden; der Unterschiedsbetrag von Typen-

bauten zu maßgeschneiderten Konstruktionen schlägt durch die größere absolute Höhe der Kosten gravierend zu Buch.

1.3 Der individuelle Gestaltungswille der Architekten

Namentlich verschiedene potente Architekten, die häufig regional eine "quasi marktbeherrschende Stellung" einnehmen, hemmen auf dem Gebiet der Typisierung die Rationalisierung in einem unvertretbaren Maße. In verschiedenen Fällen wird zwar von der Funktion des Bauwerkes gesprochen; bei der Entscheidung spielt jedoch der Gesichtspunkt der künstlerischen Oberleitung gemäß Gebührenordnung der Architekten in Gestalt der Durchsetzung individueller Vorstellungen eine dominierende Rolle. In solchen Fällen sind oft nur von der Typenbauweise stark abweichende Variationsbauten möglich, die aber immerhin bei ausreichender Objektgröße einer Automation im Hinblick auf die Darlegung des Generalberichtes zugänglich sind.

Auf diesem Gebiet wird sich zweifellos erst im Laufe des nächsten Jahrzehntes eine strukturelle Veränderung einstellen, da namentlich im süddeutschen Raum die Stellung des Architekten "von besonderer Art" und fest verankert in der Vorstellungswelt des Bauherrn ist.

Dieser Gesichtspunkt scheint in der USA nur eine unbedeutende Rolle zu spielen. Vielleicht wird dies auch durch die größere Transparenz des US-Marktes erklärt, da Konkurrenzbauweisen zu industriellen Stahlbauten, wie sie in Europa durch Betonfertigteilkonstruktionen bestehen, in USA bedeutungslos sind.

1.4 Gebührenordnungen für Planende als Hemmnis zur Vereinheitlichung

Da die Vergütungen von den tatsächlich abgerechneten Summen des Bauvorhabens nahezu linear abhängig sind, besteht aus dieser Sicht für den Planer keinerlei Tendenz zur Verwendung kostensparender Typenbauweisen. Überdies sehen verschiedene Architekten - nicht unberechtigt - hierin die Gefahr, daß der Bauherr sich im Hinblick auf die oft recht erheblichen Einsparungen auf dem Planungssektor zu Honorarkürzungen veranlaßt sieht.

Wegen der ganz anders gearteten infrastrukturellen Entwicklung haben diese Gesichtspunkte in den Vereinigten Staaten keine wesentliche Bedeutung erlangt.

1.5 Psychologisch bedingte Neigung zur Massivbauweise - besonders ausgeprägt im südlichen Raum -

In unserem Raum dürfte die historische Entwicklung der industriellen Bauweise - geprägt von Vorstellungen aus den meist allzu massiven Wohnbauten des 19. Jahrhunderts (Patrizierhäuser), charakterisiert durch Anlagen mit kaum vorhandener Großzügigkeit ohne Erweiterungsplanung - die durchschlagendste Erklärung dieses Phänomens sein. Viele Bauherrn und manche Planer haben bis heute noch nicht die Konsequenzen erfaßt, die sich durch die grundlegenden Veränderungen auf dem Gebiet der Heizungssysteme in den letzten beiden Jahrzehnten vollzogen haben. Während bei den früher praktizierten träg wirkenden zentralen Dampfheizungen oder Einzelofenheizungen mit intermittierenden Betrieb das massiv gebaute Fabrikgebäude als adäquate Bauausführung angesehen werden darf, ist bei den heute üblichen, schnell wirkenden Warmluftheizungen die Leichtbauweise mit hohen Wärmedämmwerten der raumabschließenden Teile, die selbst keine Wärme aufnehmen und speichern können, das Nonplusultra im großflächigen Industriebau.

Die logische Entwicklung zu dieser konsequenten Kombination von Heizung und Bauwerk wird leider häufig gestört durch Bauherrn und Planer, die sich zwar

für die moderne Fertigbauweise entscheiden, jedoch ein trägwirkendes Warmwasserheizungssystem wählen. Oft meint man bei der Entscheidung zum Einbau, diese Heizung wäre besser weil teurer, bemerkt ärgerlich die diversen Unzulänglichkeiten und erkennt selten, daß die Leichtbauweise mit ihrer zwangsläufig geringeren Dichtigkeit ein mit leichtem Überdruck arbeitendes Warmluft-Heizungssystem erfordert. Bedauerlicherweise wird dann häufig das Kind mit dem Bad ausgeschüttet: der Leichtbau wird verworfen und der massiven Bauweise der Vorzug gegeben !

Diese Überlegungen bilden wohl dafür eine Erklärung, daß nach Ermittlungen eines Marktforschungsinstitutes der Betonfertigteilebau einen Marktanteil von fast 50 % auf dem industriellen Sektor erreicht hat. Dies geschieht, obwohl das große Eigengewicht - mindestens das 5-fache des entsprechenden Stahlskelettes -, die erheblichen Fundamentmehraufwendungen - vor allem wegen der zwangsläufig notwendigen Einspannungen - und andere Nachteile einer Ausweitung im Wege stehen.

Dieser Gesichtspunkt gegen den typisierten Stahlhallenbau ist in der USA ohne Relevanz, da dort die Massivbauweise nie richtig Fuß fassen konnte. In den Staaten entfällt damit ein weiteres Moment, das der Vereinheitlichung in Mitteleuropa im Wege steht.

1.6 Forderungen des Brandschutzes unabhängig von Gefährdung und Brandbelastung

Im Generalbericht werden hier die entscheidenden Überlegungen aufgezeigt: tatsächliche Brandbelastung, Schadenswahrscheinlichkeit und Gefahr für Leib und Leben der Insassen. Die Frage, ob überhaupt Lebensgefahr bei großflächigen, eingeschößigen Hallenbauten mit einer genügenden Zahl von Fluchtwegen besteht, wird zwar auch gestellt, tritt jedoch zurück gegenüber den Überlegungen und Forderungen hinsichtlich des Bauwerksschutzes, wobei hierunter nicht ein absolutes Widerstehen, sondern nur eine zeitliche Hinauszögerung des Versagens wesentlicher Bauteile verstanden wird. Als Grund für diese Forderung wird die verringerte Gefahr der Brandbekämpfung angegeben. Daß die Insassen das brennende Gebäude bei Beginn der Brandbekämpfung längst verlassen haben, davon geht man bei eingeschößigen Hallen ohnehin immer aus. Bei diesen Objekten werden daher etwaige Ummantelungen an tragenden Elementen oder Dachtragwerken mit ihren hohen Investitionskosten entweder grundlos gefordert, wenn kein Brand im Gebäude ausbricht (überwiegende Zahl aller Hallen), oder zum Schutz der Brandbekämpfung verlangt, die den Zusammenbruch in aller Regel nur hinauszögern kann. Die Vermutung oder der Verdacht erscheint daher durchaus angebracht, daß ein erheblicher Teil solcher Auflagen im Vorhandensein der behördlichen Institutionen und dort im traditionellen Denken verankert ist.

Bei der bekannten Unvoreingenommenheit der Amerikaner und der relativ geringeren Einflußnahme der US-Behörden sind derart einengende Auflagen, wie wir sie z. T. in Mitteleuropa vorfinden, nicht denkbar, zumal der in Deutschland häufig empfohlene Ausweg der Massivbauten praktisch nicht gangbar ist. So ist auch dieses Hemmnis für die Ausbreitung der typisierten Stahlhallenbauweise nur in Mitteleuropa vorhanden. Es bleibt nur die Hoffnung auf die Traditionsvorstellungen aushöhlende Wirkung der Zeit, denn mit neuen Vorschriften allein ist es - wie das Beispiel der DIN 18230 Brandschutz im Industriebau zeigt - bei dem großen Ermessensspielraum, der dem Entscheidungsbeamten bleibt, nicht getan.

2. Praktische Probleme der Umstellung der Stahlbaubetriebe von Werkstättenfertigung auf Fließfertigung

2.1 Werkstättenfertigung im Stahlbau

Die noch immer überwiegende Forderung des Marktes nach Anpassung an die von Bauvorhaben zu Bauvorhaben wechselnden Bedingungen wird erfüllt durch maßgeschneiderte Bauten oder durch typisierte Bauteile, die durch begrenzte Variationsmöglichkeiten anpassungsfähig bleiben. Dementsprechend sind Stahlbauunternehmen nicht streng produktbezogen organisiert sondern als Folge von Fertigungsstellen für die üblicherweise anfallenden Arbeitsvorgänge:

- Oberflächenreinigung
- Zwischenkorrosionsschutz
- Längenmessung und Sägen (oder Scheren)
- Anreißen
- Bohren (oder Stanzen)
- Zusammenbauen
- Schweißen
- Endkorrosionsschutz

Die Reihenfolge ist nicht zwingend, beispielsweise können Oberflächenreinigung und Korrosionsschutz am Schluß des Ablaufes liegen. Weitere Arbeitsvorgänge, wie Abkanten, können hinzukommen.

Das Werkstück - oder mehrere gleichzeitig - werden von Arbeitsplatz zu Arbeitsplatz mit dem übergeordneten Hebezeug - dem Laufkran - transportiert. Am Arbeitsplatz selbst sollte ein dem jeweiligen Arbeitsvorgang angepaßtes Transportmittel oder Hebezeug zur Verfügung stehen. Der Fertigungsablauf scheint im Wesentlichen ein Transportproblem zu sein.

Der Wechsel in den Abmessungen und die unterschiedliche Konstruktion der Werkstücke beanspruchen die einzelnen Arbeitsplätze für ungleiche Zeiträume. Um diese ungleiche Beanspruchung auszugleichen, muß genügend Vorlauf und dazu ausreichend Stauraum zwischen den Arbeitsplätzen zur Verfügung stehen. Bei ausreichender Kapazität der Arbeitsplätze untereinander kann sich dann ein vertretbarer Fertigungsablauf ohne Wartezeiten einstellen, wenn auch mit relativ langer Durchlaufzeit. Wo kann aber Arbeitsfläche in ausreichendem Umfang als Zwischenlager zur Verfügung gestellt werden ? - Die Schwierigkeit der Stahlbaufertigung liegt also im Erfassen, Steuern und Kontrollieren des Fertigungsablaufes mit vertretbarem Aufwand.

Der Maschinenbau bietet jetzt speziell für den Stahlbau Fertigungseinrichtungen an, die zwei und mehr Arbeitsgänge miteinander verbinden: Oberflächenreinigung und Korrosionsschutz, Längenmessung und Sägen, Anreißen und Bohren, oder Messen, Sägen und Bohren in einer Einheit. Die logische Weiterentwicklung ist die Verbindung dieser Fertigungseinrichtungen untereinander und schließlich der Übergang zum Fließprinzip.

2.2 Gründe zur Umstellung auf Fließfertigung

Selbstverständlich muß bei einer Umstellung der Fertigung die Wirtschaftlichkeit der erforderlichen Investitionen gegeben sein. Daneben zwingt aber der Mangel an Arbeitskräften in Mitteleuropa zum Ersatz manueller Arbeit durch Maschinenarbeit und zum Ersatz manueller Steuerung einer Maschine durch Überwachung

mehrerer Maschinen durch eine Person. - Wegen des Arbeitsschutzes ist es zu begrüßen, daß bei zunehmender Zusammenfassung von Fertigungseinrichtungen innerhalb eines Betriebes der für das herkömmliche Stahlbauunternehmen typische Krantransport eingeschränkt wird.

2.3 Zeitpunkt der Umstellung

Aus der Sicht der Wirtschaftlichkeit wird die Umstellung von der Werkstättenfertigung zum Fließprinzip dann notwendig, wenn das Produkt mindestens kostengleich hergestellt werden kann. Wenn der Markt aufnahmefähig ist, muß die mit einer Rationalisierung verbundene und mögliche Kapazitätsausweitung in die Betrachtung einbezogen werden.

Wegen des großen Kapitalbedarfes wird die Umstellung eines Betriebes nur im Verlauf mehrerer Jahre durchzuführen sein. Um die Wettbewerbsfähigkeit des Unternehmens nicht zu beeinträchtigen, ist zu untersuchen welche Zwischenstufen (z. B. die Umstellung von einzelnen Betriebsteilen) und in welcher Reihenfolge sie zu wählen sind.

Für die Branche als Ganzes läßt sich die Tendenz erkennen, für die einzelnen Betriebe aber sind unterschiedliche Bedingungen maßgebend. Der Zeitpunkt der Umstellung wird beeinflußt durch die Verhältnisse Lohnanteil zu Materialanteil einerseits und Lohnkosten zu Kapitalkosten andererseits.

Die vom Vortragenden aufgezeigte Fertigungssimulation zur Auswahl des optimalen Maschinenparks für Fertigungslinien, bietet sich außerdem an als Entscheidungshilfe zur Ermittlung des Zeitpunktes für betriebliche Veränderungen. Das für die Auswahl des Maschinenparks bereits erfaßte Werkstückspektrum kann bei Eingabe der Arbeits- und Transportzeiten sowie der Lohnstundenkosten auch für herkömmliche Bearbeitungsweisen und Zwischenstufen zum Fließprinzip ausgewertet werden; Die betriebliche Umstellung kann in jedem Stadium vorweg angenähert auf Wirtschaftlichkeit kontrolliert werden.

2.4 Grenzen des Rationalisierungseffektes in Abhängigkeit vom Produkt

Die Fertigungsanlagen für Oberflächenreinigung, Korrosionsschutz, Messen, Sägen und Bohren (ebenso Scheren und Stanzen), die augenblicklich zur Verfügung stehen, lassen sich durch Rollbahnen in Verbindung mit Quertransporteinrichtungen zu Fertigungslinien verketteten. Die Arbeitsgänge des Trägerbaus lassen sich also vollständig zu einer Fertigungslinie vereinigen. Durch den Wegfall eines Arbeitsganges - des Anreißens - kann die oberste Grenze der möglichen Rationalisierung erreicht werden, wenn die Bearbeitungsdauer der einzelnen Arbeitsgänge einigermaßen übereinstimmt (Takt).

Für viele, vor allem schweißintensive und zu größeren Einheiten zusammengebaute Konstruktionen sind die oben genannten Arbeitsgänge nur Teile der im Werk auszuführenden Arbeiten. Das Anfügen von wiederkehrenden Einzelteilen kann wohl noch durch Verwenden von Vorrichtungen an den Arbeitsrythmus angeschlossen werden, weitergehender Zusammenbau aber und Schweißen lassen sich bei wechselnden Konstruktionen kaum in einer fließende Fertigung einordnen.

Je weiter der Bearbeitungsgrad fortschreitet, umso mehr nimmt die Vielfalt der Konstruktionsformen zu, die Zahl der möglichen Wiederholungen und Ähnlichkeiten aber, die Ansatzpunkte für Fertigungsvereinfachungen sind, ab.

Parallel dazu sind auch die der Fließfertigung gerechten Flurfördermittel für solche Konstruktionen weniger geeignet. Auch wenn die Vorbearbeitung entsprechend dem Trägerbau durchgeführt wird, muß gemessen am Gesamtarbeitsaufwand der einer Rationalisierung zugängliche Anteil kleiner sein.

2. 5 Steuerungsprobleme und Platzfragen

Die zur Fließfertigung verbundenen Fertigungsanlagen müssen nahezu im Takt arbeiten. Die zwischengeschalteten Kurzzeitpuffer in Form von Quertransporteinrichtungen können Taktunterschiede in der Größenordnung etwa einer Stunde ausgleichen.

Die Arbeitsvorbereitung muß die zur Bearbeitung anstehenden Werkstücke zur richtigen Mischung zusammenstellen, die möglichst dem durchschnittlichen Werkstückspektrum entspricht, das der Bemessung des Maschinenparks zugrunde lag. Während bei der Werkstättenfertigung der Dispositionsspielraum im Wesentlichen im Betrieb benötigt wurde wird er bei der Fließfertigung in die Arbeitsvorbereitung vorverlegt. Die konstruktive Bearbeitung muß lange genug vorlaufen, um der Arbeitsvorbereitung eine breite Auswahl von Werkstücken zur Verfügung zu stellen. Gelingt es nicht die Werkstücke optimal zu kombinieren, so bestimmt der längste Einzeltakt den Durchlauf; es muß in Kauf genommen werden, daß die übrigen Arbeitsplätze vorübergehend teilbeschäftigt sind. Um eine möglichst gleichmäßige Auslastung aller Fertigungsstellen zu erreichen, wird - zu Gunsten einer erleichterten Disposition - der erzielbare kurze Durchlauf des einzelnen Werkstückes durch die Fertigung nur bedingt die Lieferzeit eines Gesamtbauwerkes verkürzen können.

Durch Rollenbahnen und Quertransporteinrichtungen wird mehr Fläche für die Fertigungsstellen beansprucht als bei kranbedienten Arbeitsplätzen. Die Quertransporteinrichtungen müssen für das längste Werkstück bemessen werden und in der Querrichtung großzügig ausgelegt sein, um den Zugriff zu erleichtern. Während in den Quertransporteinrichtungen nur die Förderebene zu Aufnahme von Werkstücken zur Verfügung steht, wird bei kranbedienter Werkstättenfertigung im Stauraum vor den Arbeitsplätzen (sofern ausreichend vorhanden) i. d. R. mehrlagig übereinander gestapelt.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Hinblick auf die schwierige Marktsituation ist nur eine allmähliche Umstellung von der Werkstattfertigung zum kapitalintensiven Fließsprinzip ratsam. Sie sollte Zug um Zug mit dem Abbau der unter 1. 3 bis 1. 6 geschilderten Schwierigkeiten und Hemmnisse vollzogen werden, zumal wegen des hohen Kapitalbedarfs das Finanzierungsproblem ohnehin einen Zeitraum von mehreren Jahren in Anspruch nehmen wird.

Neben der Auswahl des richtigen Maschinenparks ist der Zeitpunkt und Fortschritt der Umstellung für die Wettbewerbsfähigkeit massgebend. Trägerkonstruktionen können leichter in eine fließende Fertigung eingeordnet werden als schweissintensive und zusammenbauintensive Konstruktionen.

SUMMARY

Taking into consideration the difficult market conditions, the change from workshop production to rather expensive continuous operations can only be realized gradually. It should be accomplished by degrees and in accordance with the reduction of the difficulties and hindrances outlined in chapter 1.3 to 1.6; owing to the high capital investment the financing problem will moreover require a period of several years.

Apart from the selection of the appropriate equipment the moment and progress for changing will prove decisive for the competitiveness. Beam constructions can easier be integrated into a continuous process than constructions requiring principally welding and assembly work.

RESUME

Vu la situation difficile du marché, on ne peut conseiller qu'une conversion continue de la fabrication en atelier à une production en chaîne. Cette transformation devrait être exécutée par degrés et en réduisant les difficultés et les entraves selon les chapitres 1.3 et 1.6. Les exigences en capitaux et les problèmes financiers obligeront à étaler la conversion sur plusieurs années.

A côté d'un choix judicieux du parc de machines, le stade des progrès dans la conversion sera déterminant pour la compétitivité. La construction des poutres est plus facile à convertir en production intensive que la construction d'éléments requérant un grand travail d'assemblage et de soudage.

Beeinflussung der Herstellkosten durch das Entwurfskonzept

The Influence of the Design Concept on the Manufacturing Costs

L'influence de la conception du projet sur le coût de la fabrication

R. SCHLAGINHAUFEN

Dipl.-Ing.

Frauenfeld, Schweiz

Im Stahlbau werden die sogenannten massgeschneiderten Aufträge auch inskünftig einen wesentlichen Marktanteil einnehmen. Trotz aller Tendenzen nach Bausystemen werden Bauten für Kraftwerke, Chemieanlagen, Flugzeughallen, Hochregallager, Sportplatzüberdachungen, Hochgerüste für Freiluftschaltanlagen, Betriebsgebäude kommunaler Werke, Industriehallen, Türme, Brücken und Stege und zum Teil auch Schulen weiterhin für den Einzelfall projektiert, konstruiert und gefertigt werden. Im Beitrag zum Thema I wurde darauf hingewiesen und im Diagramm "Ausschöpfungsgrad der Rationalisierungsmöglichkeiten" auf Seite 38 des Vorberichtes gezeigt, dass sich diese etwa zu

50% aus spezifischen Massnahmen der Fertigung und zu

50% aus Massnahmen der Konstruktion und Fertigungssteuerung zusammensetzen. Dieser Anteil dürfte eher grösser sein.

In Aufträgen nach Mass bleibt die Lösung immer wieder vorkommender Einzelprobleme allzu oft der zufälligen Entscheidung des Sachbearbeiters oder einzelnen Konstrukteurs überlassen. Durch die fast unbegrenzten Möglichkeiten, die die Schweisstechnik im Entwurf und der Detailgestaltung bot, hat sich im Lauf der Jahre in den Konstruktionsbüros ein Individualismus breitgemacht, der die Stahlbauweise bei den steigenden Lohnkosten immer mehr belastet. Es wäre sinnvoll, für wiederkehrende Konstruktionsaufgaben standardisierte Lösungen zu entwickeln. Zur Zeit der Niettechnik wäre es kaum einem Konstrukteur eingefallen, einen einfachen Walzträgerstoss oder -Anschluss zu konstruieren und zu berechnen; er hat sich an die bewährte Ausführung nach "Stahl im Hochbau" oder einem andern Handbuch gehalten und damit Zeit und Kosten gespart. Bei der heutigen Materialpreis-Lohn-Relation, bei welcher der Lohnfaktor immer grösseres Gewicht gewinnt, fordert die Kostenseite gebieterisch, mit dem überspitzten Individualismus in der Konstruktion aufzuräumen. Letztlich wird dies zu einer Frage der Konkurrenzfähigkeit des Stahlbaues gegenüber andern Bauweisen.

Durch werksinterne konstruktive Normen wurde da und dort ein Anfang gemacht, immer wieder vorkommende Details ein für allemal festzulegen. Sie vermögen aber dem Gesamtinteresse des Stahlbaues nicht zu genügen. Dazu müssen standardisierte Detailausführungen innerhalb eines Landes, d.h. im Gültigkeitsgebiet von Berechnungsnormen einheitlich und allen Projektierenden einschliesslich freischaffenden Ingenieurbüros zugänglich sein. Die Schaffung konstruktiver Normen könnte ein wertvoller Beitrag der nationalen Stahlbauverbände zur Förderung der Konkurrenzfähigkeit des Stahlbaues sein. In diesem Sinn hat z.B. der Deutsche Ausschuss für Stahlbau ein umfangreiches Forschungsprogramm in Auftrag gegeben, um aufgrund von praxisnahen Traglastversuchen Regelanschlüsse für den Stahlhochbau zu entwickeln. Die Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau steht vor dem Abschluss des ersten Teils ihrer konstruktiven Normen, in welchen folgende Details standardisiert sind: Pfettenanschlüsse und -Stösse, Ausklinkungen für Träger/Unterzugsanschlüsse, Trägeranschlüsse mit Winkelprofilen, mit Stegglaschen und mit Stirnplatten, Aussteifungsrippen, Montagelaschen, Wandanschlüsse.

Ziel solcher Standardisierungen ist vorerst eine Vereinfachung der Konstruktionsarbeit. Ein wesentlich grösserer Rationalisierungseffekt ist jedoch im Bereich der Materialwirtschaft und der Fertigung zu erwarten:

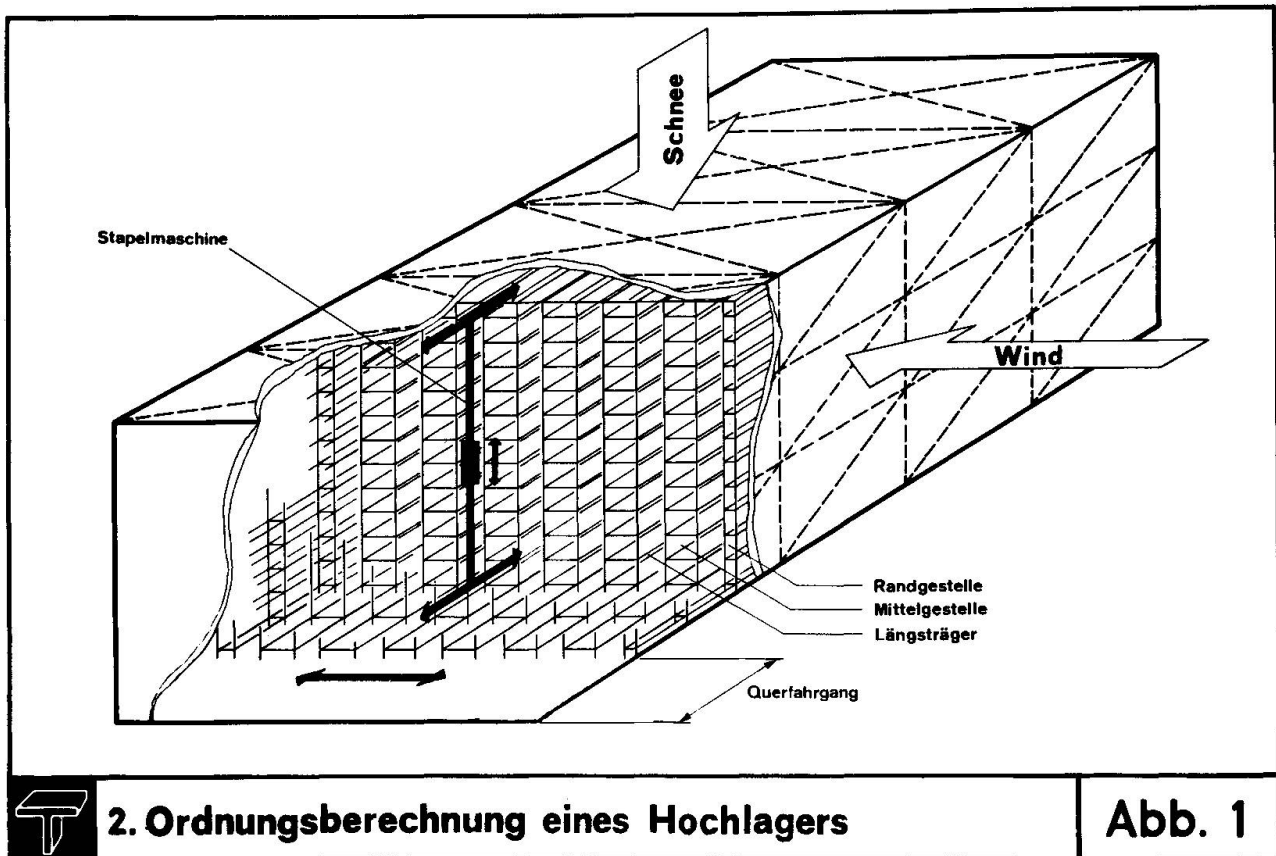
- die Zahl der benötigten Profile und Querschnitte, vor allem bei den Stabstählen, kann eingeschränkt werden. Die Lagerhaltung wird durch Verkleinerung des Sortiments verbilligt. Der Einkauf grösserer Mengen gleicher Profile wird rationeller.
- Standardteile wie Anschlusswinkel, Laschen, Rippen, Fuss- und Kopfplatten können auftragsunabhängig in grossen Serien als Füllarbeiten auf Vorrat gefertigt werden.
- die immer gleiche oder gleichartige Lösung eines Details führt in der Werkstatt zur Routine, und solche Arbeiten können von weniger qualifiziertem Personal zuverlässig ausgeführt werden.
- die Standardisierung erleichtert bei der grossen Personalfluktuation in den westeuropäischen Ländern die Einarbeitung neuer Mitarbeiter
- bei Standardausführungen wird die Fehlerwahrscheinlichkeit geringer
- Zeitverluste durch Warten auf nicht gängige Profile entfallen
- innerhalb massgeschneiderter Aufträge wachsen die Stückzahlen gleicher Hauptteile infolge standardisierter Anschlüsse, die Bildung von Teilefamilien wird begünstigt.

Neue Verbindungstechniken mit Schliessringbolzen oder HV-Schrauben als Scherbolzen eröffnen interessante Perspektiven, indem bei Trägeranschlüssen die heute üblichen angeschweissten Stirnplatten durch angebolzte Anschlusswinkel ersetzt werden. Die der Rationalisierung hartnäckig widerstehenden Schweissungen von Einzelteilen

können elegant umgangen werden und die Träger lassen sich in zweckgebundenen Strassen halbautomatisch fertigen (siehe Beitrag zu Thema I). An Stelle der angeschweissten Stirnplatte, die sich immer verzieht, tritt der verformungslos angeschraubte oder angebolzte Anschlusswinkel wie früher bei genieteteter Ausführung.

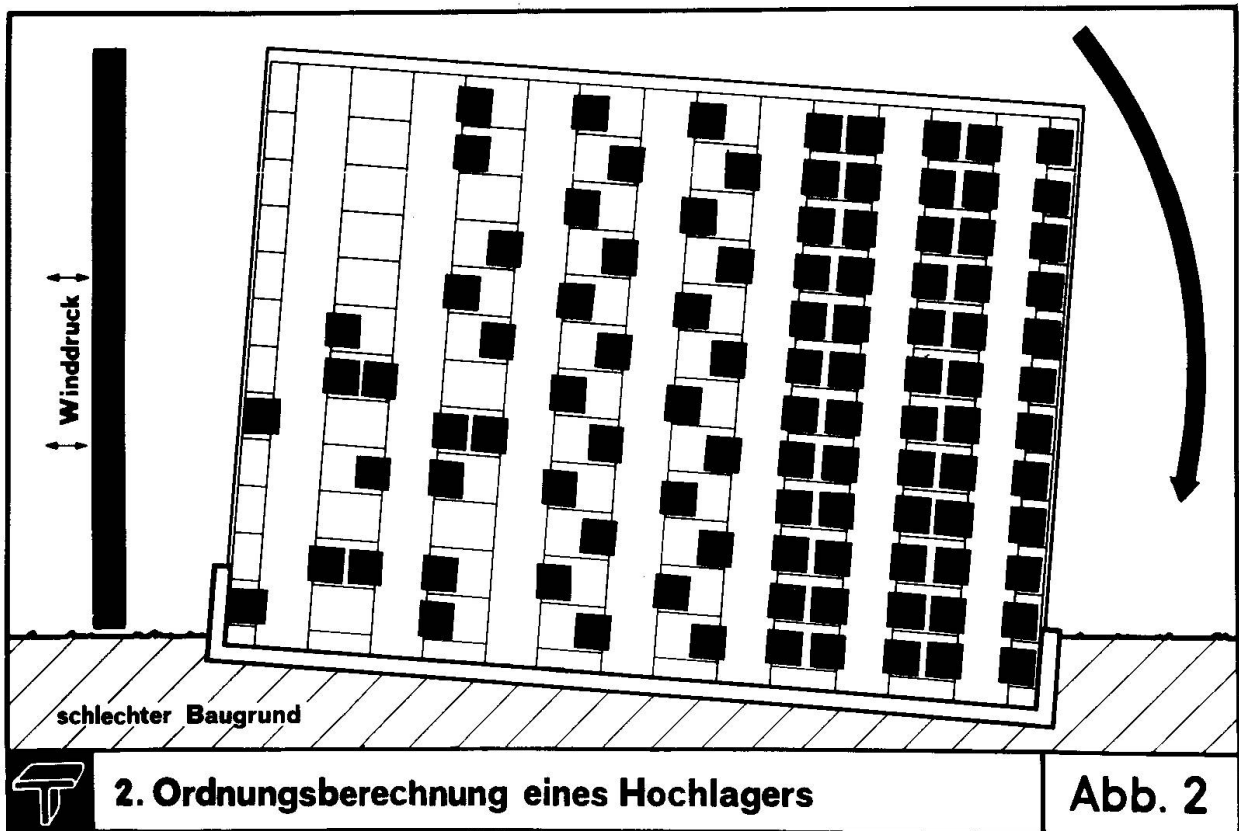
Es ist klar, dass sich mit zunehmender Standardisierung auch die Arbeitsvorbereitung vereinfacht. Ihr Aufwand ist ungefähr proportional zur Anzahl verschiedener Stücke innerhalb eines Auftrages. Diese Zahl verkleinert sich durch die Standardisierung; ausserdem sind für die Standardstücke die Unterlagen ein für allemal erarbeitet worden und vorhanden.

Am Beispiel eines Hochregallagers für 10'000 Palettplätze - nach Abb. 1 soll noch gezeigt werden, wie die Gesamtwirtschaftlich-



keit der Stahlkonstruktion durch konstruktive Ueberlegungen beeinflusst werden kann. Die Konstruktion setzt sich aus wenigen, aber in grosser Zahl vorkommenden Bauteilen zusammen, im wesentlichen aus den Randgestellen, den Mittelgestellen und den verbindenden Längsträgern. Die vollautomatisch ausgeführten Bewegungen der Stapelmaschine bedingen nicht nur eine sehr hohe Präzision in der

Herstellung der Palettgestelle, sondern erfordern auch eine enge Begrenzung der elastischen Deformationen im Betrieb. Die hochgradig statisch unbestimmten Gestellrahmen, bestehend aus den beiden Stützen und den eingeschweissten Riegeln, sind als Stockwerkrahmen verhältnismässig verformungsweich und empfindlich auf horizontale Kräfte. Solche treten auf bei Wind, Erdbeben und Schrägstellung der Gestelle infolge ungleicher Fundamentsetzungen (Abb. 2).



Man könnte die Steifigkeit durch Einbau eines Strebenzuges erheblich verbessern, was in vielen Fällen auch gemacht wird. Bei der grossen Stückzahl solcher Rahmen hat dies aber Mehrkosten zur Folge, die für den Bauherrn bei der Wahl zwischen Beton und Stahl ausschlaggebend sein können. In Anbetracht der vielen Wiederholungen gleicher Teile innerhalb des Bauwerkes rechtfertigt sich eine Optimierung eines jeden Teils hinsichtlich Berechnung, Konstruktion und Herstellung. Im vorliegenden Fall ergab die eingehende Berechnung der Schnittkräfte und Deformationen nach der Theorie zweiter Ordnung die Ausführbarkeit der Variante Stockwerkrahmen, die auch gesamtwirtschaftlich erheblich günstiger als die Fachwerkgestelle ist.

Innerhalb der einmal festgelegten Gesamtkonzeption muss sich nun der gute Konstrukteur verpflichtet fühlen, durch sorgfältige Ueberlegung eine Standardisierung aller Einzelheiten im Objekt herbeizuführen, mit dem Ziel, die Anzahl verschiedener Positionen minimal zu halten. Dies betrifft z.B. die Anordnung der Längsträgerstösse, die Fassadenanschlüsse, die Anordnung und Anschlüsse der Windverbände usw. Die Erfahrung an über einem Dutzend ausgeführter Anlagen zeigt, dass die Ausnützung der Reserven durch überlegte Konstruktion Einsparungen in der Fertigungszeit bis zu 25% erbringen kann.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird auf die Möglichkeiten und die Notwendigkeit hingewiesen, immer wieder vorkommende Konstruktionsdetails in umfassenden konstruktiven Normen länderweise zu standardisieren. Am Beispiel eines Hochregallagers wird ferner gezeigt, wie durch konstruktive Massnahmen die Herstellungskosten gesenkt werden können.

SUMMARY

The author underlines the possibilities and the necessity to standardize the typical shop details. The example of a high rise storage rack shows how through such a concept fabricating costs could be lowered.

RESUME

On rappelle la nécessité de standardiser par pays des détails constructifs se répétant régulièrement. On montre, en outre, dans le cas d'un entrepôt mécanisé la manière dont le coût de fabrication peut être influencé par la conception du projet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Application of Optimization in the Design of Mass-Produced Steel Buildings

Application de l'optimisation dans le calcul des bâtiments en acier fabriqués en grandes séries

Anwendung der Optimierung beim Entwurf massengefertigter Stahlbauten

G.G. GOBLE

Professor of Structures
Case Western Reserve University
Cleveland, Ohio, USA

1. INTRODUCTION

Methods of mathematical programming are finding increased useage in the automated design of structures and structural elements. Due to the ease with which the objective of cost minimization can be included it is natural that they should find particularly extensive application in the design of mass-produced structures. Furthermore, since they can be used to describe the design process with great clarity they add considerable understanding to the general design problem.

For purposes of applying optimization techniques many design problems can be stated in general form [1]:

$$\begin{aligned} &\text{Find } (\bar{x}) \\ &\text{such that} \\ &f(\bar{x}) \rightarrow \text{minimum} \\ &\text{and} \\ &g_j(\bar{x}) \geq 0 \qquad j = 1, \dots, M \qquad (1) \\ &H_k(\bar{x}) = 0 \qquad k = 1, \dots, L \qquad (2) \end{aligned}$$

where \bar{x} is a vector representing all design variables subject to the designer's decision, $f(\bar{x})$ is the objective or cost function, $g_j(x)$ are the limits placed on the design and $H_k(\bar{x})$ are the appropriate analysis expressions. It is, of course, impossible today to completely describe a design by (\bar{x}) . Many decisions must be made prior to entering the optimization phase. These decisions will usually include such items as material, system and configuration selection and these quantities selected will be referred to here as design parameters. For practical application in structural design today all design information except member proportions must be treated as design parameters. Those quantities included in (\bar{x}) will be referred to as design variables. The function $f(\bar{x})$ is quite a simple function either on a cost or weight basis. The primary limitation on the use of a cost based objective is the lack of really reliable cost knowledge, but probably it will be generated as its rational usefulness becomes apparent. The inequality limitations or constraints, $g_j(\bar{x})$, are available from design codes and engineering practice. For typical structures they include limits on stress, deflection, buckling, and a variety of arbitrary size limits which may be imposed by

architectural or functional considerations. The equality limitations $H_k(\bar{x})$ are given by the appropriate structural analysis expressions. One of the primary advantages in the use of optimization techniques is the fact that since the results of the analysis are processed automatically it becomes unnecessary to evaluate large amounts of computer output.

The expressions given above state the design task in the form of a mathematical programming problem. Since either $f(\bar{x})$ or $g_j(\bar{x})$ may be nonlinear the problem generally can be attacked using methods of nonlinear programming. A variety of methods have been studied and a thorough literature review will not be attempted. However, a brief summary and evaluation of some of the methods is appropriate.

2. LINEAR PROGRAMMING

If all of the constraints and the objective are linear functions of the design variables the problem is referred to as a linear programming problem. This problem has been studied exhaustively and well-developed methods are available for solution (ref. 2,3). Applications in the structural engineering field are available both in analysis and design. The plastic analysis problem which seeks to find the collapse load for a structure is conveniently solved by this approach. The analysis of large transmission towers which were actually tested have been reported (ref. 4) using this approach. It is found to be an efficient method for use where ultimate strength is the only consideration. The plastic design problem has also been approached in this way (ref. 5). While the literature in this area is quite extensive it does not seem to have reached the stage where practical application can be attained. In an extensive study of the design of truss structures for ultimate loads the linear programming formulation was used (ref. 6). For realistic designs these problems became very large and serious numerical difficulties were encountered with standard solution algorithms. In fact, a much more efficient solution was found by restating the problem in nonlinear form.

Linear programming has also been used to solve the nonlinear problem by successive linearizations (ref. 7). The attraction of this approach lay with the fact that computer programs for the solution of linear programming problems were readily available. However, attempts to treat these programs as a "black box" were not always successful and pitfalls were discovered that appear to limit this approach to users having considerable experience in optimization.

3. NONLINEAR PROGRAMMING APPLICATIONS

Nonlinear programming techniques were used by Schmit and his coworkers in extensive studies on the design of minimum weight structures for aerospace applications. Of particular interest are studies of the design of statically indeterminate systems and structures subject to buckling limitations (ref. 8,9,10). The constraints in these studies were usually derived from a fundamental analysis of structural failure modes rather than code type limitations typically used in civil structures. However, the insight into the behavior of structural designs is very useful.

Nonlinear solution techniques can be usefully divided into two groups, feasible direction methods and penalty function techniques. The work of Schmit mentioned above used methods which could be characterized as feasible direction methods. In general, optimization proceeds as follows: A design is found in the satisfactory, or feasible region. Design changes are made in the direction of

steepest descent of the objective function. For the typical structures problem the objective function is simply defined and its gradient is easily calculated. Design changes in the negative gradient direction will eventually lead to a design where one or more of the constraints are active and further attempts to improve the design in this manner will cause the design to become unsatisfactory. Thus, further design improvements must be made in a different way. At this point a feasible direction of redesign is sought. It is defined as a direction such that the constraints become less active and the value of the objective does not increase.

The method of Zoutendijk (ref. 11) is probably the most popular also the most efficient. However, it requires the calculation of the normals to the constraints and for structures problems it is frequently necessary to resort to finite difference techniques due to the effort involved in obtaining an analytic statement. In fact in many cases the constraints cannot even be stated explicitly.

The design of a simply supported prestressed concrete single tee beam for minimum cost is reported in reference 12. A modification of Rosen's method (ref. 13) to give a feasible directions method was used for optimization and the constraints came from the American concrete Institute, "Building Code". The design of a steel frame was reported by Brown and Ang (ref. 14). They also used Rosen's method and presented a thorough description of the method. The design of grillages was studied by Moses and Onoda (ref. 15) using Zoutendijk's method among others. This latter paper provided a very interesting study of optimization methods and the basic design problem but it did not attempt to produce results to practical problems. The Brown and Ang study attacks a more realistic problem using practical considerations but for such solutions to be useful they would have to deal with larger structures. The prestressed beam problem did lead to results which clearly could be considered useful. Tight deflection constraints are imposed as is common in practice. The solution is useful because it can be expected that structural cost is reduced with a substantial reduction in design effort. Also of interest is the study of a potential design specification change to systematically evaluate the cost saving which could result from this liberalization. Such a capability could be useful to evaluate the cost effectiveness of a proposed research investment. For instance, the cost for optimum structures with and without the proposed specification liberalization could be compared to evaluate the advisability of the research investment.

In all of these examples normals to the constraints were calculated analytically. While the procedure was successful the formulating and programming effort is a distinct disadvantage of the method.

The penalty function method converts the constrained minimization problem described by equations (1) and (2) into an unconstrained problem, the minimum of which is the same as the constrained problem. The basic approach is to add some quantity to the objective function either when the constraints are approached or violated. One method, suggested by Fiacco and McCormack (ref. 16) is to form a new function

$$\phi(x, r_k) = F(\bar{x}) + r_k \sum_j \frac{1}{g_j(\bar{x})}$$

where r_k is a positive constant and the other quantities are as previously defined. For a given value of r the function $\phi(\bar{x}, r_k)$ will be nearly the same as $F(\bar{x})$ if the design is far from any of the constraints limitations. As the constraints are approached the second term on the right side of the equation approaches infinity. If the value of r_k is large the effect of the constraint is felt at a considerable distance. Experience shows that optimization proceeds efficiently by beginning with a large value for r_k and finding the minimum of $\phi(\bar{x}, r_k)$. For successively smaller values of r_k the unconstrained minimization problem is solved using the minimum from the previous r_k as a starting point. As r_k approaches zero the unconstrained minimum approaches the optimum of the constrained problem. If a very small value of r_k is used in the beginning the resulting function will be difficult to minimize. Therefore, the sequential approach adds substantially in efficiency.

The penalty function method, or perhaps more commonly, the Sequence of Unconstrained Minimization Technique (SUMT) is receiving considerable attention at the present time. It is attractive because it provides a possibility for treating the optimization method as a "black box" of which the engineer has (or needs) only a general knowledge. A variety of unconstrained minimization programs are becoming generally available from computing centers and they can usually be quite easily applied. It is probably advisable for the novice user to select a rather simple method such as that of Powell (ref. 17) which only requires the value of the function and avoids the calculation of gradients.

A weakness of the method given in equation (3) is the fact that the starting point must be in the satisfactory region. It is possible to formulate penalty functions where this is not the case but they approach the optimum from the unsatisfactory side and experience indicates that the interior function of equation (3) is most efficiently solved.

Extensive applications of the method have been studied by Kavlie and Moe (ref. 18). Providing that the dimensionality of the problem is not too large excellent results are obtained. The results of reference 15, which reported relative minima in the design space, were studied and it was found that with gradual changes in r_k the method converged to the global optimum if it was substantially different from other relative minima.

A practical application of particular interest in mass-produced steel structures reported in reference 19, was the selection of a minimum area cross section for a welded plate girder. The limitations of the AISC design specification (ref. 20) including lateral buckling were applied. The penalty function technique using the Powell method for searching the unconstrained function was used. The problem was programmed in about two weeks of continuous work by a rather inexperienced engineer. The result is a program of a highly modular character. If code changes occur it is only necessary that new code limitations be added.

4. HYBRID DESIGN METHODS

In some applications it is impractical or impossible to make use of the above methods due to excessive computer costs. Likewise, traditional design methods are inadequate because a unique criteria for design is lacking. In these cases it is useful to formulate a solution technique which makes use of

both direct design methods and systematic search techniques. The most common direct design methods are based on the concept of full utilization and usually are referred to as fully stressed designs. In this approach the design is sought in which the forces or stresses are at their limit in some load condition for as many limitations as there are design variables. This type of design is located at a vertex point in the design space.

There are two problems associated with this approach. First, the optimum design may not be at a vertex. This proven in reference 1 but in practical cases for civil engineering structures experience shows that the difference between the optimum design and the nearest vertex is not of practical importance. The one exception to this generalization is the case of deflection limited designs. If it is expected that deflections will be critical considerable care should be utilized in formulating and solving the problem and in particular care should be exercised if other than the complete nonlinear programming solution is used.

The second problem is the difficulty in locating all of the vertex points if the problem is nonlinear. If a large number of constraints are present the number of vertices can become huge. Every combination of constraints must be investigated and compared to obtain the solution. An example of this approach is presented in reference 21.

It is however, possible to make use of the full utilization concept in a somewhat different way and this approach will be referred to as a hybrid method. Consider the design of a plate girder cross section. In this case four design variables are present for a symmetrical section, the width and thickness of the flange and web parts. The function of the cross section can be divided into two parts. The web plate must carry the shear force alone. It participates with the flange plates in resisting moment forces. However, since moment is much more efficiently carried by the flanges the moment contribution of the web is coincidental in its design. If then the flange width and web depth are known the determination of the other two variables can proceed by selecting the web thickness so that shear stress requirements and any side constraints are satisfied. With the web proportioned its moment capacity can be determined and then the other flange dimension selected so that bending stresses in addition to side constraints are satisfied. It is possible that, if a complex design specification is used, it may be difficult to obtain the variables described above. In many cases, however, it is a reasonable computational task. Now the problem is reduced from a four dimensional constrained minimization problem to a two dimensional unconstrained minimization. If the two dimensions, web depth and flange width are given, the other two can be calculated. Thus, the optimum cross section can be found using a two dimensional search. It has been implied that web depth and flange width occupy a special position as independent variables. In this case the other two variables can also be considered independent. In fact there is some evidence that in this particular problem the web thickness makes a more desirable independent variable than does web depth.

Another example of this approach was presented in reference 22. The design of a cold formed thin gage section was accomplished by making the plate thickness dependent on all the other variables. Thus, given all of the cross section dimensions a material thickness is determined which satisfies all the constraints. The dimensionality is reduced by one and the problem is converted to an unconstrained minimization problem.

5. CONCLUSIONS

The methods outlined above represent one of the first really fundamental changes in design procedures to appear for structural engineers. They provide a potential for attacking problems which could not be solved by traditional methods. Both the fully utilized concept and the plastic design method will become increasingly unsatisfactory with expected developments in mass produced structures. Wide useage of light gage material and higher strength steels can be expected. This will lead to more complex design specifications and increased concern with failure modes such as gross and local buckling and excessive deflections. Thus, plastic collapse represents only one, and perhaps a rather unlikely, failure mode. Since the critical failure mechanism cannot be stated apriori, particularly if the structure is subjected to multiple load conditions, the use of a replacement problem such as fully stressed design or plastic design will be unsatisfactory.

A decade of experience with optimization techniques has shown some of their strengths and weaknesses. This experience has included practical design applications. From the standpoint of the designer and current applications the following conclusions can be drawn:

1. Mathematical programming techniques can be fruitfully applied to small problems (under a dozen variables).
2. Of mathematical programming techniques the SUMT method provides the opportunity for application by relatively inexperienced users.
3. The use of hybrid techniques for reducing the dimensionality and converting constrained into unconstrained problems provides a currently useable tool.
4. Iterative techniques continue to be useful in design and can be mixed with optimization methods.

6. REFERENCES

1. Schmit, L. A., "Structural Design by Systematic Synthesis", Proc. 2nd National Conference on Electronic Computation, Struct. Div. ASCE, Pittsburgh, Pa., 1960.
2. Dantzig, G. B., "Linear Programming and Extensions", Princeton Univ. Pres, Princeton, N. J., 1963.
3. Gass, S. I., "Linear Programming", McGraw-Hill Book Co., 1964.
4. Goble, G. G., and LaPay, W. S., "Analysis and Optimum Design of Truss Structures for Ultimate Loads", Report No. 40, Div. of Solid Mech., Struct. and Mech. Design Case Western Reserve Univ., 1969.
5. Hodge, P. G., "Plastic Analysis of Structures", McGraw-Hill, 1959.
6. LaPay, W. S. and Goble, G. G., "Optimum Design of Trusses for Ultimate Loads", Jour. of Struct. Div., ASCE, Vol. 97, No. ST1, Jan. 1971.
7. Moses, F., "Optimum Structural Design Using Linear Programming", Jour. Struct. Div., Vol. 89, ST1, Feb. 1963.

8. Schmit, L. A., and Morrow, W. M., "Structural Synthesis with Buckling Constraints", Jour. Struct. Div., ASCE, Vol. 89, No. ST2, April 1963.
9. Schmit, L. A. and Mallett, R. H., "Structural Synthesis and the Design Parameter Hierachy", Jour. Struct. Div., ASCE, Vol. 89, No. ST4, Aug. 1963.
10. Schmit, L. A., Kicher, T. P., and Morrow, W. M., "Structural Synthesis Capability for Integrally Stiffened Waffle Plates", AIAA Journal 1, 2820-2823, 1963.
11. Zoutendijk, G., "Methods of Feasible Directions", American Elsevier Publishing Co., New York, 1960.
12. Goble, G. G. and LaPay, W. S., "Optimum Design of Prestressed Beams", To be published in the ACI Journal.
13. Rosen, J. B., "The Gradient Projection Method for Nonlinear Programming", J. SIAM, 8, 1960.
14. Brown, D. M. and Ang, A. H. S., "Structural Optimization by Nonlinear Programming", Jour. of Struct. Div. ASCE, Vol. 92, ST6, Dec. 1966.
15. Moses, F. and Onoda, S., "Minimum Weight Design of Structures with Application to Elastic Grillages", Intl. Jour. for Numerical Methods in Engr., Vol. 1, 1969.
16. Fiacco, A. V. and McCormick, G. P., "Programming Under Nonlinear Constraints by Unconstrained Minimization: A Primal-Dual Method", Research Analysis Corporation, Tech. Paper RAC-TP-96, Bethesda, Md., 1963.
17. Powell, M. J. D., "An Efficient Method of Minimizing a Function of Several Variables without Calculating Derivatives", Computer Jour. 7(4), 1964.
18. Kavlie, D. and Moe, J., "Automated Design of Frame Structures", Jour. Struct. Div., ASCE, Vol. 97, No. ST1, Jan. 1971.
19. Goble, G. G. and Moses, F., "Automated Optimum Design of Unstiffened Girder Cross Sections", AISC Engr. Jour., Apr. 1971.
20. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", American Institute of Steel Construction, Feb. 1969, New
21. Holt, E. C. and Heithecker, G. L., "Minimum Weight Proportions for Steel Girders", Journ. of the Struct. Div. ASCE, Oct. 1969.
22. Seaburg, P. A. and Salmon C. G., "Minimum Weight Design of Light Gage Steel Members", Jour. Struct. Div., ASCE, Vol. 97, No. ST1, Jan. 1971.

SUMMARY

Methods of mathematical programming are finding increased usage in the automated design of structures and structural elements. Due to the ease with which the objective of cost minimization can be included, it is natural that they should find particularly extensive usage in the design of mass-produced structures. Furthermore, since they can be used to describe the design process with particular clarity they add considerable understanding to the design problem.

RESUME

Les méthodes de programmation mathématique trouvent des applications dans le calcul automatique d'ouvrages et d'éléments d'ouvrage. C'est grâce à la facilité avec laquelle la minimalisation du coût peut être réalisé que ce calcul s'applique tout particulièrement à l'étude de bâtiments fabriqués en série. De plus, depuis que ces méthodes sont employées à décrire le processus de calcul des projets, elles sont d'une aide considérable pour comprendre les problèmes de conception.

ZUSAMMENFASSUNG

Methoden mathematischer Programmierung finden vermehrte Anwendung im automatisierten Entwurf von Bauwerken und Bauelementen. Dank der Leichtigkeit, mit der die Kostenminimierung eingeschlossen werden kann, ist es natürlich, dass sie besondere ausgedehnte Anwendung beim Entwurf massengefertigter Bauten finden sollten. Ausserdem, und seitdem sie dazu verwendet werden können, den Entwurfsvorgang besonders klar hervorzuheben, leisten sie einen beträchtlichen Beitrag zum Verständnis des Entwurfsproblems.

The Design of Cold Rolled Z-Purlins

Construction de profilés en Z laminés à froid

Die Konstruktion kaltgewalzter Z-Dachstuhlpfetten

E.R. BRYAN

Professor of Structural Engineering
University of Salford, England

1. Introduction

The design approach to mass produced steel structures, and particularly to mass produced components, may be very different from the approach used in the design of individual structures. With mass produced structures it may well be possible to base the design assumptions on the observed behaviour of members and joints, and to modify the arrangement and details in the light of this behaviour. Such a procedure would rarely be economic in the case of an individually designed structure.

The paper describes how the above approach was used in the design of the cold rolled structural section most widely used in Great Britain, the zed purlin (Fig 1). The work described was undertaken for Metal Trim Ltd in the development of a new range of sections.

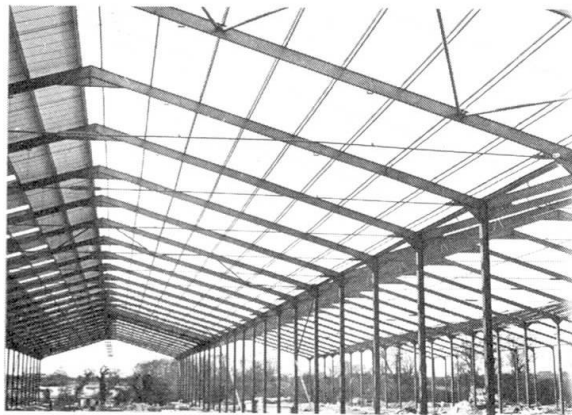


Fig 1

Zed Purlins in Practice

2. Preliminary Survey

Before any design work was commenced, a survey of requirements was undertaken by sending questionnaires to a number of leading structural firms. These questionnaires asked for the following information on steel framed buildings erected in recent years:- date, span, frame spacing, roof pitch, purlin type and spacing, and type of roofing. From the replies received it was found that by far

the most common frame spacing was 20 feet, followed by spacings of 15 feet and 25 feet. The most common roofing material was asbestos cement, with purlins at 4ft 6in centres. For purlins up to about 20ft span, the purlins were continuous over two spans, but above this span, the purlins were of single span. The most common roof pitch for portal frames was 16 - 19 degrees, but a significant number of buildings had pitches of less than 7 degrees.

From an analysis of the information received it was apparent that any new range of zed purlins must centre around a few popular spans and loadings. For instance, one design must be based on a 20ft span with asbestos cement sheets on purlins at 4ft 6in centres. By this means, the greatest economy would be made in the greatest number of cases.

In addition to giving information on existing buildings, the replies to the questionnaires indicated trends in building dimensions. For instance, the most recent buildings tended to have larger spans, greater frame centres and shallower roof pitches than buildings put up a number of years ago. It was therefore apparent that any new range of zed purlins should cater for these trends and possibly not include the smaller sections in the existing range.

Although it is not possible in a paper of this length to enumerate all the factors which played a part in the consideration of the new range of zed purlins, it is hoped that enough information is given to show the sort of approach which was used.

3. Design Approach

The empirical expression given in the British Standard for the design of zed purlins is that the section modulus (in inch units) shall not be less than $WL/115$ where W is the load on the purlin in tons and L is the span of the purlin in inches. There are also requirements governing the shape of the section. No mention is made of end fixity requirements, although it is common practice to use sleeves between adjoining spans.

In any new design approach it was considered vital to take into account the following factors: -

- (1) the most economic profile for the section
- (2) the most economic and efficient purlin sleeve and purlin/rafter connection
- (3) the actual strength of the steel used.

Item (1) could be determined from theoretical considerations and from a knowledge of the rolling process, but items (2) and (3) could only be obtained from tests. Using the information contained in items (1), (2) and (3), it should be possible to deduce the optimum design for a zed purlin system. In fact, this was the procedure which was adopted.

4. Section Profile

Without any preconceived ideas, various section profiles were considered and rejected one by one until only the nesting zed purlin was left. This section gave the most economic use of material and had the advantage that the same section could be used for the sleeves. The sizes of the flange lips were adjusted (Fig 2) so that the neutral axis of the section should be at mid height and the section modulus as great as possible.

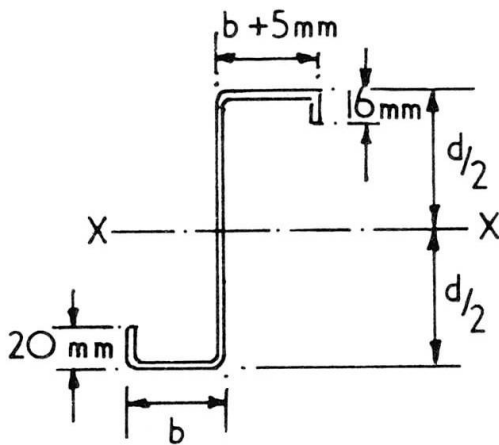


Fig 2 Profile of Zed Purlin

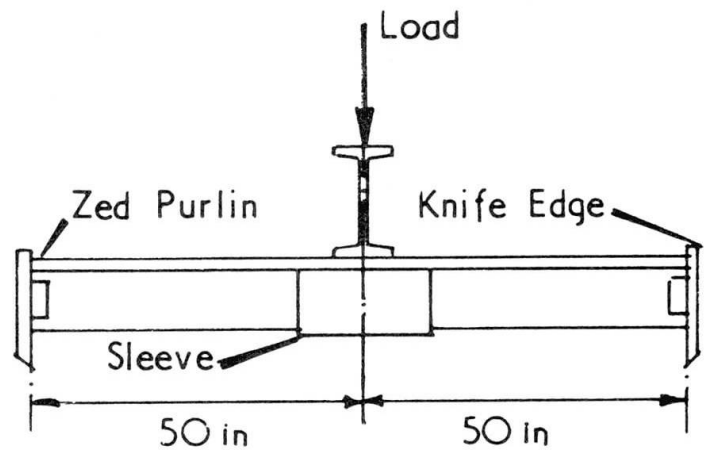


Fig 3 Experimental Arrangement

5. Purlin Sleeve

In order to test various purlin sleeves and purlin/rafter connections, the experimental arrangement shown in Fig 3 was set up using an existing type 7in x 2in x 14 gauge zed purlin. The assembly was put in a testing machine and load-deflection readings taken. Tests were carried out on unjointed purlins (Fig 4) and on twelve different types of bolted sleeves. Fig 5 shows an unsatisfactory detail, and Fig 6 shows a satisfactory arrangement, in fact the one finally adopted. For the section tested it was found that a lipped sleeve 18in long, with 6 - $\frac{5}{8}$ in black bolts gave the joint with the optimum efficiency and economy.

From Fig 7, it is seen that the deflection of the joint under an applied central moment M may be obtained by subtracting the deflections due to flexure of the unjointed zed from the total deflection of the jointed zed. Hence the moment-rotation curve for the joint (Fig 8) may be derived. In fact, $\theta = 0.403 \times 10^{-3}M$ radians.

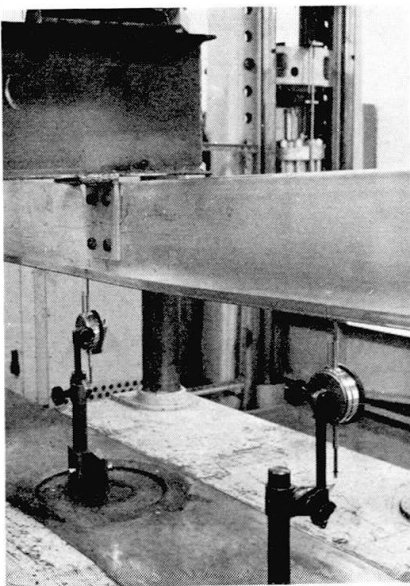


Fig 4
Tests on Unjointed Purlin

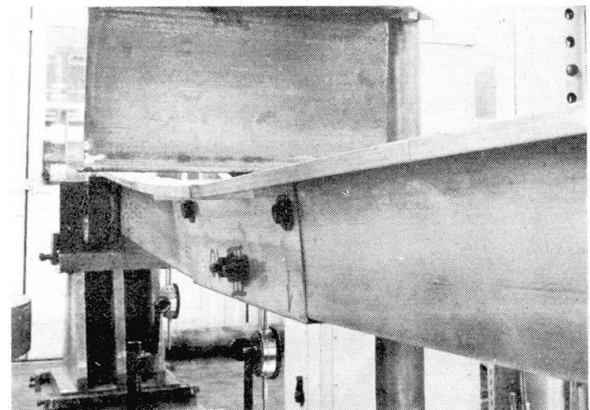


Fig 5
Unsatisfactory Detail

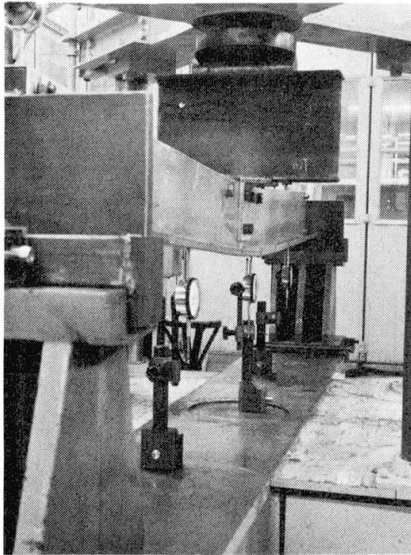


Fig 6
Satisfactory Sleeve Joint

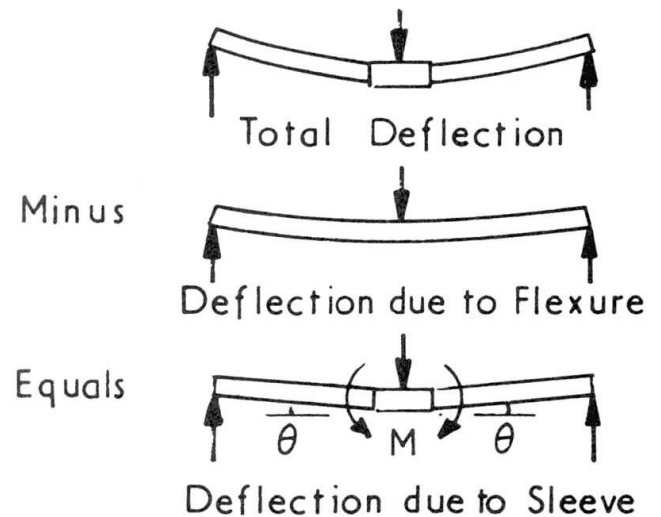


Fig 7
Determination of Sleeve Rotation

6. Material Strength

From the bending test on the unjointed purlin (Fig 4) the yield moment was 38.0 ton in and the section modulus was 2.0in³, giving a yield stress of 19.0 ton/in². This compared with a lowest yield stress of 17.2 ton/in² obtained from tensile coupon tests and a guaranteed tensile yield stress of 17.0 ton/in² from the manufacturers of the steel strip.

If the permissible working stress is taken as 0.65 times the yield stress, as specified in the British Standard, the nominal design stress is 0.65 x 17 = 11.0 ton/in², but the bending stress in the unjointed purlin over the support may be taken as 0.65 x 19 = 12.4 ton/in².

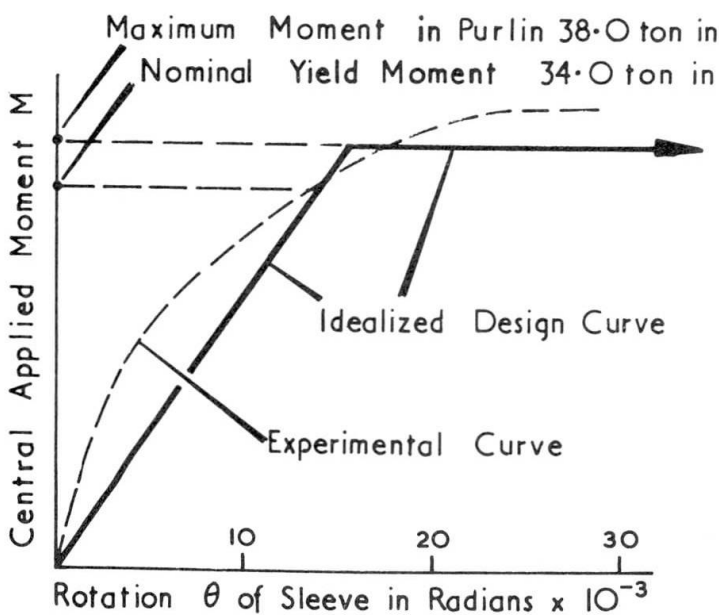


Fig 8 Moment-Rotation Curve for Sleeve Joint

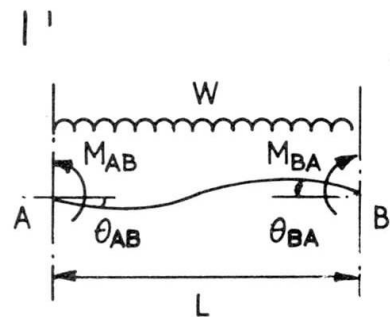


Fig 9
Slope-Deflection Nomenclature

7. Bending Moment Analysis

The analysis of the purlin was carried out by slope-deflection, using the actual moment-rotation relationship for the sleeve. For a 7in x 2in x 14g zed ($E = 13000$ ton/in², $I = 7.00$ in⁴) a 20ft span was normal so $L/6EI = 0.44 \times 10^{-3}$ in ton in units.

For a uniformly distributed load of W on span L the end moments and rotations are given by the following expressions: -

From Fig 9, $\theta_{AB} = -0.44 \times 10^{-3} (2M_A + M_B - \frac{WL}{4})$ (1)

From Fig 8, $\theta_{AB} = 0.403 \times 10^{-3} M_A$ (2)

From Fig 9, $\theta_{BA} = 0.44 \times 10^{-3} (M_A + 2M_B - \frac{WL}{4})$ (3)

From Fig 8, $\theta_{BA} = -0.403 \times 10^{-3} M_B$ (4)

These expressions were used to determine the maximum moments in the single span and double span purlins shown in Fig 10. As indicated in the figure, there are four cases to consider.

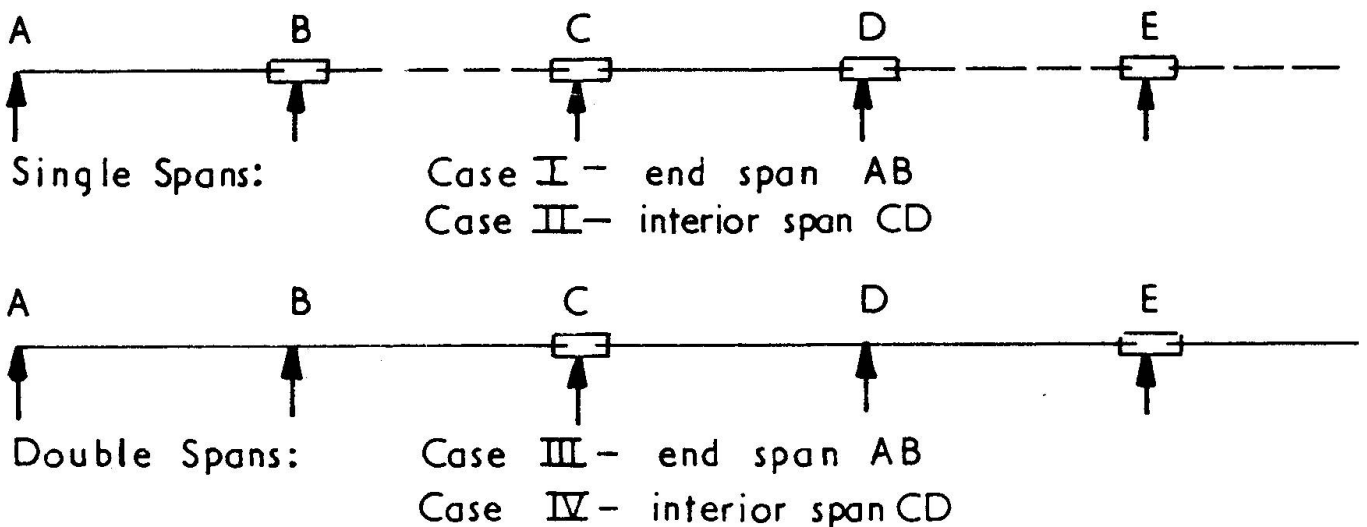


Fig 10 Cases of Purlins Considered

Case I End span of single span purlins.

Note, $M_A = 0$ and equation (2) does not apply, so that from equations (3) and (4) it may be shown that $M_B = 0.086WL$.

Case II Interior span of single span purlins.

Note $M_C = M_D = M$ say, so that using the form of equations (1) and (2) for span CD it may be shown that $M = 0.064WL$.

Case III End span of double span purlins.

Note, $M_A = 0$, equation (2) does not apply, and from continuity $\theta_{BA} = \theta_{BC}$. Hence from equation (3) and using the form of equations (1), (3) and (4) for span BC it may be shown that $M_B = 0.113WL$ and $M_C = 0.047WL$.

Case IV Interior span of double span purlins.

Note, $M_C = M_E$, from symmetry $\theta_{DC} = \theta_{DE} = 0$, and equation (4) does not apply. Hence using the form of equations (1), (2) and (3) for span CD it may be shown that $M_C = 0.052WL$ and $M_D = 0.099WL$.

The bending moment diagrams for Cases I to IV are plotted in Fig 11.

8. Purlin Design

From Fig 11, it is seen that the maximum moment in a single span purlin is $0.086WL$ which leads to a required section modulus of $0.086 WL/11.0 = WL/128$. For a double span purlin, the midspan moments all result in stresses which are less than the nominal design stress so that midspan moments are not the criterion. Over the support D the moment in the unjointed purlin is $0.099WL$ and the permissible stress is 12.4 ton/in^2 , so that the required section modulus for this position is $0.099WL/12.4 = WL/125$. At the support B, the moment is $0.113WL$ but if the section is reinforced at this point with a standard sleeve joint, the criterion again becomes the design at support D.

The recommendation for design is therefore that the section modulus in inch units should be not less than $WL/125$ and that a sleeve should always be used over the penultimate support, even in double span purlins.

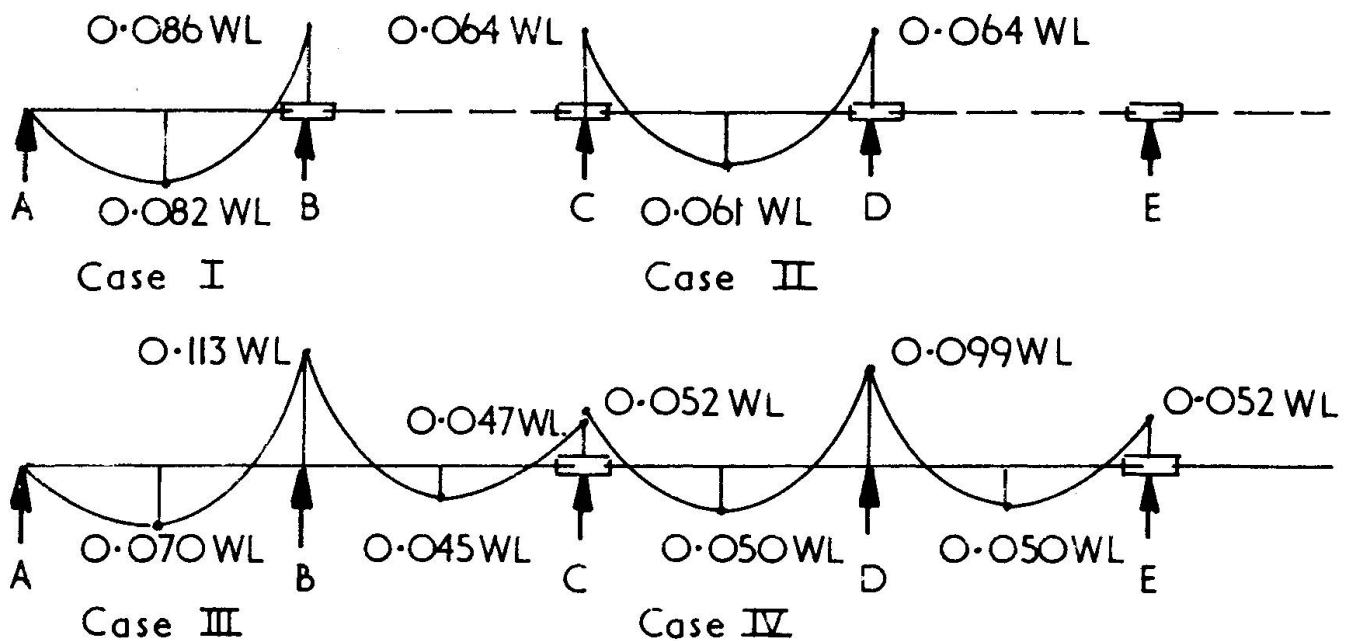


Fig 11 Bending Moment Diagrams for Purlins

9. Collapse Test on Existing Zed

Since the sleeve tests had been carried out on an existing type 7in x 2in x 14 gauge zed section, and the design method had been based on this section, it was considered advisable to carry out a full scale test on a pair of two 20ft span such purlins, jointed over the central support with one of the proposed sleeves. Each span therefore corresponded to the case of an end span in an actual building. Asbestos cement sheets were laid on the purlins and fastened with two hook bolts per sheet on one span and one hook bolt per sheet on the other span. The latter case represents the least lateral support that a purlin is ever likely to receive in practice.

With a section modulus of 2.0in^3 , the proposed design load of a purlin on a 20ft span is $\frac{2.0 \times 125}{240} = 2.04$ tons, and at this load, under test, the midspan deflection was 1.13ins, ie $\frac{\text{span}}{212}$. The collapse load of the span with the least lateral support was 2.28 tons, and of the other, 2.43 tons. Thus the least load factor of the purlin in practice was 2.19, which was considered entirely adequate, and a justification of the design method.

10. New Range of Purlins

Using the design expression given in Section 8 of the paper, and applying it to various spans and loadings as indicated in Section 2, a new range of zed purlins was designed in metric units. The sizes in the range (depth in mm x flange width in mm) are 140 x 45, 170 x 55, 200 x 60, 240 x 75, and each size is rolled in two or three thicknesses. By this arrangement ten different sections are obtained with four roll settings. The range is designed to fit around the most common types of roof loading met in practice and so optimum economy is achieved.

11. Tests on New Range of Zeds

Since the expression for the section modulus ($WL/125$) and the proportions of the profile did not conform to the empirical rules set out in the British Standard for the design of zed purlins, it was obligatory to carry out full scale tests on all the purlins in the proposed range to ensure that the deflections at working load and the collapse loads were acceptable. To this end, loading tests of the type shown in Fig 12 were carried out on every purlin in the range, at the maximum recommended span. Tests were made using asbestos cement sheeting fixed with hookbolts (Fig 12) and steel sheeting fixed with self tapping screws (Fig 13).

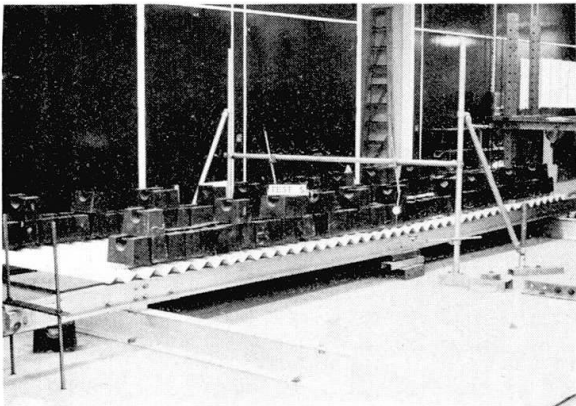


Fig 12
Test on Purlin with Asbestos Cement Sheets

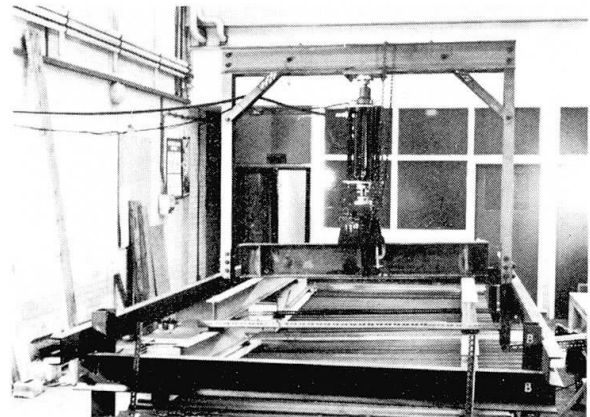


Fig 13
Test on Purlin with Steel Sheets

It must be appreciated that the results of these tests form the design criteria of the zed purlins. The design expressions obtained earlier are merely devices for proportioning the zed purlins, and consequently are only of secondary importance compared with the actual behaviour of the purlins under test.

It is not appropriate here to list the full results of the tests, but a summary is given of the deflections and load factors (collapse load/design load). At the design

load the maximum deflections averaged $\text{span}/_{230}$ for the smaller purlins (spans up to 22ft 8in), and $\text{span}/_{210}$ for the larger purlins (spans up to 30ft 0in). The load factors obtained from the tests were about 2.10 for the smaller purlins and 1.80 for the larger purlins. It was found that the highest load factors were obtained when steel sheeting was used; no doubt this was due to the fact that more effective lateral restraint was afforded to the zed purlins by self tapping screws than by hook bolts.

12. Effect of Sag Bars

From the series of tests just described it was found that sag bars contribute little to the strength of zed purlins under downward load. In practice, their main use is to give rigidity while the sheeting is being fixed, but once this operation has been completed their structural effectiveness under downward load is quite nominal.

Under upward loading, such as wind suction, the situation is entirely different. In Britain, the new Code of Practice on wind loading means that the criterion of design for most roofs is now wind suction rather than downward load, as has been the case in the past. It was therefore considered important to carry out tests on zed purlins under reverse loading.

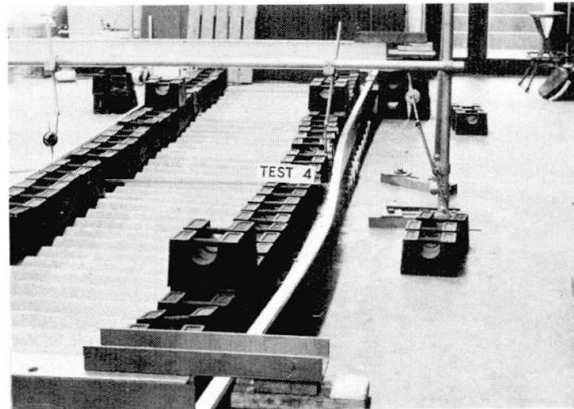


Fig 14 Reverse Loading Test on Purlin

Such a test is shown in Fig 14 using asbestos cement sheets fixed with hook bolts, which again represent the least lateral support likely to be met with in practice. The sag bar holes are positioned one above the other in the webs of the zed purlins and the sag bars are fixed to run from the bottom hole in one purlin to the top hole in the next. By this means maximum support is provided to the compression flange of the zed purlin. The effectiveness of the sag bar in providing lateral restraint is clearly seen in Fig 14, and the contribution of the purlin cleats and sleeves in preventing end rotation may also be observed.

From the tests using asbestos cement sheeting, it was found that the central deflection at the design load averaged $\text{span}/_{214}$ for the smaller purlins and $\text{span}/_{188}$ for the larger purlins. The load factors were about 1.80 and 1.55 respectively. These values are not significantly less than the values obtained under downward load, and if allowance is made for the fact that, in practice, the weight of the sheeting and purlins acts in an opposite sense to the wind suction, the results may be regarded as most satisfactory.

Reverse loading tests were also carried out on zed purlins using steel sheeting fixed with self tapping screws. The additional restraint, particularly the torsional restraint, afforded by these fasteners, reduced the central deflection to $\text{span}/300$ and increased the load factor to 2.22 for the smaller purlins tested.

From the tests it was found that one sag bar at midspan for spans up to 25ft 0in was adequate, but above this span two sag bars, spaced at $3/8$ of the span from each end, were necessary.

13. Comment on Tests

The test results confirmed the design assumptions and showed that, although zed purlins and asbestos cement sheets fastened with hook bolts gave entirely satisfactory results, zed purlins and steel sheets fastened with self tapping screws behaved even better.

Perhaps even more important than the actual test results was the fact that the full scale tests enabled the manufacturers to observe at first hand the behaviour of their product. As a result they have been able to answer with authority many questions which they could not have answered had the design been based on theory only. It is suggested that this intangible benefit of testing could be reaped for many other types of mass produced structures.

14. Bibliography

1. E R Bryan, M Kallaur and S Akhtar, "Asbestos cement roofs and zed purlins". Civil Engineering, Vol 65, No 764, March 1970, pp 249-255.
2. E R Bryan, "Asbestos cement sheeting and zed purlins under downward load and wind suction". Civil Engineering, Vol 65, No 765, April 1970, pp 375-376.
3. J M Harvey, "Flexure of a cold formed z-section purlin", The Structural Engineer, Vol 48, No 9, September 1970, p 381.

SUMMARY

The paper describes the development of a new range of Zed-purlins. After a survey of market requirements and likely future trends, tests were made on various purlin sleeves in order to obtain an optimum design. Full scale tests were carried out on every purlin in the range to ensure that the behaviour was satisfactory. The beneficial effect of sag bars under reversed loading such as wind suction is described. Attention is drawn to the benefits which the manufacturer derives from testing.

RESUME

Le rapport décrit la mise au point d'une nouvelle série de pannes en Z. A la suite d'une étude de marché et de son évolution probable, des essais furent faits sur différents joints de pannes afin d'obtenir une construction optimale. Toute une gamme d'essais furent exécutés sur chaque type de pannes pour s'assurer de leur comportement satisfaisant. On décrit ainsi l'effet bienfaisant d'une charge négative, comme l'effet de succion du vent, sur la déformation d'une panne et l'on insiste sur les avantages que peut tirer le fabricant de ces essais.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Bericht beschreibt die Entwicklung einer neuen Serie von Z-förmigen Dachstuhlpfetten. Nach Untersuchung der Markterfordernisse und der wahrscheinlichen Zukunftsrichtungen wurden Versuche an verschiedenen Dachstuhlpfetten im Hinblick auf eine optimale Konstruktion durchgeführt. Umfassende Versuche wurden an jeder Pfette vorgenommen, um sich Gewissheit über ihr befriedigendes Verhalten zu verschaffen. Der günstige Effekt von durchhängenden Riegeln unter entgegengesetzter Belastung, wie Saugwirkung des Windes, wird beschrieben, und auf die Vorzüge hingewiesen, die sich für den Fabrikanten aus den Versuchen ergeben.

Mass-Produced Steel Structures of Open-Web Sections

Production en série de treillis

Massengefertigte Stahlbauten aus Fachwerkträgern

P.K. DAS

Dr., Scientist and Head of Structural Design Section
Central Mechanical Engineering Research Institute
Durgapur, India

M.M. BASOLE

Dr., Senior Professor and Head of Applied Mechanics Department
Visvesvaraya Regional College of Engineering
Nagpur, India

Abstract

The light weight steel structures developed by the Central Mechanical Engineering Research Institute, Durgapur using openweb sections have effected considerable saving in structural steel. A brief outline of the design procedures, production technology developed and experiments done, have been reported in this paper.

Notation

P	: Load (Kg)
E	: Young's modulus (Kg/Cm ²)
G	: Shearing modulus (Kg/Cm ²)
h	: Depth of the joist section (Cm)
l	: Length of the joist (Cm)
I_f	: Moment of inertia of flange section (Cm ⁴)
J_f	: Torsional property of section of flange member (Cm ⁴)
θ	: Angle of inclination of web lacing with flanges (rad)
I_w	: Moment of inertia of web member about its axis of bending (Cm ⁴)
J_w	: Torsional property of section of web member (Cm ⁴)
J	: Equivalent torsional property of section of openweb beam (Cm ⁴)
A_w	: Cross sectional area of web lacing (Cm ²)
A_f	: Cross sectional area of flange member (Cm ²)
I	: $A_f \cdot h^2 / 2$ (Cm ⁴)
$(I)_e$: Equivalent second moment of area of an openweb beam across the lacing assumed as a solid beam (Cm ⁴)
δ_s	: Deflection due to shear (Cm)
δ_b	: Deflection due to bending (Cm)
η_b	: Equivalent length factor for the bending of the main members (dimensionless)
ϕ	: Angle of twist of joist in radins
ϕ_1	: Angle of twist of joist flanges in radians.

1. Introduction

With a view to effect economy in structural steel by reducing the weight of the structure¹ and also to develop methods of easy and quick fabrication and erection, research on light weight steel structure are in progress at the Central Mechanical Engineering Research Institute in India. This is of immediate practical importance in the country like India where there is a continued chronic shortage of steel. The openweb construction meets this very advantageously. Furthermore, this type of construction fits in Indian conditions since it is labour intensive and the results of these fabricated sections economically are also favourable. The sections provided are ideally used both in shear as well as bending which is rarely the case with rolled steel sections. The pioneering work done by the American Steel Joist Institute² in developing this type of joists for floor beam construction revealed its economic values and merits over the rolled joists. These sections may be 'tailor made' to suit the exact design requirements unlike the rolled sections which are dependent on standard rolling dimensions. The advantages of this type of construction are (a) strength with lightness, (b) substantial savings in material and fabrication cost, (c) speedy erection, (d) ease in handling, (e) reduced foundation costs, (f) clean appearance, and (g) reduced surface of steel work, bringing savings in initial and periodic maintenance.

2. Design concept, properties and stability of openweb sections

a. Openweb sections

A typical view of open beam is shown in Fig 1.

In the openweb sections, angles are used to form the flanges whereas rods between the flanges forming an warren trusses are used to resist shear force For

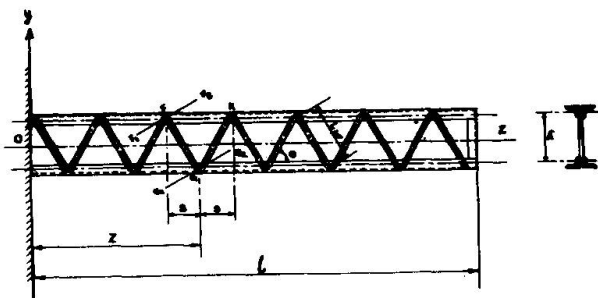


Fig 1

Geometry of an openweb section
of cantilever beam

the design of the section, the maximum bending moment to be resisted is calculated and the product of area of each angle with depth is approximately obtained by dividing the bending moment by one and half time the allowable stresses. Number of combination of depth and the area can be chosen to get the required resistance. However, to utilise fully, it is better to use standard available angles and calculate the depth accordingly. For shear the vertical component of the

angle lacings has to be equal to the shear force acting at a particular section and as such again two factors are available to control namely, the angle of inclination of lacing and area of lacing. Here again to utilise the material fully the area of standard rod is chosen and the angle is adjusted as required.

b. Properties

Knowing the different components the moment of inertia, can be calculated for this fabricated section by following elementary theories and hence the bending

and shear resistance. However, experiments have shown that the moment of inertia, the torsion, deflection and stresses are function of depth, area of flange, area of the lacing and inclination of the lacing. Even under optimum condition it is rather difficult to get the values of rigidities as calculated by elementary theory. Hence a form factor has to be used which modifies the moment of inertia. Hence, stresses can thus be easily calculated. The openweb beam has been treated as a solid beam with modified value of bending and torsional rigidity. A simple method for establishing the bending rigidity has been given in earlier publications^{3,4} where the web lacing has been treated as hinged with the flange and thus a correction factor is incorporated. The test set up for determination of bending rigidity is shown in Fig 2.

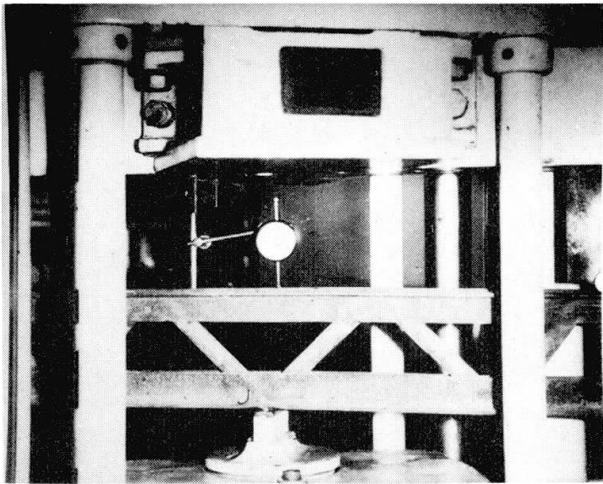


Fig 2

Test set-up for openweb joists subjected to mid-point loading

The modified value of moment of inertia of the openweb beam is given by -

$$(I)_e = \frac{1}{\frac{(\phi_b)^3}{I} + \frac{24 \phi_b}{A_w l^2 \sin^2 \theta \cos \theta}} = I.K$$

$$\text{where, } K = \frac{1}{(\phi_b)^3 + \frac{12 \phi_b}{\sin^2 \theta \cos \theta} \frac{A_f}{A_w} (h/l)^2} \dots 1$$

The torsional rigidity investigation^{4,5} has been done where the distortion of the cross section during twist was taken into consideration. The computed values of torsional rigidity are compared with the results of torsion tests on cantilever beams of openweb sections having different web stiffnesses and a good agreement was found between the experimental and calculated values. The torsion test set up of the joists is shown in Fig 3. The torsional rigidity obtained can be utilised in design formulae for calculating the critical compression stress in bending and the allowable stress for the openweb section.

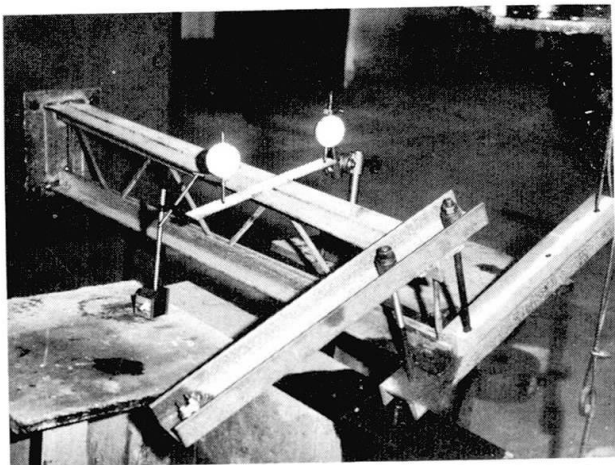


Fig 3

Torsion test set-up for the joists

The expression for ϕ and ϕ_1 are given by

$$\phi = \frac{2W}{\lambda w - \mu^2} \cdot \frac{Tl}{2GJ_f} = K \frac{Tl}{2GJ_f}$$

$$\phi_1 = \frac{2\mu}{\lambda\omega - \mu^2} \frac{Tl}{2GJ_f} = K_1 \frac{Tl}{2GJ_f}$$

$$\text{where, } \lambda = \frac{EI_f}{64GJ_f} \pi^4 (h/l)^2 + 2 \frac{EI_w}{GJ_f} \tan \theta \sin \theta \left[\frac{\pi^2}{16} \cos^2 \theta (2 - \cos \frac{\pi s}{2l}) \right.$$

$$\left. + 3/2 (l/h)^2 \sin^2 \theta \{5 - 8/\pi - (8/\pi - 1) \cos \pi s/2l\} - 9/4 (l/h) \sin \theta \cos \theta \sin \pi s/2l \right]$$

$$+ \frac{J_w}{J_f} \tan \theta \sin^3 \theta \frac{\pi^2}{16} (1 + \cos \pi s/2l)$$

$$\mu = \frac{EI_w}{GJ_f} \tan \theta \sin \theta \left[\pi/2 (l/h) \sin \theta \cos \theta \sin \pi s/2l + 3(l/h)^2 \sin \theta \right.$$

$$\left. \{5 - 8/\pi - (8/\pi - 1) \cos \pi s/2l\} - 3(l/h) \sin \theta \cos \theta \sin \pi s/2l \right]$$

$$+ \frac{J_w}{J_f} \tan \theta \sin^2 \theta \pi/4 (l/h) \cos \theta \sin \pi s/2l$$

$$\omega = \pi^2/4 + 2 \frac{EI_w}{GJ_f} \tan \theta \sin^3 \theta (l/h)^2 \{8 - 12/\pi - (12/\pi - 1) \cos \pi s/2l\}$$

$$+ \frac{J_w}{J_f} \tan \theta \sin \theta (l/h)^2 \cos^2 \theta (1 - \cos \pi s/2l)$$

c. Stability

From the shape of the openweb beam it becomes obvious that the ratio of the moment of inertia in the stiff and slender plane is quite high and as such critical stresses in compression bending is quite low which imposes certain more restriction on the total use of the material. The section is also very much susceptible to lateral buckling and it has been found that permissible load goes on increasing as point of application of the load is shifted from top flange to the bottom flange. The buckling load for such sections have been found theoretically by Basole⁶ to be

$$P_{cr} = 45.66 \frac{I_{yy} E h}{l^3}$$

when load is applied at bottom flange

$$\text{and } P_{cr} = 15.80 \frac{I_{yy} E h}{l^3}$$

when load is applied at top flange.

These results have also been verified experimentally, where

- I_{yy} : Moment of inertia in the slender plane
 E : Modulus of elasticity
 h : Depth of the section
 l : Span of the beam

In the extreme case the allowable load by applying to lower lacing flange may be as high as three times, from the point of view of lateral stability. In addition to these, even the small amount of prestressing is found to increase the stability of the girder.

3. Application of openweb section in different structures a. Portal frames

The analysis of openweb sections has been extended to portal frames.⁷ A simple rig was set up for the portal frame tests (EP 1 series) as shown in Fig 4. This

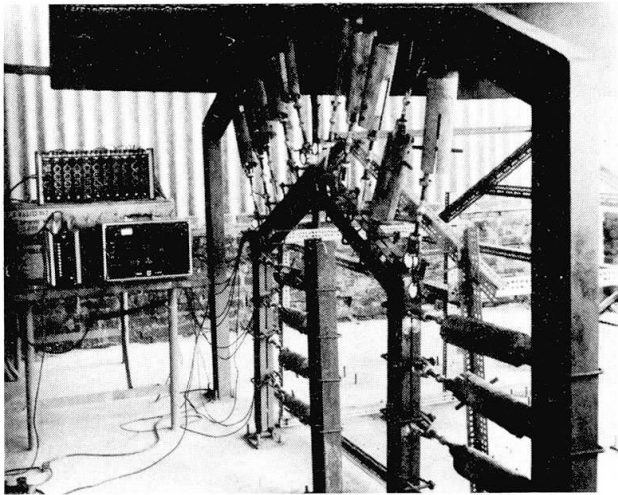


Fig 4

Test set up for the portal frame

consisted of a reaction frame which was identical in shape to the test frame but of enlarged dimensions to accommodate the test frame and loading tackles. The loads were applied by means of turn buckles and the load indications were obtained by spring dynamometers designed for this purpose. The dynamometers were calibrated in a universal testing machine. The loads were gradually applied at the purlin points as shown in Fig 4 and increased in steps of 20 Kg up to a maximum of 140 Kg at each point. The strain gauge measurements were made at some selected points along the portal frame.

The tests up to destruction of portal frames,

however, could not be carried out with the turn buckle loading system and the spring dynamometer loads indicating device. These tests were carried out with Lossenhaus-seunerk hydraulic jacks and 'individual testing cylinder plant'. These reaction frames were built up in parallel providing enough rigidity against deflection.

Four point loading with suitable loading links was applied on each member of the frame and the frames were tested up to destruction. The strain measurements at selected points along the flange of the portal frames, EP 2 series were taken. A further series of four portals varying the section parameters were tested up to destruction. The failure loads are given in Table 1.

It may be seen that the ultimate failure loads vary considerably depending on the nature of failure of the portals. In EP 2 series, where two portals were tested up to destruction, the eave joint failure of one of the portals, EP 2A, resulted in its premature collapse well before the material had reached its yield stress. Particular care was taken in welding and stiffing the eave joints of the portal, namely

TABLE 1

The ultimate failure loads of openweb portal frames subjected to joint loads

Portal series	Span Cm	Height Cm	Dimensions		Web rods dia mm	Ultimate failure load (experimental) of portal frame Kg	Yield load (Theoretical)	
			Section depth Cm	Flange area Cm ²			Web Kg	Flange Kg
EP2A	160	95	10	5.66	10	275	350	412
EP2B	160	95	10	5.66	10	400	350	412
EP3	160	97	11	5.66	6	275	138	470
EP4	160	97	11	5.66	12	850	560	470
EP5	160	97	11	9.00	10	782	390	700
EP6	160	97	11	9.00	12	1150	560	700

EP2B and the next series of portals.

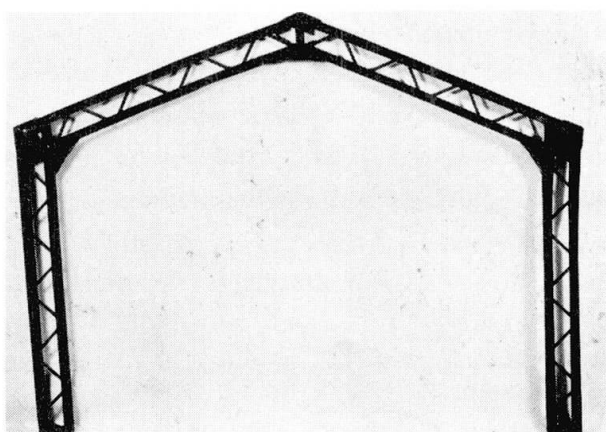


Fig 5(i)

Failure by lateral instability of portal yield load of the web, but much lower than the theoretical yield load predicted for the flange element. This shows that

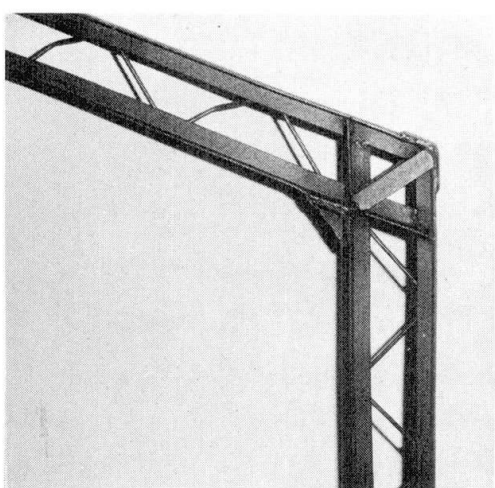


Fig 5(ii)

Buckling of the web rods of the portal

However, when the stresses in web rod and a flange element just reached the yield point, the frame buckled laterally which precipitated its instantaneous collapse Fig 5(i).

In the next series of portal tests, adequate lateral supports to the frame were provided. In EP3 series, the yield loads predicted by theory for the web rods at the section of maximum shear force and for the flange element at the section of maximum bending moment were respectively 138 Kg and 412 Kg. In the test, the ultimate loads of the portal reached was 275 Kg which was twice the yield load of the web, but much lower than the theoretical yield load predicted for the flange element. This shows that the theoretical yield load predicted for the flange element is not valid in this case, because, in the post-buckling range of the web rods, the depth and unsupported length of the flange elements have changed completely thus changing the yield loads of the flange element. A number of rods had buckled in the two highly stressed members of the portal before its ultimate failure as shown in Fig 5(ii). Similar trend was observed in two other test series EP5 and EP6. The ultimate failure loads of these portals were again twice the yield loads of the web rods.

In EP4 series, the ultimate failure load of the portal is only 52 per cent higher than the yield

load of the web rod, whereas it is 81 per cent higher than the flange yield load. This result fairly agrees with the ultimate loads obtained for the openweb joists. This portal tested up to destruction is shown in Fig 5(iii).

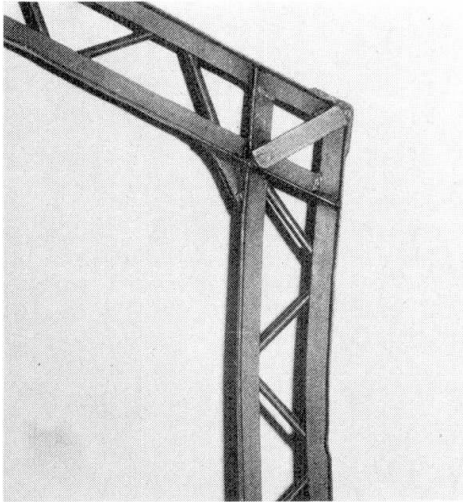


Fig 5(iii)

Bending failure of the flange angles of the portal

The whole frame is placed over eight brick pillars. The set up for the openweb interconnected beam system is shown in Fig 7. The deflection and bending moment curves for

In addition to model test on such structures prototype testing were also carried out. The photograph of the portal testing is shown in Fig 5.

b. Grid frames

The analysis of openweb sections was next applied to grid frames. The grid consisted of four main beams and three cross beams which were uniformly spaced. The main cross beams were fabricated using a pair of 40 x 40 x 5 ms angles for the top and bottom flanges and 10 mm dia rods for the web loadings. The angle of web lacing was kept constant at 45° in each case. The dimensions and sectional properties of these built-up joists are as shown in Table 2.

The main beams were provided with rollers at 480 cm centre, the effective span of the simply supported beams. The rollers were made from 2,54 cm dia rod.

TABLE 2

Properties of sections of main and cross beams

	Span Cm	Section depth Cm	Flange area Cm ²	Web rod mm	I _c Cm ⁴	J Cm ⁴
Main beam	480	20	7.56	10	935	1.67
Cross beam	120	20	7.56	10	156	3.88

the interconnected beam system are shown in Fig 8 when the grid is centrally loaded.

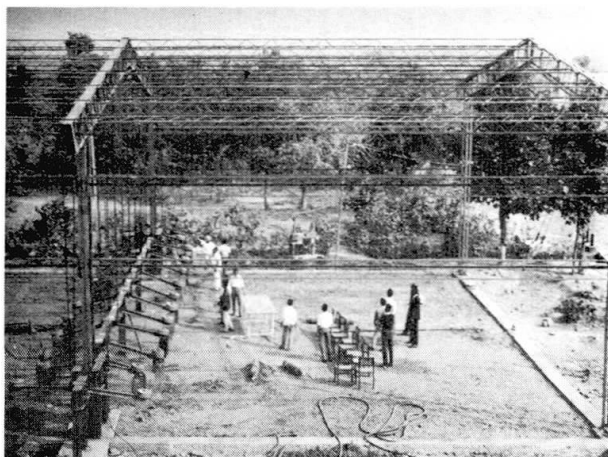


Fig 6

Prototype testing of portal frame



Fig 7

Test set-up for the interconnected beam system

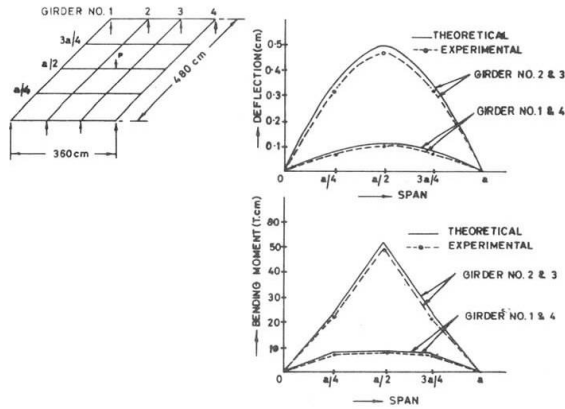


Fig 8

Deflection and bending moment curves for the interconnected beam

section and two at the quarter section. The strain measurements were also made at the bottom flange of the beam at some selected points.

TABLE 3

Properties of sections of main and cross beams of openweb interconnected beams with cast in situ slab

	Span Cm	Section depth Cm	Web rod mm	Ic Cm ⁴	J Cm ⁴
Main beam	480	27.5	10	3407	994
Cross beam	120	27.5	10	156	3.88

As before the deflection and bending moment curves for the interconnected beams with cast in situ slab is shown in Fig 10.

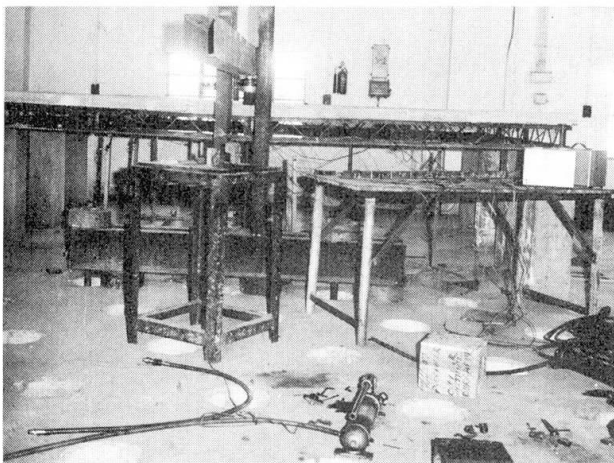


Fig 9

Test set-up for the interconnected beam system with cast-in-situ slab

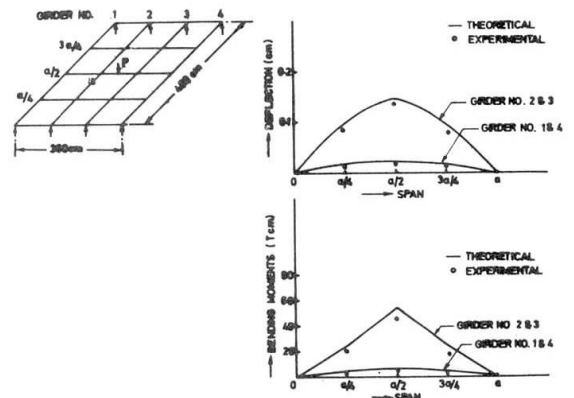


Fig 10

Deflection and bending moment curves for the interconnected beam with cast-in-situ slab

In all the above cases it was found that the theoretical values are in good agreement with the experimental results in elastic range which justifies that the openweb beams behaves like solid web beams with modified values of rigidities and

hence the stresses.

4. Production Technology

Efforts have been made in the structure division of Central Mechanical Engineering Research Institute in standardising the Sections with its suitability for mass production. The cost of fabrication has been reduced to a minimum by using zigs and fixtures developed here. CMERI has become the best place for development of this type of structures in view of its mechanical engineering bias, in Workshop practice. Fixture have been developed for the bending of bars in different angles, and for welding arrangements to reduce the distortion of the sections to the minimum.



Fig 11

Bending of rod for formation of lacing frame were released after the welds had cooled down. A close-up of the fixture is shown in Fig 12(b).

Fig 11 shows the bending of rod for formation of lacing, for the purlin. The arrangement was simple as can be seen from the figure. Rod posts were so arranged on the steel fixture as to bend the rod at right angle at each bend. Oxy-acetylene torch was used for quick heating of the rod at bends to facilitate manual bending to close dimensional tolerances. The second fixture, shown in Fig 12(a), was made to hold the two side angles in position ready to take the bend lacing. Lacings were welded to angles in this manner to minimise distortion. Clamps holding the angles to the

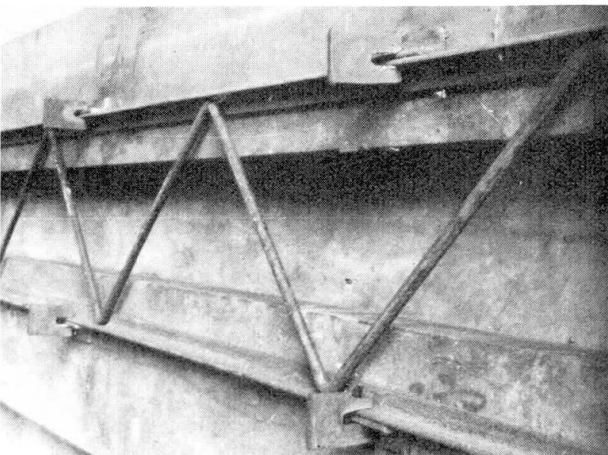


Fig 12(a)

Welding of lacing to the angles

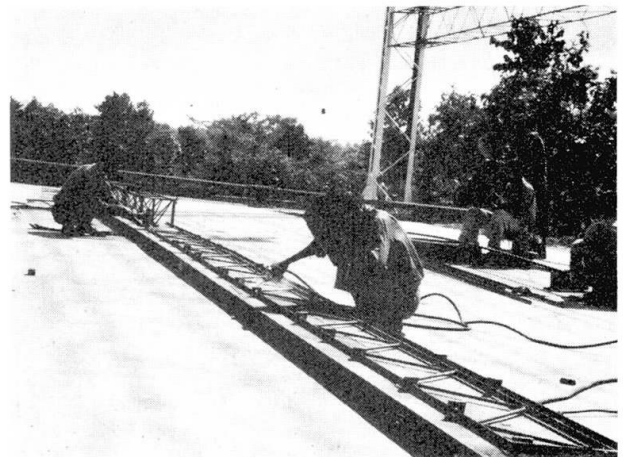


Fig 12(b)

Close-up photograph showing the clamping device

The third fixture was made to hold a third angle in position to facilitate welding of two similar lacings with this angle and the already formed section of the purlin without distortion. The complete purlin was thus formed. The fixture is shown in Fig 13.

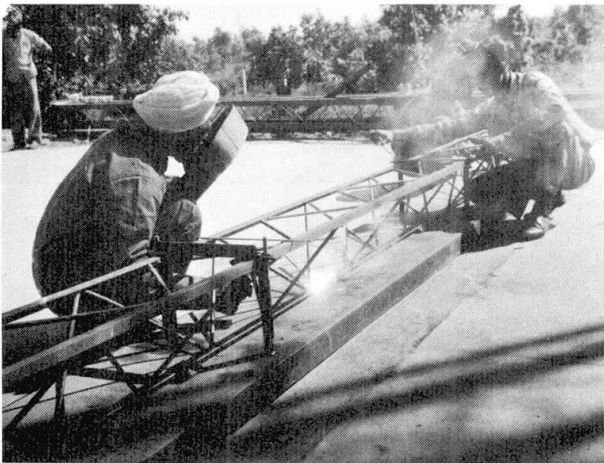


Fig 13

Fixture for assembly of the complete purlin

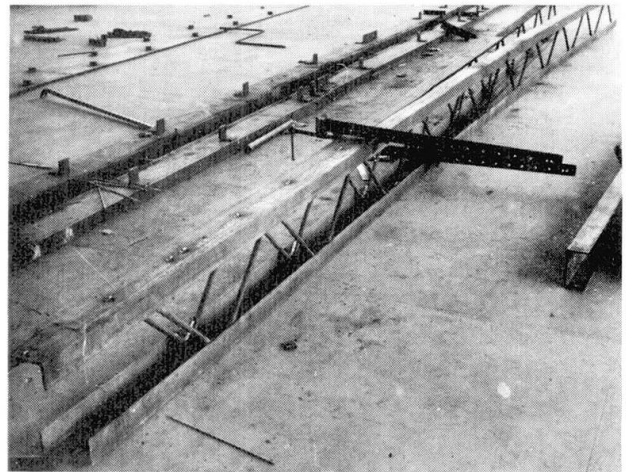


Fig 14

Assembly of a complete column

For simplicity of fabrication, the pitched portals were broken up in columns and rafters. The rafters or columns were first fabricated in halves using a fixture similar to that used for purlins (Fig 12a). The two halves were assembled by means of hand-vice clamps and then tack-welded as shown in Fig 14. The sequence followed in welding was 'Centre-Outwards' and this ensured consistent alignment. Most of the columns and rafters were straight excepting a few which were straightened by heating the convex sides to black heat and then allowing them to cool in air.



Fig 15

Assembly of a complete portal

Fig 15 is shown the assembly of columns and rafters into complete portals.

5. Acknowledgements

The work reported in this paper was a part of the research programme of the Central Mechanical Engineering Research Institute, Durgapur and is published with the permission of the Director.

References

- ¹ K.V. Shetty, 'CMERI research on industrial structures', CMERI Report No A7, CMERI, Durgapur, (1966).
- ² 'Standard specifications and load tables, open web steel joists', Published by the Steel Joist Institute, America, (1964).
- ³ P.K. Das and M.M. Basole, 'An analytical and experimental investigation of openweb interconnected bridge girders', Jour of the Instt of Engrs (India), Vol 51, No 3, Part CI2, India (1970).

- ⁴ P.K. Das, 'A study of the load distribution in interconnected beam system with particular reference to openweb sections', Ph.D. Thesis, Burdwan University (1970).
- ⁵ P.K. Das and K.V. Shetty, 'Torsional rigidity of openweb sections', Jour of the Instt of Engrs (India) Vol 50, No 3, Pt CI2, India (1969).
- ⁶ M.M. Basole, 'Lateral buckling of openweb girders', A Master of Engineering Thesis, University of Calcutta (1958).
- ⁷ K.V. Shetty, M.M. Basole and B. Basavaraju, 'A method of stress analysis for openweb bar joists and portal frames', Jour of the Instt of Engrs (India), Vol 48, No 5, Pt 1&2, India (1968).

SUMMARY

The research for an economical and light weight design for industrial structures by CMERI, Durgapur, has resulted in the development of openweb steel joints of different shapes for portal frames and grid frames. The openweb sections are now extensively used in different types of structures. After extensive investigation simple design methods were established for openweb beams and openweb portal frames and grid frames. It has provided test and research data for development of new types of openweb sections. The experiments have shown that the design methods established give reasonable estimates of stresses.

RESUME

La recherche d'une solution économique et légère pour la construction de halles industrielles en acier a conduit la CMERI de Durgapur à développer des treillis de différentes formes pour les cadres. Les treillis sont employés maintenant couramment pour différentes applications. Des recherches approfondies établissent des méthodes de calcul simples pour les poutres et les portiques. Des données expérimentales permettent de développer de nouveaux types de treillis. Des essais ont montré que la nouvelle méthode donne une bonne estimation de la réalité.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Suche nach einer wirtschaftlichen und gewichtsmässig leichten Ausführung für Stahlbauten durch das CMERI in Durgapur führte zur Entwicklung von Fachwerk-Stahl-trägern verschiedener Formen für Portalrahmen. Die Fachwerkträger werden jetzt bei verschiedenen Bauwerken angewandt. Nach eingehender Untersuchung wurden einfache Methoden für Balken und Rahmen festgelegt. Es ergaben sich daraus Versuchs- und Forschungsdaten für die Entwicklung neuer Typen von Fachwerkträgern. Experimentelle Versuche zeigten, dass die neue Methode eine gute Schätzung der Beanspruchung erlaubt.

Leere Seite
Blank page
Page vide