

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

Band: 11 (1980)

Teilband: Introductory report

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 21.02.2026

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



11th CONGRESS VIENNA
11e CONGRÈS VIENNE
11. KONGRESS WIEN

Aug 31 – Sep 5, 1980

INTRODUCTORY REPORT
RAPPORT INTRODUCTIF
EINFÜHRUNGSBERICHT

International Association for Bridge and Structural Engineering
Association Internationale des Ponts et Charpentes
Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau

IABSE
AIPC
IVBH



Editor – Publisher
Rédacteur – Editeur
Redaktion – Herausgeber

IABSE – AIPC – IVBH

ETH-Hönggerberg
CH-8093 Zürich, Switzerland

Tel.: 01/57 59 80
Telex: 54354 EHOPZ CH
Telegr.: Acierbeton, CH-8093 Zürich

ISBN 3 85748 021 1



Preface

Vienna has a historical significance for our Association. Here, in the year 1928, the second "International Congress of Bridge and Structural Engineering" took place. Its remarkable scientific success as well as the evident need for international collaboration led directly to the founding of our Association in the following year 1929.

Our Austrian colleagues, on the occasion of the 50th anniversary of IABSE, have invited us again to Vienna for the 11th Congress. The aim of the conferences, which take place every four years, is to present our activities to a broader audience of professional engineers and to publicize internationally the achievements in the field of bridge and structural engineering.

The present introductory report shows the intended trend towards treating, in addition to scientific and technical problems, the broader aspects of the entire building process. Bridges and buildings are more than purely technical structures. Their planning, conception, construction and their maintenance are a continuous operation. Their use, their appearance and their interaction with the environment should be of concern to responsible structural engineers. Such a comprehensive view should be firmly based on scientific, technical, economical and historical knowledge in order to avoid superficial passing trends.

To the scientific events our Austrian hosts have added a splendid social program around the unique cultural and historical traditions of the city of Vienna. Together with our Austrian colleagues we are looking forward to welcoming many of our members with their wives and friends in Vienna, in 1980.

Zurich, June 1979

Prof. Dr. B. Thürlimann
President of IABSE



Préface

Vienne est un moment d'histoire pour notre Association. C'est là qu'eut lieu en 1928 le deuxième "Congrès International des Ponts et Charpentes". Le remarquable succès scientifique de l'événement, de même que le besoin évident d'une collaboration internationale conduisirent directement, l'année suivante, en 1929, à la fondation de notre Association.

Nos collègues autrichiens ont saisi l'occasion du cinquantième anniversaire de l'AIPC et nous invitent à Vienne pour le 11^e Congrès. Cette réunion quadriennale a pour but de présenter l'activité de notre Association à un cercle plus grand d'ingénieurs et de montrer sur la scène internationale les résultats acquis dans le domaine des constructions de génie civil.

Le contenu du présent Rapport Introductif souligne la tendance de considérer l'activité de la construction dans un contexte global et non seulement sous ses aspects technico-scientifiques. Les ouvrages d'art sont plus qu'une simple réalisation technique! Leur planification, leur conception, leur exécution sont avec leur entretien, les éléments d'un processus continu. Leur utilisation, leur aspect, leur influence réciproque avec l'environnement posent des problèmes qui méritent aussi l'attention de l'ingénieur projeteur et constructeur. Une telle vision globale dépend de connaissances scientifiques, techniques, économiques et historiques qui ne peuvent être ébranlées par une mode passagère.

Nos hôtes autrichiens ont préparé — en complément du programme scientifique — un ensemble de manifestations qui nous permettront de découvrir les traditions culturelles et historiques de Vienne. Nous nous réjouissons avec nos collègues autrichiens de pouvoir saluer un grand nombre de nos membres, leurs épouses et amis à Vienne en 1980.

Zurich, juin 1979

Prof. Dr. B. Thürlimann
Président de l'AIPC



Vorwort

Wien hat eine historische Bedeutung für unsere Vereinigung. Hier wurde im Jahre 1928 der zweite "Internationale Kongress für Brückenbau und Hochbau" abgehalten. Der grosse wissenschaftliche Erfolg wie auch das offensichtliche Bedürfnis nach internationaler Zusammenarbeit führten direkt zur Gründung unserer Vereinigung im folgenden Jahr 1929.

Unsere österreichischen Kollegen haben das 50jährige Bestehen der IVBH zum Anlass genommen, uns wieder nach Wien zum 11. Kongress einzuladen. Diese alle vier Jahre stattfindende Veranstaltung soll die Tätigkeit unserer Vereinigung einem breiteren Kreis von Fachkollegen vorstellen und die Bedeutung und Erfolge des Hoch- und Brückenbaus international allgemein bekannt machen.

Der Inhalt des vorliegenden Einführungsberichtes zeigt deutlich die bewusst verfolgte Tendenz, neben der Bearbeitung von technisch-wissenschaftlichen Problemen eine gesamtheitliche Betrachtungsweise der ganzen Bautätigkeit zu fördern. Bauwerke sind nicht nur technische Gebilde. Ihre Planung, Konzeption und Ausführung wie auch ihr Unterhalt sind ein kontinuierlicher Prozess. Ihre Benützung, ihr Anblick, ihre Wechselwirkung mit der Umgebung stellen Probleme, die auch einen konstruktiv tätigen Ingenieur beschäftigen sollten. Eine solche umfassende Schau muss fest in den wissenschaftlichen, technischen, ökonomischen und historischen Grundlagen verankert sein, um nicht durch kurzlebige Modeströmungen entwertet zu werden.

Als Ergänzung zum wissenschaftlichen Programm haben unsere österreichischen Gastgeber eine Reihe von gesellschaftlichen Veranstaltungen vorbereitet, welche uns in einmaliger Weise die künstlerischen und historischen Schätze der Stadt Wien erleben lassen. Zusammen mit unseren österreichischen Kollegen freuen wir uns, unsere Mitglieder mit ihren Gattinnen und Freunden im Jahre 1980 in Wien recht zahlreich begrüßen zu dürfen.

Zürich, Juni 1979

Prof. Dr. B. Thürlimann
Präsident der IVBH

Leere Seite
Blank page
Page vide



Introduction
Introduction
Einleitung

Theme I Aesthetics in Structural Engineering
Thème I Esthétique dans les constructions de génie civil
Thema I Ästhetik im konstruktiven Ingenieurbau

F. LEONHARDT, FEDERAL REPUBLIC OF GERMANY

3

Theme II Modern Timber Structures
Thème II Structures modernes en bois
Thema II Moderner Ingenieurholzbau

Thema IIa Entwicklungen im Anwendungsbereich des Baustoffes Holz
Theme IIa Developments in the Application of Wood as a Material
Thème IIa Evolution et domaine d'utilisation du matériau "bois"

K. MÖHLER, BUNDESREPUBLIK DEUTSCHLAND

11

**Thema IIb Baustoff Holz – Erkenntnisse und Entwicklungen im
 technologischen Bereich und in den Verbindungen**
**Theme IIb Timber Technology and Assembling – Present State
 of Knowledge and Future Developments**
**Thème IIb Bois et assemblages – Etat actuel des connaissances et
 développements futurs**

E. GEHRI, SCHWEIZ

27



Theme IIc	Progress in Codes and Standards in Timber Construction
Thème IIc	Progrès dans les normes et recommandations pour la construction en bois
Thema IIc	Fortschritte in Baunormen und Empfehlungen für den Holzbau

J.G. SUNLEY, ENGLAND

45

Theme III	Management in the Design and Execution of Important Constructions
Thème III	Gestion du projet et de la construction de grands aménagements de génie civil
Thema III	Management in der Planung und Ausführung grosser Bauvorhaben

Introduction to the Theme
Introduction au thème
Einführung zum Thema

A. POZZI, SWITZERLAND

55

Theme IIIa	The Importance of the Organization in the Design and Construction Process of Large Projects
Thème IIIa	Importance de l'organisation dans les phases d'étude et d'exécution de grands aménagements
Thema IIIa	Die Bedeutung der Organisation in der Planung und Ausführung von grossen Bauvorhaben

L.P. SIKKEL, NETHERLANDS

57

Theme IIIb	Construction Management
Thème IIIb	Gestion de projet
Thema IIIb	Baumanagement

K. JHA, U.S.A.

63



Theme IIIc	Design Management for Hong Kong Metro
Thème IIIc	Direction de projet pour le métro de Hong Kong
Thema IIIc	Entwurfsleitung für die Hong Kong Metro

J. EDWARDS, ENGLAND

67

Thema IIId	Management-Entscheidungen im Baubetrieb am Beispiel der U-Bahn München
Theme IIId	The General Contractors' Management Problem in the Case of a Munich Metro Contract
Thème IIId	Problèmes de gestion de la construction, dans le cas du métro de Munich

H. LESSMANN, ÖSTERREICH

79

Theme IV	Special Structures
Thème IV	Constructions spéciales
Thema IV	Spezielle Bauwerke

Introduction to the Theme
Introduction au thème
Einführung zum Thema

J. SCHNEIDER, SWITZERLAND

91

Theme V	Building under Extreme Conditions
Thème V	Construire dans des conditions extrêmes
Thema V	Bauen unter extremen Bedingungen

Building under Extreme Conditions and Development of Appropriate Construction Technologies
Construire dans des conditions extrêmes et évolution d'une technologie de construction appropriée
Bauen unter extremen Bedingungen und Entwicklung passender Bauverfahren

E. HAPPOLD, ENGLAND

95



Theme Va	Building under Extreme Climatic Conditions
Thème Va	Construire dans des conditions climatiques extrêmes
Thema Va	Bauen unter extremen klimatischen Bedingungen

D.M. OSBORNE-MOSS, ENGLAND

97

Theme Vb	Building under Extreme Environmental and Infrastructural Restrictions
Thème Vb	Construire dans des conditions extrêmes d'environnement et d'infrastructure
Thema Vb	Bauen unter extremen Infrastruktur- und Umweltbedingungen

K. MAHMOOD, PAKISTAN

105

Theme VI	Building Physics
Thème VI	Physique du bâtiment
Thema VI	Bauphysik

Thema VIa	Energieeinsparung in Gebäuden
Theme VIa	Energy Saving in Buildings
Thème VIa	Economie d'énergie dans les bâtiments

E. PANZHAUSER, ÖSTERREICH

115

Thema VIb	Gebäudelüftung
Theme VIb	Ventilation and Infiltration of Buildings
Thème VIb	Ventilation dans bâtiments

V. STEHNO, ÖSTERREICH

121

Theme VIc	Non-Steady State Heat and Moisture Transfer Problems in Building Physics
Thème VIc	Transmission de chaleur et d'humidité en régime variable dans la physique du bâtiment
Thema VIc	Instationäre Wärme- und Feuchteübertragungsprobleme der Bauphysik

K. GERTIS, FEDERAL REPUBLIC OF GERMANY

127



Theme VIId	Sound Insulation in Buildings and Control of Traffic Noise
Thème VIId	Isolation phonique dans la construction de bâtiments et de routes
Thema VIId	Schallschutz im Hoch- und Strassenbau

J. LANG, AUSTRIA

133

Theme VII	Computer Analysis and Structural Engineering
Thème VII	Calcul électronique et constructions de génie civil
Thema VII	Elektronische Berechnung im konstruktiven Ingenieurbau

Introduction to the Theme
Introduction au thème
Einführung zum Thema

M. FANELLI, ITALY

141

Theme VIIa	Computers in Structural Design: Some General Thoughts
Thème VIIa	Emploi de l'ordinateur dans le dimensionnement des structures: quelques considérations générales
Thema VIIa	EDV-Anlagen in der Bemessung von Bauwerken: einige allgemeine Bemerkungen

D. ALCOCK, ENGLAND

143

Theme VIIb	Evolving Design Practice in the Computer Era
Thème VIIb	Evolution de l'art du projet à l'époque de l'ordinateur
Thema VIIb	Projektentwicklung im Zeitalter der EDV-Anlagen

J. BLAAUWENDRAAD, NETHERLANDS

151



Theme VIII	Trends in Big Bridge Engineering
Thème VIII	Evolution dans la construction de grands ponts
Thema VIII	Tendenzen im Gross-Brückenbau

Introduction to the Theme
Introduction au thème
Einführung zum Thema

J.C. BADOUX, SWITZERLAND

171

Thème VIIIa	Evolution dans la construction de grands ponts (1^{ère} partie: conception)
Thema VIIIa	Tendenzen im Grossbrückenbau (1. Teil: Entwurf)
Theme VIIIa	Trends in Big Bridge Engineering (Part 1: Concept)

J. MATHIVAT, FRANCE

173

Theme VIIIb	Trends in Big Bridge Engineering (Part 2: Fabrication)
Thème VIIIb	Evolution dans la construction de grands ponts (2^e partie: fabrication)
Thema VIIIb	Tendenzen im Grossbrückenbau (2. Teil: Fabrikation)

I. KONISHI, T. OKUMURA, S. SUSEI, K. YOSHIDA, JAPAN

185

Thème VIIIc	Evolution dans la construction de grands ponts (3^e partie: montage et entretien)
Thema VIIIc	Tendenzen im Grossbrückenbau (3. Teil: Errichtung und Unterhalt)
Theme VIIIc	Trends in Big Bridge Engineering (Part 3: Erection and Maintenance)

J. MULLER, FRANCE

197



Theme IX Lessons from the Behaviour of Structures
Thème IX Leçons du comportement des structures
Thema IX Lehren aus dem Verhalten von Tragwerken

Introduction to the Theme
Introduction au thème
Einführung zum Thema

H. HUGI, SWITZERLAND

219

Theme X Safety Concepts
Thème X Concepts de sécurité
Thema X Sicherheits-Konzepte

Thema Xa Sicherheit als sozio-ökonomisches Optimierungsproblem
Theme Xa Safety – A Socio-Economic Decision Problem
Thème Xa Sécurité – un problème de décision socio-économique

T. SCHNEIDER, SCHWEIZ

225

Theme Xb Risk Management – The Realization of Safety
Thème Xb Gestion des risques – réalisation de la sécurité
Thema Xb Risikobehandlung – die Verwirklichung von Sicherheit

C. BØE, NORWAY

237

Theme Xc Safety, Building Codes and Human Reality
Thème Xc La sécurité, les codes de construction et la réalité humaine
Thema Xc Sicherheit, Baunormen und die menschliche Wirklichkeit

F. KNOLL, CANADA

247



Theme XI	Influence of Soil Behaviour on Structural Design
Thème XI	Influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures
Thema XI	Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

Thema XIa	Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken
Theme XIa	Influence of Soil Behaviour on Structural Design
Thème XIa	Influence du comportement du sol sur le dimensionnement de constructions de génie civil

C. VEDER, ÖSTERREICH

261

Theme XIb	Influence of Soil Behaviour on Structural Design
Thème XIb	L'influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures
Thema XIb	Der Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

S. THORBURN, ENGLAND

273

Theme XIc	Influence of Soil Behaviour on Structural Design
Thème XIc	Influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures
Thema XIc	Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

Y. YOSHIMI, JAPAN

285



INTRODUCTION

1. PREAMBLE

The aim of this introduction is to give some information about the working sessions of the Congress. Information relating to the technical excursions, the film programme in connexion with the Congress themes, as well as other points, will appear in the Final Invitation to be published in October 1979.

Eleven themes have been chosen for the 11th Congress of IABSE to be held in Vienna from 1st - 5th September, 1980. This Introductory Report attempts to define and describe these themes in order to serve as a basis for contributions from members of IABSE and others interested in participating in the Congress.

2. SCOPE OF THE CONGRESS

It is planned to treat the following themes at the Congress in the form of

- working sessions or seminars, and
- poster sessions.

The programme is as follows:

Monday, 1st Sept.	afternoon	- Official Opening of the Congress
Tuesday, 2nd Sept.	morning	- Aesthetics in Structural Engineering
	afternoon	- Modern Timber Structures
Wednesday, 3rd Sept.	morning	- Management in the Design and Execution of Important Constructions
	afternoon	- Special Structures
Thursday, 4th Sept.	morning	- Building Physics
		- Computer Analysis and Structural Engineering
		- Trends in Big Bridge Engineering
		- Lessons from the Behaviour of Structures
	afternoon	- Building Physics
		- Computer Analysis and Structural Engineering
		- Safety Concepts
		- Influence of Soil Behaviour on Structural Design
Friday, 5th Sept.	morning	- Building under Extreme Conditions
	afternoon	- Closing Session

The themes scheduled for Thursday, 4th September will be treated in parallel seminars without simultaneous translation, whilst the other themes will form the focal point of the working sessions, all of which will offer simultaneous translation.

Most of the Congress themes, viz.:

Aesthetics in Structural Engineering / Modern Timber Structures / Management in the Design and Execution of Important Constructions / Special Structures / Building Physics / Computer Analysis and Structural Engineering / Lessons from the Behaviour of Structures / Building under Extreme Conditions /
will also be treated in the poster sessions.

The poster session is a new concept to the IABSE Congress. Unlike the presentation of papers in plenary session, the poster session is more akin to an exhibition, where small groups of people specially interested in a particular subject gather around the author of an exhibition panel. It is hoped that this type of session - which has proven itself elsewhere - will find a favourable reception in IABSE and lead to deeper and more personal discussions.

Instructions for the preparation of posters will be drawn up by the IABSE Secretariat.



2.1 Conduct of the Working Sessions / Seminars

The working sessions and seminars will be conducted in the following way:

- at the beginning of the session one of the authors of the Introductory Report will present and comment on recent developments in the topic under consideration
- the participants will then present their contributions
- all participants to the Congress will have the opportunity to take part in the discussion which will follow
- at the end one of the authors of the Introductory Report will sum up the results of the session

2.2. Conduct of the Poster Sessions

The posters on a Congress theme will be grouped in an area and for a period of time which will be indicated in the Congress programme (usually for half a day). The authors will, according to the schedule to be determined (usually one hour), make themselves available by their posters.

3. CONTRIBUTIONS

3.1 Invitation for Submitting Contributions

Participants wishing to submit contributions are requested to send to the IABSE Secretariat before the 31st December 1979, the title, the theme or sub-theme concerned, and a text of maximum 6 pages written in accordance with the instructions which can be obtained from the IABSE Secretariat, as well as a resumé of 6 lines drafted in the three official languages of the Association. The contribution must be directly related to the theme as treated in the Introductory Report. Authors who would prefer to present their report in the poster session are requested so to indicate on the title page.

3.2 Selection of Contributions

The Technical Committee of IABSE will be responsible for the selection of contributions. Authors will be advised of the committee's decision by 30th April, 1980. The final choice of presentation style, i.e. working session, seminar or poster session, will rest with the Committee.

3.3 Publication of Contributions

Contributions accepted for the working sessions, seminars as well as poster sessions will be printed in the Final Report.

The Final Report will be published after the Congress and will contain, in addition to the contributions, a selection of the discussions as well as the conclusions of the General Reporters.

The Final Report will be sent to all the participants to the Congress.



INTRODUCTION

1. PRELIMINAIRE

Cette introduction a pour but de donner quelques renseignements sur les séances de travail du Congrès. Des renseignements sur les excursions techniques, le programme de films relatifs aux thèmes du Congrès et d'autres indications apparaissent dans l'Invitation Finale, publiée en octobre 1979.

Onze thèmes ont été retenus pour le 11e Congrès de l'AIPC à Vienne, du 1er au 5 septembre 1980. Le présent Rapport Introductif a pour but de définir et de décrire ces thèmes afin de servir de base aux contributions des membres de l'AIPC et des personnes intéressées à participer au Congrès.

2. DEROULEMENT DU CONGRES

D'une façon générale, les thèmes seront traités lors du Congrès, au cours de
- séances de travail ou séminaires, et de
- "poster sessions"

Le programme est le suivant:

Lundi, 1er sept.	après-midi	- Ouverture solennelle du Congrès
Mardi, 2 sept.	matin	- Esthétique dans les constructions de génie civil
	après-midi	- Structures modernes en bois
Mercredi, 3 sept.	matin	- Gestion du projet et de la construction de grands aménagements de génie civil
	après-midi	- Constructions spéciales
Jeudi, 4 sept.	matin	- Physique du bâtiment
		- Calcul électronique et constructions de génie civil
		- Evolution dans la construction de grands ponts
		- Leçons du comportement des structures
	après-midi	- Physique du bâtiment
		- Calcul électronique et constructions de génie civil
		- Concepts de sécurité
		- Influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures
Vendredi, 5 sept.	matin	- Construire dans des conditions extrêmes
	après-midi	- Séance de clôture

Les thèmes du jeudi 4 septembre 1980 seront traités au cours de séminaires (se déroulant en même temps et sans traduction simultanée) alors que les autres thèmes seront l'objet des séances de travail (avec traduction simultanée).

La plupart des thèmes du Congrès, soit
Esthétique dans les constructions de génie civil / Structures modernes en bois /
Gestion du projet et de la construction de grands aménagements de génie civil /
Constructions spéciales / Physique du bâtiment / Calcul électronique et
constructions de génie civil / Leçons du comportement des structures / Construire
dans des conditions extrêmes /
seront également abordés au cours de "poster sessions".



La "poster session" est un nouveau type de séance dans les Congrès de l'AIPC: différant des exposés en séance plénière, la "poster session" ressemble plus à une exposition où de petits groupes de personnes très intéressées à un sujet particulier se trouvent autour de l'auteur d'un panneau d'exposition. Il y a lieu d'espérer que ce genre de séance - qui a fait ses preuves par ailleurs - trouvera un écho favorable à l'AIPC et conduira à des discussions plus personnelles et plus approfondies. Des directives pour la préparation des "posters" seront établies par le Secrétariat de l'AIPC.

2.1 Déroulement des séances de travail / séminaires

Les séances de travail et les séminaires se dérouleront de la façon suivante:

- au début de la séance, un des auteurs du Rapport Introductif présentera et commentera les derniers développements dans le domaine considéré
- les participants présenteront ensuite leurs contributions
- tous les participants au Congrès pourront prendre part à la discussion qui suivra
- à la fin, un des auteurs du Rapport Introductif résumera les résultats de la séance

2.2 Déroulement des "poster sessions"

Les "Posters" relatifs à un thème du Congrès seront regroupés dans un espace et dans une période de temps qui seront indiqués dans le programme du Congrès, (en général une demi-journée). Les auteurs seront présents devant leurs "posters" selon un horaire déterminé, en général une heure.

3. CONTRIBUTIONS

3.1 Invitation à soumettre des contributions

Les participants désirant soumettre une contribution sont priés d'envoyer au Secrétariat de l'AIPC, avant le 31 décembre 1979, le titre, le thème ou sous-thème concerné, et le texte et figures de six pages au maximum, selon les directives à obtenir auprès du Secrétariat de l'AIPC, ainsi qu'un résumé de six lignes dans les trois langues officielles de l'Association. La contribution doit avoir une relation directe avec le thème, tel que traité dans le Rapport Introductif. L'auteur qui préférerait présenter son rapport en "poster session" voudra bien l'indiquer sur la page de titre.

3.2 Choix des contributions

Le choix des contributions sera fait sous la responsabilité du Comité Technique de l'AIPC. Il sera communiqué aux auteurs avant le 30 avril 1980. Le Comité décide si la contribution est présentée lors de la séance de travail, resp. séminaire, ou lors d'une "poster session".

3.3 Publication et contributions

Les contributions acceptées pour les séances de travail, les séminaires ainsi que les "poster sessions", seront imprimées dans le Rapport Final. Le Rapport Final sera publié après le Congrès et contiendra en plus des contributions, un choix de discussions ainsi que les conclusions des Rapporteurs Généraux.

Le Rapport Final sera envoyé à tous les participants au Congrès.



EINLEITUNG

1. EINFUEHRUNG

Ziel dieser Einleitung ist, für die Arbeitssitzungen des Kongresses einige Informationen zu geben. Weitere Auskünfte, insbesondere mit Bezug auf die technischen Exkursionen, das auf die Kongressthemen bezogene Filmprogramm sowie weitere Hinweise allgemeiner Art erscheinen in der Definitiven Einladung im Oktober 1979.

Am 11. Kongress der IVBH in Wien, vom 1. - 5. September 1980 werden insgesamt 11 Themen diskutiert. Der vorliegende Einführungsbericht hat zum Ziel, diese Themen näher zu umschreiben und dient damit als Grundlage für die Beiträge der IVBH Mitglieder und der am Kongress interessierten Personen.

2. ABLAUF DES KONGRESSES

Im allgemeinen werden die Themen am Kongress während

- Arbeitssitzungen oder Seminarien, und in der Form von
- "Poster Sessions"

behandelt.

Das Programm ist wie folgt:

Montag, 1. Sept.	Nachmittag	- Feierliche Eröffnung des Kongresses
Dienstag, 2. Sept.	Morgen	- Aesthetik im konstruktiven Ingenieurbau
	Nachmittag	- Moderner Ingenieurholzbau
Mittwoch, 3. Sept.	Morgen	- Management in der Planung und Ausführung grosser Bauvorhaben
	Nachmittag	- Spezielle Bauwerke
Donnerstag, 4. Sept.	Morgen	- Bauphysik
		- Elektronische Berechnung im konstruktiven Ingenieurbau
		- Tendenzen im Gross-Brückenbau
		- Lehren aus dem Verhalten von Tragwerken
	Nachmittag	- Bauphysik
		- Elektronische Berechnung im konstruktiven Ingenieurbau
		- Sicherheits-Konzepte
		- Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken
Freitag, 5. Sept.	Morgen	- Bauen unter extremen Bedingungen
	Nachmittag	- Abschluss-Sitzung

Die für Donnerstag, den 4. September 1980 vorgesehenen Themen werden als Seminarien (d.h. parallel und ohne Simultanübersetzung) durchgeführt, während die anderen Themen in Arbeitssitzungen (mit Simultanübersetzung) behandelt werden.

Die meisten Kongress-Themen, wie z.B.

Aesthetik im konstruktiven Ingenieurbau / Moderner Ingenieurholzbau / Management in der Planung und Ausführung grosser Bauvorhaben / Spezielle Bauwerke / Bauphysik / Elektronische Berechnung im konstruktiven Ingenieurbau / Lehren aus dem Verhalten von Tragwerken / Bauen unter extremen Bedingungen / werden auch in der Form von "Poster Sessions" erörtert.



Die "Poster Session" ist eine neue Form der Präsentation wissenschaftlicher Beiträge an IVBH Kongressen: Im Vergleich zu den Vorträgen an Arbeitssitzungen und Seminarien gleicht eine "Poster Session" eher einer Ausstellung, an der kleine Personengruppen, die sich für ein ganz bestimmtes Thema interessieren, sich mit dem jeweiligen Autor vor der Ausstellungswand auseinandersetzen. Es ist zu hoffen, dass diese in anderen Fachgebieten bewährte Form der Präsentation auch in der IVBH Anklang findet und zu sehr persönlichen und ergiebigen Diskussionen führen wird. Richtlinien für die Präsentation von "Posters" werden vom Sekretariat erarbeitet.

2.1 Ablauf der Arbeitssitzungen / Seminarien

Die Arbeitssitzungen und Seminarien werden folgendermassen ablaufen:

- Zu Beginn der Sitzung wird einer der Verfasser des Einführungsberichtes die neuesten Entwicklungen auf dem behandelten Gebiet vortragen und kommentieren
- Anschliessend legen die Teilnehmer ihre Beiträge vor
- An der anschliessenden freien Diskussion können alle Kongressteilnehmer teilnehmen
- Zum Schluss wird einer der Verfasser des Einführungsberichtes die Ergebnisse der Sitzung zusammenfassen

2.2 Ablauf der "Poster Sessions"

Die "Posters", die sich auf ein Kongressthema beziehen, werden in einem Raum während einer bestimmten Zeit - im allgemeinen 1/2 Tag - laut Kongressprogramm aufgehängt. Die Autoren werden nach einem bestimmten Zeitplan vor ihren "Posters" anwesend sein; im allgemeinen jeweils während einer Stunde.

3. BEITRAEGE

3.1 Einladung zum Unterbreiten von Beiträgen

Die Teilnehmer, die einen Beitrag einreichen wollen, werden gebeten, dem Sekretariat der IVBH vor dem 31. Dezember 1979 den Titel, das betreffende Thema oder Unterthema und den höchstens sechs Seiten (gemäss den durch das IVBH Sekretariat zu beziehenden Richtlinien) umfassenden Text und die Bilder sowie eine sechszeilige Zusammenfassung in den drei offiziellen Sprachen der Vereinigung einzusenden. Der Beitrag muss sich direkt auf den Einführungsbericht beziehen. Sofern ein Teilnehmer für seinen Beitrag die Form der "Poster Session" vorzieht, sollte dies auf der Titelseite vermerkt sein.

3.2 Auswahl der Beiträge

Die Verantwortung für die Auswahl der Beiträge trägt die Technische Kommission der IVBH. Der Entscheid wird den Autoren bis zum 30. April 1980 mitgeteilt. Die Kommission entscheidet auch, ob der Beitrag anlässlich einer Arbeitssitzung, resp. eines Seminars, oder an der zugehörigen "Poster Session" vorgestellt wird.

3.3 Veröffentlichung der Beiträge

Die angenommenen Beiträge für die Arbeitssitzungen, Seminarien sowie "Poster Sessions" werden im Schlussbericht veröffentlicht.

Der Schlussbericht wird nach dem Kongress herausgegeben und enthält zusätzlich zu den Beiträgen wesentliche Teile der freien Diskussion sowie die Schlussfolgerungen der Generalberichterstatte.

Der Schlussbericht wird allen Teilnehmern am Kongress zugestellt.

**I**

Aesthetics in Structural Engineering

**Esthétique dans les constructions
de génie civil**

Ästhetik im konstruktiven Ingenieurbau

Leere Seite
Blank page
Page vide



I

Aesthetics in Structural Engineering

Esthétique dans les constructions de génie civil

Ästhetik im Ingenieurbau

FRITZ LEONHARDT

Prof. Dr. Eng.

Stuttgart, Fed. Rep. of Germany

SYNOPSIS

The necessity of taking the aesthetic design of structures seriously is substantiated. The basics of aesthetics are treated briefly. Guide-lines for obtaining a good appearance of engineering structures are tentatively formulated; their purpose and limits however should not be overlooked.

RESUME

La nécessité de prendre au sérieux l'aspect esthétique de structures est soulignée. Les principes de l'esthétique sont traités brièvement. De premières recommandations — dont il ne faut cependant pas oublier le but et les limites — sont faites pour la réalisation de constructions de génie civil esthétiques.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Notwendigkeit, die schönheitliche Gestaltung der Bauwerke ernst zu nehmen, wird begründet. Grundfragen der Ästhetik werden kurz behandelt. Versuchsweise werden Richtlinien für die schönheitliche Gestaltung von Ingenieurbauwerken formuliert, deren Zweck und Grenzen nicht übersehen werden dürfen.



1. INTRODUCTION

A wave of dissatisfaction is moving over our human societies, especially where technical and economical progress has led to a level of the standard of living as high as it was never known before. Step by step we become aware of what we have made wrong during the last hundred years. The mistakes are many-sided which threaten our basis for living. We become aware of the significance of ecology in nature, of environmental qualities and especially of the psychic needs of humans which were almost buried by the prevailing materialistic philosophy of life.

To the environmental qualities, which are important for the well being of men, belong the aesthetic values of the environment, which are greatly determined by our buildings and structures. The built environment in its present state is, however, most unsatisfactory with regard to its aesthetics. The Swiss architect, Rolf Keller, complained this deficiency in his book 'Bauen als Umweltzerstörung' [1], in which he proves by many photos, taken in the elsewhere beautiful Switzerland, how ugly most sets of modern buildings are. This has consequences. An ugly environment causes social problems, dissatisfaction, aggression and even crime, as it thrives in ugly districts of our big cities.

The wave of dissatisfaction is to a great extent caused by the ugliness of built environment, especially in our cities. This does not concern our architects only, but also us civil engineers as well as the clients or even more our whole society, which, being possessed by the prevailing materialistic cost-profit-thinking, has forgotten the significance which aesthetics have for the happiness and satisfaction of man.

Therefore, it is necessary to deal profoundly with aesthetics in order to regain the almost lost capability to give beauty to our structures and environment and to become conscious of the values of beauty. For this reason we established a task group 'Aesthetics for Engineering Structures' ^{+) in} IABSE whose members started to discuss the basics of aesthetics in writing, first results shall be displayed in the following. Primarily, prejudices and false opinions must be overcome like the old saying 'de gustibus non disputandum est' - how can one argue about taste? -. This is only an excuse for those who never gave thorough thoughts to aesthetics.

+)

Members of the Task Group :

A. A. Bagon, Brussels
D. P. Billington, Princeton
A. L. Elliott, Sacramento
F. R. Khan, Chicago
R. E. Slater, Bognor Regis
F. Leonhardt, Stuttgart

W. A. Schmid, Zürich
Y. Tahara, Tokyo
E. Villefrance, Rungsted Kyst
T. P. Tassios, Athens
A. Pauser, Vienna



2. TO THE BASICS OF AESTHETICS

2.1 Have objects aesthetic values?

In old philosophical treatises one finds on one side the opinion that ' beauty is no quality in things themselves, it exists merely in the mind which contemplates them, and each mind perceives a different beauty, depending upon the experiences of the observer ' (David Hume 1757). On the other side some philosophers say that beauty is a quality of things themselves: ' Beautiful is what generally and necessarily is felt to be beautiful ' (Immanuel Kant, Jean Paul, and others). All our experiences tell us clearly that the second interpretation is true: all objects have aesthetic values independently whether man appreciates them or not. The question is now, if aesthetic qualities can be brought home to the consciousness of man and be evaluated or judged by man.

2.2 How feels and judges man aesthetic values?

Here lies the great difficulty of dealing with aesthetics because beauty cannot be rationally quantified (inspite of some modern trials to do so), but the judgement depends mostly upon feelings and sensitiveness, which are very different from man to man. However, as a child already we have some sensibility for beauty, we only have to look into the eyes of children radiating when the child gets enthusiastic about beautiful flowers. The sensitivity and the sensibility for beauty are by nature, however, different from man to man, and their development depends upon the impressions gained in their environment, upon experiences, upon influences of their fellow men in family, school, and in the circle of friends and companions.

Aesthetic values can affect the senses subconsciously or can be perceived consciously. The capability of judging aesthetic values - or briefly the taste - develops only by repeated evaluation and weighing of consciously perceived aesthetic values. Therefore, taste requires self-learning or self-education which can be promoted by exchange with or advice by others. First, one must learn to see und put up the question: Why do I feel that this or that object is beautiful or ugly? Such analysing of aesthetic values is not easy, but necessary for developing the ability of aesthetic judgement.

Since men have different gifts and talents and since they grow up in different surroundings with different cultural background there will always be differences of taste between individuals and groups. But in a distinct cultural circle develops some agreement of the majority of its members for the aesthetical judgement. Psychologists speak of ' normal ' human responses, where the word normal refers to the majority. This corresponds to the philosophy of Immanuel Kant who says that beautiful is what generally (by the majority) and necessarily is felt to be beautiful.

Since, however, beauty cannot be proved strictly we should always be tolerant in all matters of aesthetic taste and leave a zone of freedom between what is normally or generally considered to be beautiful or to be ugly.



The assumption that there is generally acknowledged beauty in specific objects is also proven by the wide agreement in judging the beauty of objects of classic art of all great cultures, which are visited and admired by millions of people year after year. The final judgement of aesthetic values is spoken out by history after fashionable art has faded and been forgotten.

The ability of man to judge aesthetic values, the so-called aesthetic taste, depends, therefore, partially on the gifts like sensitivity, partially upon learning and training of aesthetic evaluation in some process of education.

2.3 Why is an object beautiful?

Education in the field of senses and feelings should always begin with the trial to ask for the causes of the feelings and hereby to raise emotional and affective experience into the clearness of perception and understanding.

If an object is generally considered beautiful, then we should ask ' Why is it beautiful ? '. It is necessary to analyse beauty or ugliness. In the past, this was done quite often and many answers can be found in literature. Old schools of master artists had their rules and guide-lines which undoubtedly have some validity also at present. Such rules or guide-lines have again to be elaborated for our building tasks, have to be checked at examples and to be displayed because they can be a valuable aid for the design of structures and can help to avoid at least bad aesthetic mistakes in design.

The highest degree of beauty is found again and again in nature, in plants, flowers, animals, crystals, and all around the wide cosmos; their beauty is of such a big variety in shapes and colours that its analysis is hampered from the beginning by respectful awe and admiration. Objects created by man are easier to analyse and to judge. By deeper penetration into the essence of beauty, we find in nature also rules and orders in most cases, however, often with exceptions as we find them also in masterpieces of art of creative man. As an answer to the difficult task to create beauty we will tentatively draft such guide-lines with regard to buildings and structures.

3. GUIDE-LINES FOR AESTHETIC DESIGN (Draft version)

We formulate tentatively here guide-lines for the aesthetic design of structures. Most of them can also be found in old literature investigating the beauty of classical architecture. The author found them confirmed especially at bridges.

- 3.1 The most significant supposition for good appearance of a structure are good proportions (three-dimensional) between structural bodies and blank, void spaces (e.g. bridge openings). Good proportions between height, length and width, between members in suspense or carrying members, between depth and span of girders, between bright and dark faces caused by light and shadow.

' Good proportions ' needs of course a definition. There are many ' good proportions ' which may depend upon the wish to emphasize the height of a structure or its long stretching character. There are many ' good proportions ' whether massiveness or lightness of a structure shall be expressed.

Good proportions shall sound harmonically like harmonic accords of music (W. A. Schmid, Zürich, will demonstrate this). Occasionally contrast-proportions are suitable means for getting good appearance.

- 3.2 A good order of all the lines and edges of the structure which determine the appearance. One should limit the number of directions (in space) of all the lines, edges, truss members, etc. Too many directions cause unrest and disturb and worry the onlooker. The transition from straight lines to curves should be done with steady change of curvature. Good order must also be observed between the proportions within the structure. Order is also required when choosing the statical system of a structure, which should not be changed without need within one structural work.

Symmetry is a well proved element of order if the suppositions and requirements are favourable for symmetry.

- 3.3 Repetition of equal elements may be suitable, however not up to disgust or to monotony, which can be avoided by interrupting elements.

- 3.4 The compatible integration of the structure into its environment, landscape or city, is important especially with regard to the scale of the structure compared to the scale of the surroundings. For instance, a very long span of a beam bridge with a 10 m deep beam does not fit to an old town with small houses along the river bank and also not to a pretty small river valley.

The sizes of the structure and structural members must also be measured at the size of man - no gigantism which frightens man - no hurting brutalism.

The compatibility to the environment has also influence on the choice of building materials, the system of the structure and the choice of the colours.

- 3.5 The shape of structures for defined purposes or functions are usually influenced by such function, which should clearly be displayed. However, good appearance is not simply achieved just by choosing statically correct structures. Also the slogan ' form follows function ' does by itself not yet lead to good appearance, if the above guide-lines are not observed.
- 3.6 For engineering structures, especially for bridges, one should choose the pure basic shape of girder types (beams, arches, frames, suspensions, shells or folded plates ...). Simplicity must excel a good



solution without any additives, doodles, or extravagances. Engineering structures must be honest.

- 3.7 Colour is an important factor of aesthetic effects. We should use more colour at our structures. The colour must harmonize with the surroundings. Sometimes contrast colours can be beautiful, however, only in a harmonic composition of natural colours. Structures are not compatible with loud and flashy shock colours, especially not in the shape of abstract ornaments as they have been painted on some bridges and high-rise buildings by fashionable artists, induced by vanity.

4. PURPOSE AND LIMITS OF GUIDE-LINES

The draft guide-lines for aesthetic design can be demonstrated at good and bad examples of engineering structures and should be further developed. They shall, however, not be considered as strict rules for the design, which should always begin in individual freedom. The design of structures is anyway narrowed by the many constraints caused by the functional requirements, the local data and often by unreasonable codes, which all must be respected by the designer. Guide-lines can, however, be of great value in self-analysis, critical faculty for checking the design, especially with models, and hereby helping to get aware of aesthetic mistakes.

Beauty can in no case be secured by the application of such guide-lines only, the designer must furthermore have a good feeling for the appearance of forms, he must have sensivity for beauty, given to him in the cradle and developed to maturity by self-teaching and training. Young people with such gifts must be offered again suitable possibilities for developing these gifts at our schools and universities in the future.

Those who have gifts for arts can produce masterpieces of art by intuition without or outside rules or guide-lines and without rational processes. For engineering structures, however, it will be a rule that the ratio of the engineer has to take part in design as we can trace it in all beautiful engineering structures of the past, which have been created by our mater-engineers.

5. CLOSING REMARK FOR THE CONGRESS

During the half-day's session at the Congress in Vienna, there will probably be about 6 lectures with well chosen examples for good aesthetic design of engineering structures. The Japanese IABSE Group intends to present a Manual for Aesthetics in Bridge and Structural Engineering at the Congress.

[1] Keller, Rolf: Bauen als Umweltzerstörung
Verlag für Architektur Artemis, Zürich, 1973



II

Modern Timber Structures

Structures modernes en bois

Moderner Ingenieurholzbau

Leere Seite
Blank page
Page vide



Ila

Entwicklungen im Anwendungsbereich des Baustoffes Holz

Developments in the Application of Wood as a Material

Evolution et domaine d'utilisation du matériau "bois"

KARL MÖHLER

Professor für Ingenieurholzbau und Baukonstruktionen
Universität (TH) Karlsruhe
Karlsruhe, Bundesrepublik Deutschland

ZUSAMMENFASSUNG

Einfluss der Verbindungstechnik — mechanische Holzverbindungsmittel und Leimverbindungen — auf den Entwurf von Tragkonstruktionen. Berücksichtigung der Transport- und Montagemöglichkeiten beim Entwurf. Holzschalen und Holzbrücken. Verbundbauwerke aus Holz und Stahl.

SUMMARY

Influence of the technology of joining — by mechanical devices and gluing — on the design of structures. Consideration in the design stage of possibilities of transport and assembly. Timber shells and timber bridges. Composite structures of timber and steel.

RESUME

Influence de la technique d'assemblage — soit à l'aide de pièces en bois, soit par collage — sur le projet de structures. Prise en considération des possibilités de transport et de montage, lors du projet. Voiles et ponts en bois. Constructions mixtes.



1. EINLEITUNG

Wenn auf dem 11. Kongreß des IVBH das Thema "Moderner Ingenieurholzbau" zum ersten Male als Hauptthema behandelt wird, so wird damit einer Entwicklung auf einem Teilgebiet des konstruktiven Ingenieurbauwes Rechnung getragen, die in verstärktem Maße in den letzten beiden Jahrzehnten weltweit vor sich gegangen ist. Die Anwendungsgebiete von Holzkonstruktionen und ihre Ausführungsarten sind inzwischen so mannigfaltig geworden, daß es nicht möglich ist, in der dem Holzbau gewidmeten Arbeitssitzung eine umfassende Darstellung des gegenwärtigen Standes der modernen Holzbautechnik zu geben. Manche Anwendungsgebiete, wie zum Beispiel der Lehrgerüstbau, der Skelettbau und der Holztafelbau, können nur indirekt behandelt werden.

Das Holz als natürlicher Baustoff, von den Menschen seit je für Bauwerke aller Art verwendet, hatte in den letzten 100 Jahren mit der Schaffung der künstlichen Baustoffe Stahl und Beton seine Bedeutung für Baukonstruktionen größerer Spannweite und höherer Belastung in zunehmendem Maße verloren. So verschwand es zuerst weitgehend aus dem Brückenbau und Großhallenbau, schließlich auch bei Hallen mit Stützweiten unter 30 m. Im Wohnungsbau blieb vorwiegend nur noch das Gebiet der Dachstühle als Domäne des Holzes übrig, während hölzerne Wohnungsdecken und -wände im Hinblick auf die Brennbarkeit des Holzes und seine Gefährdung durch Feuchteinflüsse, teilweise auch aus wirtschaftlichen Gründen durch Stahlbetondecken mannigfacher Bauart und durch Mauerwerkswände ersetzt wurden. Nur unmittelbar nach dem 2. Weltkrieg, als die künstlichen Baustoffe Stahl und Stahlbeton nicht mehr unbegrenzt zur Verfügung standen, war das Holz als Baustoff wieder sehr begehrt und die Holzknappheit zwang zu Konstruktionen, die gegenüber den früher üblichen Zimmermannsbauweisen eine ingenieurmäßige Berechnung und Ausnutzung der Holzquerschnitte erlaubten, was in erster Linie durch vertiefte Kenntnisse der mechanischen Festigkeitseigenschaften und des Formänderungsverhaltens des Holzes und durch die Erforschung der Verbindungstechnik möglich war. Andererseits erkannte man die bauphysikalischen Vorteile der Holzbauweisen und fand Mittel und Wege, ihre Anfälligkeit gegen Pilze und Insekten durch baulichen und chemischen Holzschutz praktisch auszuschalten. Inzwischen hatte die Leimbautechnik durch die Schaffung witterungsbeständiger Kunstharzleime die Verleimung tragender Holzbauteile ermöglicht, wozu im letzten Jahrzehnt eine Reihe plattenförmiger Holzwerkstoffe, wie Furnierplatten, Holzspanplatten und Holzfaserplatten hinzu kam, die, ebenfalls mit feuchtigkeitsbeständigem Bindemittel hergestellt, sich in besonderem Maße für Verbundkonstruktionen aus Vollholz und holzhaltigen Plattenwerkstoffen eignen.

Eine besondere Möglichkeit von den durch die verfügbaren Stammdurchmesser begrenzten Rechteckquerschnitten des Vollholzes abzugehen, bot die Fertigung von Brettschichtholz. Dieser, aus waagrecht übereinander geleimten Einzelbrettern bestehende Holzwerkstoff, kann als Rechteckquerschnitt in praktisch beliebiger Länge und Höhe hergestellt werden. Breiten über 20 cm erfordern einen zusätzlichen Aufwand, der aber grundsätzlich keine Beschränkung bedeutet. Die Möglichkeit gekrümmte Bauteile herzustellen und die Querschnittshöhe über die Trägerlänge veränderlich zu machen, geben dem Statiker und Konstrukteur ideale Möglichkeiten den Baustoff Holz auch für große Tragwerke optimal auszunutzen.

In welchem Maße gerade die Leimtechnik in den letzten 10 Jahren zur Anwendung von Ingenieurholzkonstruktionen auf verschiedenen Gebieten geführt hat, geht nicht nur aus einzelnen Paradebeispielen weitgespannter Hallen und Brücken hervor, viel eingehender zeigt die Zunahme fertiggestellter Leimbauteile wie Binder, Stützen, Wand- und Deckenelemente sowie Schalungsträger, bezogen auf den Fertigungsstand des Jahres 1967, in welchem Maße der Holzleimbau zugenommen hat (Bild 1).

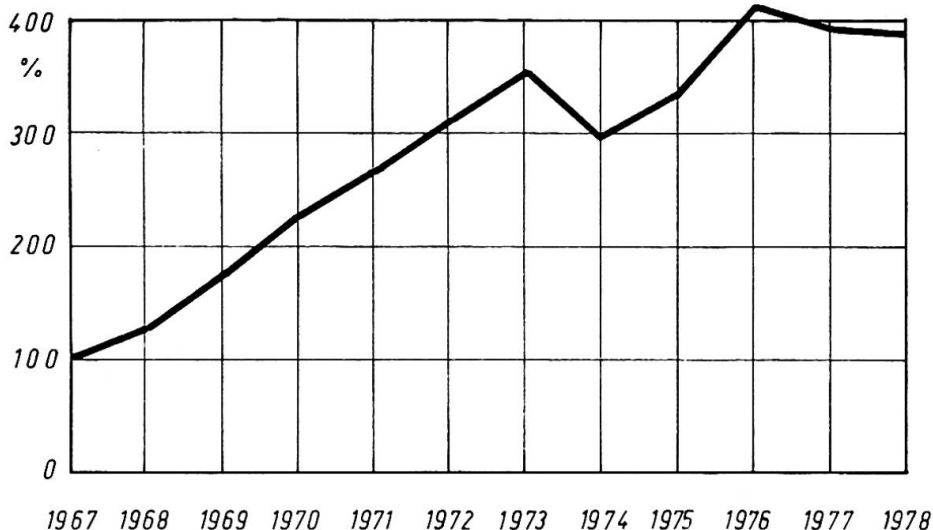


Bild 1: Zunahme der Leimbauteile in der Bundesrepublik Deutschland von 1967 bis 1978

Dadurch wurden zwar teilweise die Konstruktionen mit mechanischen Holzverbindungsmitteln, die nach dem Kriege beim Wiederaufbau vorwiegend zur Anwendung kamen, abgelöst, überwiegend waren es aber nach 1967 zusätzliche Bauaufgaben, die dem Holzbau zufielen. Der gleiche Trend, wenn auch in einzelnen Ländern verschieden, läßt sich aus einer Statistik der Glulam entnehmen, in der praktisch alle westeuropäischen Länder erfaßt sind. Danach ergaben sich in der Bundesrepublik Deutschland und in den skandinavischen Ländern ähnliche Entwicklungen, wie sie aus Bild 1 hervorgehen.

Die anstehenden Aufgaben im Wohnungsbau, vor allem im Fertighausbau, im Industriebau und Sportstättenbau sowie im Brückenbau auf dem Sektor Fußgängerbrücken haben Entwicklungen hervorgerufen, die in erster Linie die Verbindungstechnik vorangetrieben haben, wobei die Montagetechnik unter Ausnutzung der neuzeitlichen Möglichkeiten bei größeren Bauaufgaben sich zusätzliche ebenfalls auf Entwurf und Konstruktion ausgewirkt hat. Im Gegensatz zu dem etwa vor 1960 liegenden Zeitraum ist dabei in besonderem Maße zu beachten, daß die Arbeitslöhne im Vergleich zu den Materialkosten in weit höherem Maße anstiegen als es in den Jahren davor der Fall war. Dies führte dazu, daß auch im Holzbau die Möglichkeit einer mechanisierten Fertigung bei der Entwicklung neuer Holzbauweisen eine besondere Rolle spielte.



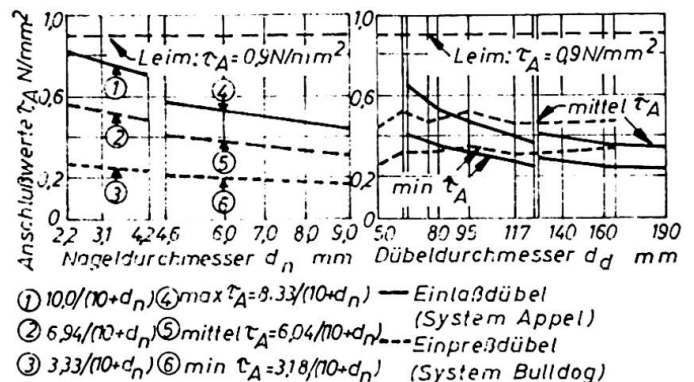
2. EINFLUSS DER VERBINDUNGSTECHNIK AUF DEN ENTWURF DER TRAGKONSTRUKTION

2.1 Allgemeine Hinweise

Der Holzbau mit seinen ursprünglich stark begrenzten Stabprofilen - Brett, Bohle und Kantholz - hat schon frühzeitig mannigfache Verbindungsmöglichkeiten angewendet, die aber als sogenannte zimmermannsmäßige Verbindungen mit Ausnahme des Versatzes für den Ingenieurholzbau nicht geeignet waren. Dagegen haben die in den zwanziger Jahren entwickelten Dübelverbindungen als Einlaß- oder Einpreßdübel und die in den dreißiger Jahren auf Tragkraft und Verformungsverhalten untersuchten Nagelverbindungen die Möglichkeit zu zuverlässigen und berechenbaren Verbindungen von Fachwerkstäben und von Einzelstäben miteinander gegeben, die lange Zeit die Bauarten von Fachwerkträgern und verdübelten Balken bestimmten. Hier sei nur an die herausragenden Bauwerke wie Großhallen, Sendetürme und Straßenbrücken erinnert, wobei genagelte Träger mit Bretterstegen oder genagelte Bohlenfachwerke für schwere Straßenbrücken und sogar Eisenbahnbrücken bis 50 m Spannweite zur Ausführung kamen (z.B. Rheinbrücke Kehl, [1] und [2]). Während die Dübelbauarten den Einsatz von Fachkräften erfordern, sind die Nagelbauarten bei zweckmäßiger konstruktiver Ausarbeitung der Nagelbilder weitgehend von Hilfskräften herstellbar. Bei diesen Bauarten herrschte das parallelgurtige Fachwerk und der parallelgurtige Vollwandbretterträger vor, wobei man auf möglichst einfache gleichmäßige Ausführung der Stabanschlüsse und Stöße besonderen Wert legte.

2.2 Mechanische Holzverbindungsmittel

Sowohl bei der Dübel- als auch bei der Nagelbauweise werden die Abmessungen der Wand- und Gurtstäbe weitgehend von den durch die Verbindungsmittel benötigten Anschlußflächen festgelegt, da Knotenplatten, wie sie im Stahlbau üblich sind, aus verschiedenen Gründen kaum in Frage kommen. Der Bedarf an Anschlußfläche wird durch den Anschlußwert τ_A des jeweiligen Verbindungsmittels bestimmt, der sich aus der zulässigen Belastung des Verbindungsmittels zu N und der durch die Mindestabstände festgelegten Anschlußfläche $\min A$ zu $\tau_A = \frac{zul N}{\min A}$ ergibt. Bei Dübeln beträgt er etwa 0,2 bis 0,5 N/mm^2 , bei normalen Nägeln 0,4 bis 0,8 N/mm^2 , wobei die dünnen Nägel ($d_n \leq 4,2$ mm) die höheren Werte aufweisen (Bild 2). Hierdurch erklärt sich der große Vorteil von Nagel-Brett-Konstruktionen, da dünne Nägel wegen ihrer beschränkten Länge ($l_n \leq 30 d_n$) nur bei verhältnismäßig dünnen Hölzern anwendbar sind. Durch zwei hintereinander liegende Anschlußflächen lassen sich die aufnehmbaren Anschlußkräfte für einen



Nägels

$$\tau_A = \frac{zul N}{\min A}$$

Dübel

Bild 2: Anschlußwerte τ_A für Nägel und Dübel

Querschnitt zwar auf den doppelten Wert steigern, doch erfordert dies zweischnittige Anschlüsse, die wegen der beschränkten Nagellängen und der komplizierteren Herstellung nicht immer angewandt werden können. Wie aus Bild 3 und 4 hervorgeht, wird die Wahl der Querschnitte ein- und mehrteiliger Gurt- und Füllstäbe in starkem Maße von der Art des Verbindungsmittels beeinflusst.

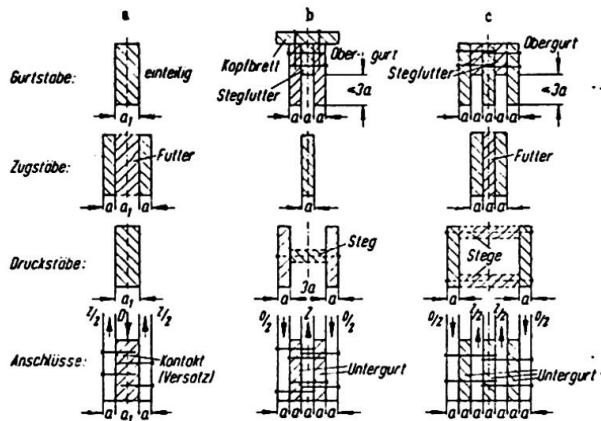


Bild 3: Mehrteilige Querschnitte ein- und mehrteiliger Stäbe für Nagelanschlüsse

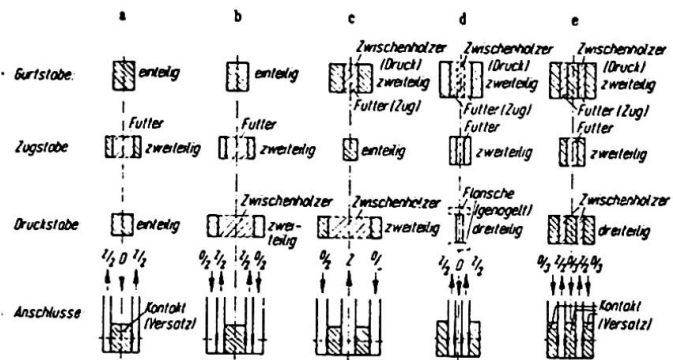


Bild 4: Querschnitte ein- und mehrteiliger Stäbe für Dübelanschlüsse

Bei den Dübelverbindungen ergeben sich Schwierigkeiten für das Erreichen des einwandfreien Dübelsitzes bei Einfräsdübeln oder wegen der die aufnehmbare Querpressung überschreitenden Beanspruchung des Holzes beim Einpressen mehrerer übereinander liegender Einpreß-Dübel. Günstigere Verhältnisse liegen bei Stabdübeln vor, die als zylindrische Stahlstifte von 8 bis etwa 30 mm Durchmesser in der Regel ohne Mutter und Gewinde in vorgebohrte Löcher von 0,2 bis 0,5 mm kleinerem Durchmesser eingetrieben werden. Hier lassen sich mehrere Hölzer gleichzeitig durchbohren und damit die Vorteile der Mehrschnittigkeit gesichert ausnutzen. Stabdübel von mehr als ein Meter Länge, die 5 und mehr Hölzer durchdringen, wurden wiederholt bei schweren Holzkonstruktionen mit Erfolg angewendet.

Günstigere Lösungen werden mit Nagelverbindungen erreicht, bei denen Holz und Stahlbleche miteinander verbunden werden, wobei bei Blechdicken ab 2 mm die Löcher vorgebohrt, bei 1 bis 1,5 mm Blechdicke Blech und Holz gemeinsam durchschlagen werden können. Dadurch ergibt sich die Möglichkeit auch mit dünnen und verhältnismäßig kurzen Nägeln mehrschnittige Verbindungen herzustellen. Vorteilhaft sind Verbindungen mit in Holzschlitze eingeführten Knotenblechen oder Blechlaschen. Bei Bindern für Hausdächer und bei Hallenbindern geringer Stützweite können zweckmäßig Nagelplatten angewendet werden, deren aus dem Blech einseitig ausgestanzte Nägel oder Krallen in einem Arbeitsgang eingepreßt werden. Die Nagelplatten übernehmen dabei die Funktion der Knotenbleche oder Stoßlaschen und werden Zug-, Druck- oder Scherspannungen unterworfen, die jeweils von den maßgebenden Nettoquerschnitten aufgenommen werden müssen. Die Ausstanzungen selbst übertragen dabei die in den Berührungsflächen zwischen Holz und Stahl auftretenden Scher-



kräfte. Im Gegensatz zu den in Bild 3 und 4 dargestellten unterschiedlichen Querschnitten der Gurt- und Füllstäbe werden bei Nagelplatten als Verbindungsmittel für sämtliche Stäbe einteilige, in einer Ebene liegende Stabquerschnitte benötigt. Der Anschlußwert der gebräuchlichsten Nagelplatten schwankt je nach dem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung und Kraft- und Plattenrichtung etwa zwischen 0,5 und 1,2 N/mm².

Nagelplatten besonderer Art sind die Menigplatten, bei denen zwei-seitig angespitzte Drahtstifte von 1,6 mm Durchmesser in einer Kunststoffschicht im 10 mm Raster eingebettet, in die beiden sich überdeckenden Holzflächen eingepreßt werden. Ihr Anschlußwert beträgt bei faserparallelem Kraftangriff 1,0 N/mm² und sinkt mit zunehmendem Winkel zwischen Kraft- und Faserrichtung linear auf 0,75 N/mm² bei Querbeanspruchung ab. Für die Stabquerschnitte sind hier die in Bild 4 dargestellten Verhältnisse maßgebend. Schließlich können auch gelochte Bleche und Stahlblechformteile mittels Nägel verwendet werden, bei denen aber stets die Blechflächen auf den Holzaußenseiten liegen und somit nur eine einschnittige Nagelung möglich ist. Die verschiedenen Holzverbindungsmittel sind in [3] ausführlich behandelt.

Mechanische Holzverbinder der beschriebenen Art werden vorzugsweise für Stabanschlüsse bei Fachwerken, für Stöße von Stäben und für die kontinuierliche Verbindung von Einzelteilen zusammengesetzter Querschnitte verwendet. Bei Vollwandrahmen aus Brettschichtholz lassen sich Dübel und Stabdübel auch für die Eckverbindung von Stiel und Riegel einsetzen, vor allem, wenn die Verbindung als Montageverbindung auf der Baustelle hergestellt werden muß. Die Wahl der Bindersysteme und der Stabquerschnitte, ob ein-, zwei- oder mehrteilig, hängt, wie oben dargelegt, weitgehend vom Verbindungsmittel ab.

2.2 Leimverbindungen

Bei geleimten Bauteilen muß man unterscheiden zwischen der Leimverbindung der einzelnen Hölzer und Trägerteile und der Verbindung der Leimbauteile selbst untereinander, die in der Regel unter Zuhilfenahme von mechanischen Verbindungsmitteln, meist Dübeln oder Stabdübeln erfolgt. Neben dem bereits erwähnten Brettschichtholz, dessen Einzellamellen durch Keilzinkung praktisch beliebige Länge haben können, gibt es eine Reihe leichter und schwerer Leimbauweisen in Form von Gitterträgern mit steigenden und fallenden Vollholzstreben, die durch kleinflächige Zinken in die Nuten der Gurte eingeleimt sind (Bild 5), Stegträgern mit ebenem oder gewelltem Sperrholzsteg, der keilförmig in die Vollholzgurte eingeleimt ist (Bild 6) und I-trägern,

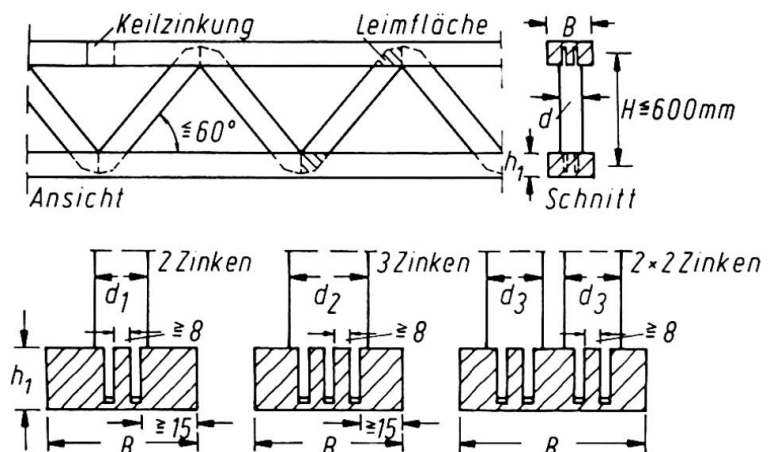


Bild 5: DSB-Träger (Geleimter Gitterträger)

deren Stege aus zwei oder mehr sich kreuzenden Brettlagen bestehen, an welche die aus einzelnen Brettlagen bestehenden Gurte mittels Nagelpreßleimung angeschlossen sind (Bild 7). Auch hier lassen sich durch Keilzinkung der Gurte und Stege praktisch beliebig lange Tragteile fertigen.

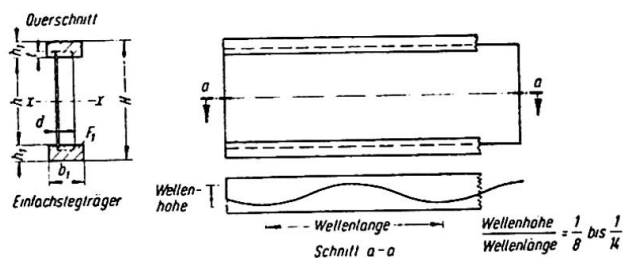


Bild 6: Wellsteg-Träger

Wie bereits erwähnt, können aus Brettschichtholz Tragglieder mit geraden, schrägen oder gekrümmten Kanten hergestellt werden, wobei aber die Anisotropie des Holzes und die mechanischen Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Leimverbindung die Formgebung im Hinblick auf die aufnehmbaren Schnittkräfte in ausschlaggebender Weise beeinflussen. So müssen bestimmte Krümmungsverhältnisse in bezug auf die einzelne Brettlamelle und auf die ganze Trägerhöhe eingehalten werden, um die Tragsicherheit gefährdende Spannungszustände zu vermeiden (Bild 8). Das gleiche gilt für den Neigungswinkel

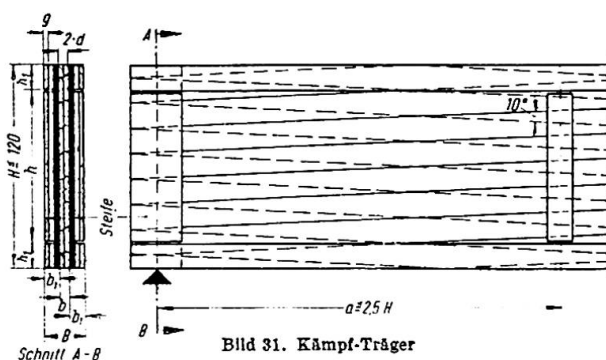


Bild 7: Kämpf-Träger (I-Träger) mit Brettersteg

zwischen Trägerrand und Stabachse, wenn wie üblich die Holzfasern nicht parallel zum Trägerrand verlaufen. Starke Querschnittsschwankungen wie bei Auflagerausklinkungen oder Trägerdurchbrüchen erfordern besondere Nachweise oder Verstärkungsmaßnahmen (Bild 9).

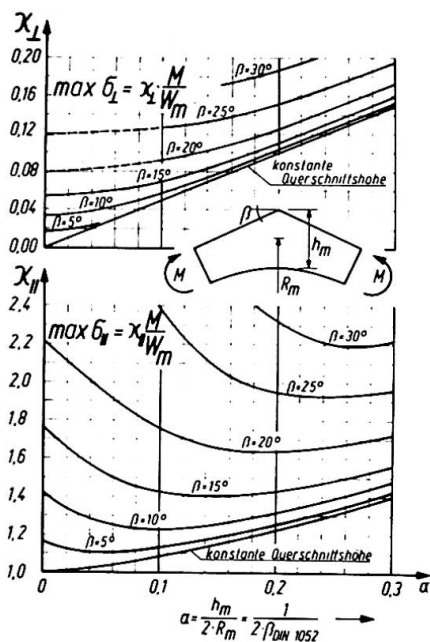


Bild 8: Maximale Quer- und Längsspannungen im Firstquerschnitt von Satteldachträgern

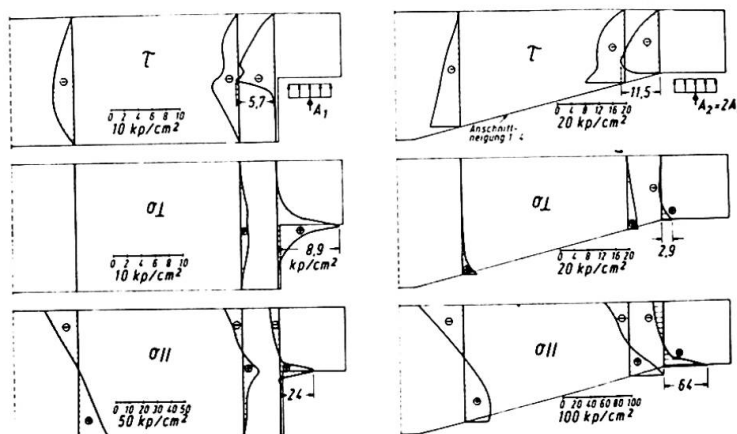


Bild 9: Spannungsverteilungen in ausgeklinkten Brettschichtträgern



Letzten Endes ist bei all diesen Gefahrenpunkten die geringe Querkzugfestigkeit des Holzes und der Leimfuge, oft im Zusammenwirken mit der geringen Schubfestigkeit längs der Faser, für die Formgebung geleimter Tragkonstruktionen maßgebend. Da, wie Schadensfälle immer wieder gezeigt haben, die Formbeständigkeit und Standsicherheit von Brettschichtkonstruktionen weitgehend von der Formgebung abhängt, wurden zu diesen Fragen in den letzten Jahren umfangreiche Versuche und theoretische Untersuchungen durchgeführt. Ihre Ergebnisse werden in den Bemessungsvorschriften, die sich zur Zeit in mehreren Ländern in Neubearbeitung befinden, ihren Niederschlag finden. Auch die in Angriff genommene ISO-Norm: Holzkonstruktionen, Berechnung und Ausführung, enthält, wie an anderer Stelle ausgeführt wird, hierzu entsprechende Bemessungsvorschläge.

3. EINFLUSS DER TRANSPORTMÖGLICHKEITEN UND DER MONTAGETECHNIK AUF DEN ENTWURF

3.1 Transport

Holzbauteile, vor allem geleimte, werden im Werk vorgefertigt und bei einfachen Konstruktionen als Ganzes zur Baustelle gebracht und montiert. Bei größeren Tragkonstruktionen, vorwiegend bei Rahmen und Zwei- oder Dreigelenkbögen, können die Transportmöglichkeiten einen wesentlichen Einfluß auf die Wahl des Tragsystems und auf die Ausführung der Einzelteile haben. Hiernach richten sich z.B. Länge und Höhe der zu transportierenden Einzelteile und die Lage und Ausführungsart der Baustellenstöße, während infolge der geringen Rohwichte des Holzes in der Regel das Gewicht der Einzelteile selbst keine Beschränkungen beim Transport verursacht. Bei parallelgurtigen oder konischen Bauteilen müssen die Höhen- und Breitenbeschränkungen bei Bahn- oder Straßentransporten beachtet werden, während bei Bogenteilen das Stichmaß bei den möglichen Transportlängen von 40 bis 60 m Beschränkungen unterworfen sein kann (Bild 10).



Bild 10: Straßentransport von 32 m langen Kastenträgern mit Sperrholzstegen

3.2 Montage

In ähnlicher Weise wie beim Transport können die an der Baustelle verfügbaren oder zu beschaffenden Montagetechniken die Wahl des Tragsystems, die Anzahl und Größe der zu montierenden Teile und die Anordnung von Stößen und Gelenken beeinflussen. Der Montageablauf sollte daher bereits beim Entwurf und bei der Fertigung der Teile bekannt sein. Montageplanung und Montagestatik sollten bei größeren Holzbauwerken in der Hand des Entwerfenden liegen, da nur bei genauer Kenntnis der gesamten Konstruktion und der angewandten Verbindungstechnik zuverlässig montiert werden kann. Da Holzbauteile nicht zuletzt wegen ihres geringen Gewichtes gegen Schrägstellungen und Windeinwirkungen besonders empfindlich sind, ist auf eine ausreichende Aussteifung der Einzelteile und des Gesamtsystems zu achten.

Der im Verhältnis zum E-Modul längs der Faser geringe Schubmodul des Holzes begünstigt das Kippen von schlanken Einzelbauteilen, die nicht durch Verbände, Gabel- lage- rung an den Enden oder andere der Torsionsneigung entgegenwirkende Maßnahmen gesichert sind. Aus diesem Grunde sind beim Verladen und Montieren von Einzelträgern entsprechende Vorkehrungen zur Vermeidung von Überbeanspruchungen, die leicht zur Zerstörung der Bauteile und zu Unfällen führen können, vorzusehen. Durch geschickte Planung der Montage kann man diese Gefahren vermeiden, indem man z.B. die Gesamtkonstruktion so vorsieht, daß Träger, Rahmen oder Bogenbinder mindestens paarweise montiert werden können, wobei oft schon anstelle von Montageverbänden die endgültigen Verbände in den Zwischenfeldern eingebaut werden können. Mit Erfolg hat man gerade bei weitgespannten, hohen Bogenhallen, die ja meist als Dreigelenkssysteme ausgebildet werden, zwei oder mehrere Binderfelder von halber Bogenlänge mit Verbänden und mit der Dachhaut bereits am Boden montiert, die Binderfelder über die Auflagergelenke hochgedreht und im Scheitel behelfsmäßig solange gehalten oder abgestützt, bis sie mit der anderen Bogenhälfte verbunden werden konnten. Bild 11 zeigt das Montieren eines ganzen Trägerfeldes, das am Boden zusammengebaut, in einem Arbeitsgang auf die bereits erstellten Fertigteilstützen aufgelegt wird. Vor allem bei weitgespannten Tragwerken müssen die Verbindungsmittel für Montagestöße und Gelenke so gewählt werden, daß die verfügbaren Montagemöglichkeiten problemlos angewendet werden können. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit den Montagevorgang mit allen Beteiligten bereits im Anfangsstadium des Entwurfes festzulegen.



Bild 11: Montage eines dreieckförmigen Trägerfeldes von 28 m Seitenlänge mittels Autokran



Schließlich müssen die Teile beim Transport und bei der Montage gegen Beschädigungen gesichert und vor unmittelbarer und zu langer Einwirkung von Feuchtigkeit, Feuchtwechseln und unter Umständen auch vor Sonneneinstrahlung geschützt werden, da vor allem die bei geringer Holzfeuchtigkeit hergestellten Leimbauteile und Holzwerkstoffplatten sonst Verformungen und Rißbildungen erleiden können, die die erforderliche Gebrauchsfähigkeit und die erwartete Dauerhaftigkeit herabsetzen.

4. HOLZSCHALEN

Im Gegensatz zu Holzhallen traditioneller Bauart, die in der Regel aus zahlreichen stabförmigen Tragelementen wie Sparren, Pfetten, Binder und Stützen zusammengesetzt sind, handelt es sich bei den Schalen um flächenhafte Traggebilde von verhältnismäßig geringer Konstruktionshöhe, deren Mittelflächen gekrümmt sind. Ihre Oberflächen tragen unmittelbar die Dachhaut. Sie können aus Holzwerkstofflagen oder gekreuzten Brett- oder Bohlenlagen bestehen. Bei größeren Stützweiten wird aber oft eine Sandwichkonstruktion erforderlich, deren tragender Kern aus Rippenhölzern besteht, wenn nicht von vornherein für die Tragkonstruktion gerade, gekrümmte oder polygonartig angeordnete und sich kreuzende Stäbe als eigentliche Tragglieder gewählt werden. Holzschalen verschiedenster Form und Ausführung wurden in den letzten Jahren in verschiedenen Ländern errichtet, obwohl die Herstellungskosten bei geringen Spannweiten diejenigen einer normalen Holzkonstruktion oft weit übertreffen und in diesem Anwendungsgebiet kaum eine Kostenersparnis gegenüber Schalentragwerken aus Stahlbeton erreicht werden kann. Anders liegen die Verhältnisse bei sehr großen Spannweiten, bei denen das geringe Eigengewicht des Holzes ausschlaggebend wird und kostengünstige Lösungen ermöglicht.

4.1 Einsinnig gekrümmte Schalen (Tonnenschalen)

Schalen in Tonnenform können als Querschnitt einen Kreisbogen (Zylinderschalen), eine Parabel oder Ellipse haben. Ausschlaggebend für die Bemessung ist das Verhältnis Breite zu Länge. Lange Schalen können nach der Balkenalogie, kurze Schalen müssen nach der exakten Theorie der anisotropen Schalen bemessen werden. Tonnenschalen als Zylinderschalen unter Verwendung von Furnierplatten wurden in neuerer Zeit vorwiegend in USA errichtet, wobei man meist mehrere gleiche Einzelschalen zu einer Schalenreihe zusammengefaßt hat. Bei größeren Spannweiten oder bei höheren Anforderungen an die Wärmedämmung wird man vorteilhaft die Schale doppelwandig ausbilden, wobei es aber erforderlich ist, die beiden Beplankungen ausreichend schubfest zu verbinden, um beide zum Tragen heranzuziehen. Dies geschieht in der Regel durch

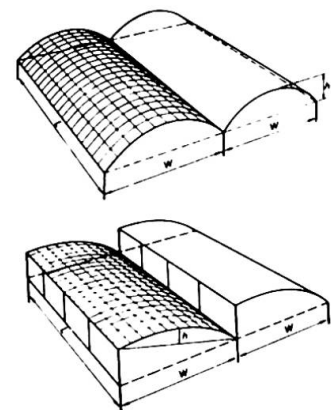


Bild 12: Kreiszyklinderschalen

einen Rippenrost, dessen gekrümmte Querrippen aus Brettschichtholz hergestellt werden, während die Längsrippen aus normalem Kantholz bestehen können. Schließlich können Tonnenschalen auch aus einzelnen rautenförmig angeordneten Stabzügen mit verhältnismäßig engen Abständen hergestellt werden, die die meist leichte Dachhaut tragen.

4.2 Doppelt gekrümmte Schalen

Doppelt gekrümmte Schalen weisen im allgemeinen ein höheres Tragverhalten und eine größere Beulsteifigkeit als einsinnig gekrümmte Schalen auf. Aus der Vielzahl der doppelt gekrümmten Flächen eignen sich nur solche für den Holzschalenbau, die sich durch eine Schar von Geraden darstellen lassen, wie z.B. die HP-Schalen und die Konoidschalen. Da bei der HP-Schale die sich kreuzenden Brettlagen bei gleichförmiger Belastung nur Normalkräfte erhalten und die Randbalken bei diesem Lastfall ebenfalls nur durch Normalkräfte beansprucht werden, ist diese Form wiederholt für größere Schalenbauwerke aus Holz angewandt worden. Eine HP-Schalenkonstruktion, die ein Hallenbad von 3800 m² Grundfläche überspannt, ist in [4] beschrieben.

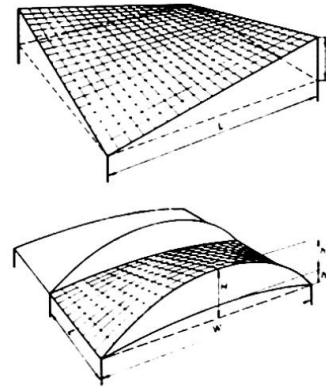


Bild 13: HP- und Konoidschalen

4.3 Kuppelschalen und Gewölbekuppeln

Schon in früheren Jahren wurden Kuppelbauten mit kreisförmigem Grundriß meist als Rippenkuppeln in Holzbauweise in verhältnismäßig großen Abmessungen gebaut. Die Rippen bestehen dabei aus gekrümmten Brettschichtträgern, die unten auf Stützen ruhen, die durch einen Zugring verbunden sind. Im Scheitel ist ein Druckring erforderlich, an den die einzelnen Rippen die Horizontalkraft abgeben. Zwischen den einzelnen Rippen sind waagrecht verlaufende Pfetten aus Kantholz angeordnet, die die Dachhaut tragen. In dieser Bauweise wurden bereits mehrere Bauwerke mit bis zu 100 m Durchmesser ausgeführt.

Wesentliche Einsparungen an Kosten für die aufwendigen Rippenträger sind möglich, wenn eine Kugelkalotte bildende Schalenfläche durch sich kreuzende Stabzüge gebildet wird, die selbst wieder Dreiecke bilden. Hier kommt es natürlich darauf an, für die Stabanschlüsse möglichst einfache Knotenpunktslösungen zu finden, was meist durch zweckmäßige Stahlformteile geschieht. Die größte bisher bekannt gewordene Konstruktion nach diesem System stellt die Stadionüberdachung der Northern Arizona University in USA dar, die einen Durchmesser von 153 m und eine Kuppelhöhe von 18,16 m aufweist. Sie überdeckt eine Fläche von 18395 m².

Eine Schalenkonstruktion besonderer Art stellt die Gitterschale der Multihalle in Mannheim dar, die als schalenartiger Lattenrost eine unregelmäßig begrenzte Fläche von 4700 m² mit Spannweiten bis zu 60 m überdeckt und als räumlich gekrümmtes Stabrosttragwerk ausgebildet ist. Die Stäbe 5 x 5 cm, in ebenem Zustand in gleichmaschigen, orthogonalen Raster von 50 x 50 cm in zwei bis vier Lagen ausgelegt, bilden nach dem Hochziehen die unregelmäßig gekrümmte Schalenfläche, wobei sich die Quadrate zu Rauten mit 70 bis 110° verschoben haben. In die endgültige Lage gebracht, wurden die Knotenpunkte durch Bolzen verpreßt, wobei zur Erhaltung des Klemmdruckes bis zu drei Tellerfedern je Bolzen eingebaut wurden. Die Form der Schale ist so gewählt, daß bei vertikaler Gleichlast nur Druckkräfte auftreten. Die für die Bemessung des Tragwerkes ausschlaggebenden ein-



seitigen Schnee- und Windlasten müssen durch die Biegesteifigkeit des mehrlagigen Lattenrostes und durch diagonal zu den Rauten verlaufende Zugseile aufgenommen werden. Die architektonisch gelungene Lösung einer sich der Umgebung anpassenden Form eines Bauwerks hatte hier zu einer interessanten technischen Ausführung geführt, die nicht nur bei der Bemessung und konstruktiven Ausbildung des Tragwerkes besondere Probleme ergab, sondern bei der auch die Aufrechterhaltung der Form und der Tragsicherheit zusätzliche und kostspielige Maßnahmen erforderlich gemacht hat und noch laufend macht [5].

5. HOLZBRÜCKEN UND HOLZSTEGE

5.1 Allgemeine Überlegungen

Der Baustoff Holz ist seit Ende des 19. Jahrhunderts aus dem Gebiet des Brückenbaues bekanntlich stark verdrängt worden. Heute bestehen die meisten Brücken aus Stahl, Stahlbeton oder Spannbeton. Noch vor wenigen Jahrzehnten wurden Dauerbrücken nur selten aus Holz erstellt und nur bei kurzlebigen Behelfs- und Förderbrücken wurde das Holz – besonders wegen seines geringen Gewichtes und der leichten Bearbeitbarkeit – in verstärktem Maße verwendet. Die oft gegen die Anwendung des Baustoffes Holz für Brückenbauwerke vorgebrachten Bedenken wegen der unzureichenden Festigkeitseigenschaften und der kurzen Lebensdauer im Freien sind nicht zutreffend. Die hohe Tragsicherheit und Steifigkeit und die lange Lebensdauer konstruktiv und holzschutztechnisch einwandfrei erstellter Holzbrücken kann durch eine Reihe von über 200 Jahre alten Bauwerken in vielen Ländern nachgewiesen werden. Es liegt in der Natur der Sache, daß Holzbrücken mit größeren Spannweiten in erster Linie für Straßenbrücken mit leichterem Verkehr und für Fußgängerbrücken geeignet sind. Hier können das witterungsbeständig verleimte Brett-schichtholz und die neuzeitlichen Holzschutzverfahren mit Erfolg angewendet werden. Nach [6] sind in den Staatsforsten der USA allein 7500 Holzbrücken im Gebrauch und jährlich werden zahlreiche hinzugebaut, auch die Eisenbahnen haben dort mehr als 2500 km Holzbrücken und Holzstege in ihren Dienst gestellt.

5.2 Fahr- und Gehbahnen von Holzbrücken

Die Brückenfahr- und Gehbahnen, die in erster Linie die Aufgabe haben, die Verkehrslasten auf die Hauptträger (bei obenliegender Fahrbahn) oder auf die Längsträger und Querträger (bei unten liegender Fahrbahn) zu übertragen, bestanden früher meist aus quer zur Brückenlängsrichtung liegenden einfachen oder doppelten Bohlenbelägen, die zusätzlich durch 2 bis 4 cm dicke Verschleißhölzer geschützt waren. Bei größeren Spannweiten und damit größeren Trägerhöhen ergab sich die Notwendigkeit, den Tragbelag auch als Wind- und Knickverband auszubilden, da vor allem bei verhältnismäßig schmalen Fußgängerbrücken die Seitensteifigkeit des Haupttragwerks und des unteren Windverbandes allein nicht ausreichend war. Verlegt man die beiden Tragschichten kreuzweise und befestigt sie entsprechend auf den Rändern oder den Rodelbalken, so erhält man einen waagrecht liegenden verbretterten Träger, der die waagrechten Lasten übernehmen kann. Die Kreuzlage mit $\alpha = 65^\circ$ ergibt eine verhältnismäßig günstige Lastverteilung, so daß Einzellasten meist ohne Erhöhung der Gesamtdicke des Fahrbahnbelages aufgenommen wer-

den können (Bild 14). Der Winkel von 65° zwischen Brückenlängsachse und Belag wurde nach [1] durch Versuche in natürlicher Größe als optimal fest-

gestellt. Die zweifache Aufgabe, senkrechte und horizontale Lasten aufzunehmen, die der Fahr- und Gehbelag auch bei untenliegenden der Fahrbahn zu erfüllen hat, kann in diesem Falle durch einen waagrecht liegenden Brettschichtträger

übernommen werden, wie aus Bild 15 hervorgeht.

Der Aussteifungsträger muß an seinen Enden und in entsprechend verteilten Zwischenpunkten fest mit den Widerlagern und den Zwischenabstützungen verbunden sein. Bei oberliegender Fahr- oder Gehbahn wird man die Brettlamellen senkrecht zur Brückenlängsachse anordnen. Die Berechnung und konstruktive Ausbildung derartiger Fahrbahntafeln ist in [6] besprochen, wobei allerdings auf die Funktion als horizontaler Aussteifungsträger nicht eingegangen ist. Die Notwendigkeit, das Oberflächenwasser möglichst rasch und ohne gefährliche Durchfeuchtung der Unterkonstruktion abzuleiten, läßt sich durch Bohlenbeläge meist nicht zufriedenstellend lösen. Durch zwischen den Bohlen belassene Fugen kann zwar das Wasser rasch ablaufen und die Luft die Holzteile mit Ausnahme der Auflagerflächen bestreichen. An diesen Stellen wird aber oft, auch bei sorgfältigem Holzschutz, im Laufe der Jahre eine Schädigung des Holzes einsetzen. Man hat daher schon früh auf hölzernen Brücken Asphaltbeläge aufgebracht, die sich aber im großen und ganzen auf Bohlenbelägen nicht bewährt haben. Bessere Ergebnisse werden erzielt, wenn anstelle der Bohlen Furnierplatten oder Spanplatten mit witterungsbeständiger Verleimung eingesetzt werden. Ausführungen dieser Art sind in [7] beschrieben.

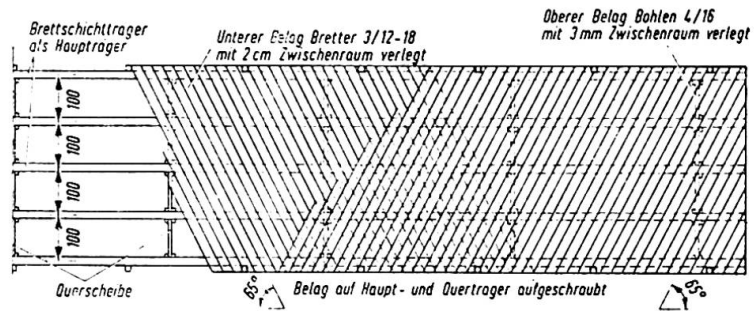


Bild 14: Doppelter Tragbelag in Kreuzlage

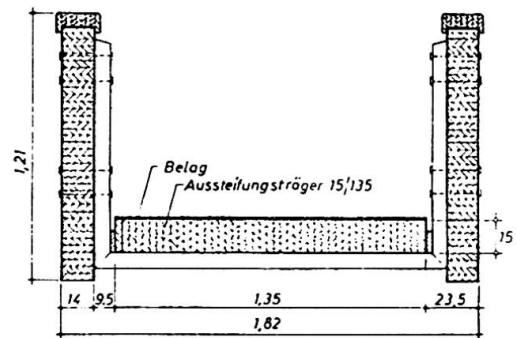


Bild 15: Brettschichtträger als Fahrbahn und als Horizontaltaussteifung

Fahr- und Gehbahnen hölzerner Brücken können heute so berechnet und ausgeführt werden, daß sie ihre Funktionen der Aufnahme der vertikalen und horizontalen Lasten und des Oberflächenschutzes der Unterkonstruktion sicher übernehmen und eine lange Lebensdauer des Bauwerks sicherstellen können.



5.3 Straßenbrücken

In den letzten 10 Jahren wurden wiederholt Straßenbrücken als Dauerbrücken oder Behelfsbrücken errichtet, die bei Stützweiten bis 50 m nicht nur technisch einwandfreie Bauwerke darstellen, sondern die auch in architektonischer Hinsicht in den meisten Fällen sich besonders gut in das Landschaftsbild einfügen. Während bei Brett-schichtbauweisen in der Regel der gerade, über zwei oder mehr Fel-der durchlaufende Träger oder bei Talübergängen der Bogenträger (siehe Bild 16) vorherrscht, werden Nagelbauweisen vorwiegend für

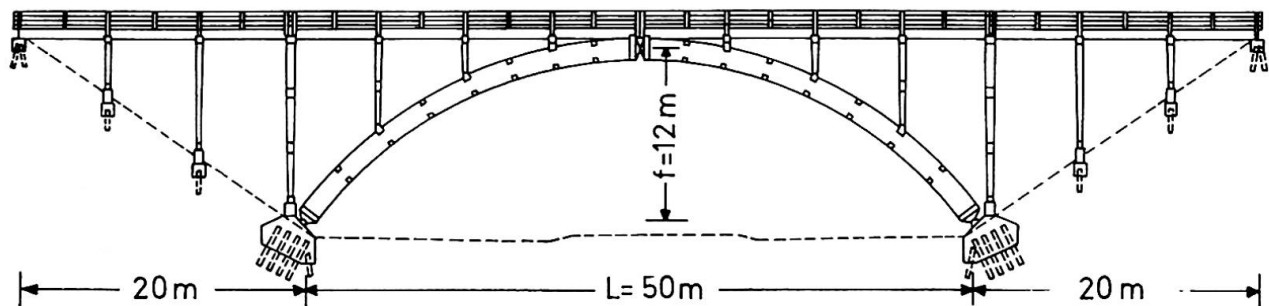


Bild 16: Straßenbrücke in South Dokata (USA)

Behelfs- und Förderbrücken bevorzugt. Als Beispiele können die Autobahnbrücke in South Dokata und die Behelfsbrücke bei den Olympiabauten München [8] genannt werden. Günstig sind Brücken mit oben liegender Fahrbahn, die als Trägerrostbrücken ausgebildet werden können, wodurch eine praktisch gleichmäßige Beanspruchung der Einzelträger erreicht wird und komplizierte Anschlüsse der Querträger und der Querverbände vermieden werden.

5.4 Fußgängerbrücken

Bei den Fußgängerbrücken, die aus mannigfachen Gründen heute oft bevorzugt in Holzbauweise hergestellt werden, lassen sich mit Brettschicht- oder Fachwerkträgern üblicher Ausführung die infrage kommenden Lasten aufnehmen, wobei Längen bis zu 40 m keine Schwierigkeiten bereiten. Hier werden bei größeren Stützweiten oft Träger mit Auskragungen oder rahmenartige Ausführungen, Bogenträger mit angehängter Gehbahn oder seilverspannte Systeme bevorzugt, da in den meisten Fällen besondere Anforderungen an das architektonische Aussehen gestellt werden. Ausführungsbeispiele von Fußgängerbrücken aus Holz sind in der Fachliteratur der letzten Jahre in großem Umfange behandelt. Hier sei nur auf die Fußgängerbrücke bei Aalborg (Dänemark) von 51 m freier Stützweite hingewiesen, deren Hauptträger als Sperrholzkastenträger ausgebildet sind.

6. VERBUNDBAUWERKE AUS HOLZ UND STAHL ODER ALUMINIUM

Der wichtigste Verbundbaustoff für Holzkonstruktionen ist Stahl, zu dem neuerdings auch das Aluminium in Ausnahmefällen hinzukommt. Wie bei der Verbindungstechnik dargelegt, wird neben Bolzen, Schrauben, Nägeln und Dübeln aus Stahl heute eine große Anzahl von verzinkten Stahlblechen und Blechformteilen verwendet, wobei man für die Ver-

bindungen normaler Dachkonstruktionen oft mit Blechdicken von 1 bis 2 mm auskommt. Bei größeren Trägeranschlüssen, Gelenken und Auflagerpunkten weitgespannter Binder muß man zu normalen Stahlprofilen übergehen oder die Formteile als Schweißkonstruktionen ausbilden. Hierbei übernimmt der Stahl die Funktion eines Hilfsbaustoffes, während die eigentliche Tragkonstruktion aus Holz besteht. Die hohe Zugfestigkeit von Stahl und Stahlseilen und die neuzeitliche Verbindungsmöglichkeit zwischen Stahl und Holz, z.B. durch Stabdübel, Stahlblech-Holznagelung und einseitige Dübelbauarten, haben die Stahl-Holz-Verbundbauweisen wesentlich gefördert. So hat man schon immer Zugbänder bei Rahmen oder Bogen aus Rundstahl, Profilstahl oder Stahlseilen hergestellt und beim Howe'schen Träger Zugvertikale aus Stahl verwendet. Bei neueren Konstruktionen werden oft Stahlverbände eingebaut und im Freien liegende korrosionsgeschützte Stahllängsträger mit im Gebäudeinneren liegenden Holzträgern kombiniert. Ebenso ist die Seilabspannung von hölzernen Hauptträgern an Stahl- oder Holzpylonen nicht nur bei Brücken, sondern auch bei Hallen, Tribünen oder Eisstadion ein oft und gerne angewandtes Konstruktionsprinzip. Die Unterspannung, schon früh zur Tragkraftherhöhung einfacher Vollhölzer bei Unterzügen und Brückenträgern angewandt, läßt sich mit Vorteil auch bei Gelenkstabzügen mit Vollholz- oder Fachwerkträgern anwenden. Hochbeanspruchte, geknickte Zuggurte können bei Fachwerken aus Stahl ausgeführt werden, während die Druckgurte und die Druckdiagonalen aus Holz bestehen. Ausführungen mit in ausgefräste Nuten von Vollholz- oder Brettschichtholzträgern eingeleimten Stahlbewehrungen ohne und mit Vorspannung haben bisher außer einigen wenigen Versuchsausführungen noch keine praktische Bedeutung im Holzbau erlangt.

LITERATURVERZEICHNIS

- 1 Gaber, E.: Genagelte Straßenbrücke 1. Klasse aus Holz, Bautechnik 1941, S. 277/86
- 2 Gaber, E.: Bahnbrücke von 30 m Stützweite aus Brettern und Nägeln. Die Technik 1947, S. 153/56
- 3 Möhler, K., Natterer u.a.: Holzbauatlas. Institut für internationale Architektur-Dokumentation, München 1978
- 4 Möhler, K.: Hallenbad Sindelfingen (Bundesrepublik Deutschland). IABSE Structures C-6/78, S.4/5
- 5 Wenzel, F., Frese B.: Schalenförmiges Holzgitterdach. Bauen mit Holz, 1969, S. 265/68
- 6 McCutcheon W.J., Tuomi R.L.: Design Procedure for glued-laminated bridge decks. Forest Products Journal 1973, Nr. 6, S. 36/42
- 7 Spindler: Gehbahnen aus Gußasphalt bei hölzernen Brücken. Bauen mit Holz 1975, Nr. 7, S. 341/44
- 8 Möhler, K.: Behelfsbrücken aus Holz. Schweizer Archiv 1972, Heft 6, S. 187/96

Leere Seite
Blank page
Page vide

**IIb****Baustoff Holz — Erkenntnisse und Entwicklungen im technologischen Bereich und in den Verbindungen**

Timber Technology and Assembling — Present State of Knowledge and Future Developments

Bois et assemblages — Etat actuel des connaissances et développements futurs

E. GEHRI

Dipl.-Ing.

Eidgenössische Technische Hochschule

Zürich, Schweiz

ZUSAMMENFASSUNG

Die im Vergleich zu anderen Baustoffen hohe Leistungsfähigkeit des Holzes für tragende Elemente wird aufgezeigt. Die Vielfalt von Holzarten und Holzwerkstoffen erschwert eine systematische Darstellung der Einsatzmöglichkeiten. Auf Lücken in den technologischen Erkenntnissen wird hingewiesen. Zudem werden die wichtigsten Kriterien für die Entwicklung leistungsfähiger Verbindungsarten zusammengestellt.

SUMMARY

The article shows that timber has, compared with other structural materials, a high efficiency. The great variety of wood species and of wood derivatives impedes a systematic review of their possibilities and application. The report points out unsolved problems of our technological knowledge and draws up the main criteria for the development of connections with high efficiency.

RESUME

L'article montre la haute efficacité du bois pour des éléments porteurs. La grande variété des essences et des dérivés en bois rend difficile une représentation systématique des possibilités d'emploi. Le rapport indique les lacunes dans les connaissances technologiques actuelles et énonce les critères principaux pour le développement de moyens d'assemblage efficaces.



1. BEDEUTUNG DER HOLZTECHNOLOGIE

1.1 Rohstoff Holz

Holz zählt zu den ältesten Baustoffen, deren sich die Menschheit bediente. Während auf allen Baustoffsektoren mit viel technischem und finanziellem Aufwand eine Verbreiterung des Angebotes hinsichtlich Baustoffeigenschaften angestrebt wurde, z. B. beim Stahl durch die laufende Entwicklung neuer Stähle, sei es mit hohen Festigkeitseigenschaften oder mit besonderen korrosionsträgen Eigenschaften wie die wetterfesten Stähle, besitzt der Holzbauer von Natur aus eine erstaunlich breite Palette von Holzarten mit ganz unterschiedlichen Eigenschaften hinsichtlich Dichte, Festigkeit, Dauerhaftigkeit usw. Allerdings wird immer noch erst eine erschreckend kleine Anzahl von Holzarten bautechnisch genutzt, dafür einige Holzarten besonders forciert, was aus ökologischen Gründen unerwünscht ist. Hier wird artenreicher Mischwald den Monokulturen vorgezogen.

Wie gross die Spanne zwischen den einzelnen Holzarten ist, zeigen die nachfolgenden Zahlen (Tabelle 1):

Holzart	Darrdichte [kg/m ³]	$E_{d }$ [kN/mm ²]	$\sigma_{d }$ [N/mm ²]
Balsa	130	2,6	8
Kiefer	460	11	45
Eiche	650	12	50
Pockholz	1230	13	105

Tabelle 1 Mittlere Werte für Druckfestigkeit und E-Modul

Aber auch innerhalb derselben Holzart sind starke Variationen möglich, z. B. für Fichte (*picea excelsa*) variiert die Darrdichte zwischen 0,26 und 0,62 g/cm³. Bekanntlich besteht eine ausgeprägte Proportionalität zwischen Darrdichte und mechanischen Eigenschaften. Die starke Variation der Festigkeiten wird in der Regel als Nachteil betrachtet, da für die Bemessung untere gesicherte Werte eingesetzt werden müssen. Meines Erachtens ist es Aufgabe der Holzwirtschaft, durch geeignete Sortierungskriterien diese Eigenschaften positiv auszunützen.

Ein weiterer, wesentlicher Punkt ist die vollständige Verwertung der Holzmasse des gefällten Baumes. Heute ist dies technisch weitgehend möglich durch die Weiterverwertung von Schwarten und kleineren Durchmessern zu Span- und Faserplatten, aber auch hier ist ein Gleichgewicht in den verschiedenen Einsatzarten des Holzes erforderlich.

Erwünscht sind Untersuchungen über den Einsatz von für den Holzbau nichttraditionellen Holzarten, dies um eine vollständige Nutzung des natürlichen, artenreichen Waldes zu fördern.

1.2 Holzverarbeitung

Generell ist die geringste Zerlegung des gewachsenen Holzes anzustreben. Dadurch werden die guten, natürlichen Eigenschaften der Holzstruktur möglichst erhalten. Man erhält somit durch Sägeeinschnitt Kanthölzer. Für grössere Bauteile genügen die eingeschnittenen Abmessungen nicht mehr, so dass deren Zusammensetzung erforderlich wird. Sie kann mittels mechanischer Verbindungsmittel oder mittels Leimung erfolgen.



Die heutigen Verleimungstechniken für Brettschichtholz verlangen relativ geringe Lamellenstärken. Durch Sägeeinschnitt und Hobeln entstehen grosser Verarbeitungsaufwand und Verlust an unzerlegtem Holz (unabhängig von der allfälligen Weiterverwendung dieser Abfälle zum Beispiel für Spanplatten). Zudem sind die erforderlichen Anlagen raum- und kostenintensiv. Die grösseren Presszeiten verhindern eine grössere Produktivität. Die Entwicklung von Verfahren zur kostengünstigeren Herstellung von Brettschichtholz ist deshalb erwünscht. Anlagen mit kontinuierlicher Herstellung von verleimten Trägern stehen noch in den Anfängen. Der Schritt zur Produktion von Halbzeug (Schichtholz mit normierten Querschnitten und Längen) und dessen Lagerhaltung ist noch kaum durchgeführt. Eine Kombination von Mass- und Lagerherstellung wäre sinnvoll.

Die Herstellung von Span- und Faserplatten wurde von Anfang an industriell betrieben. Grosse, weitgehend automatisierte Anlagen stellen normierte Produkte (bezüglich Qualität und Abmessungen) her. Für die Verarbeitung von eigenen Abfällen in integrierten Betrieben können Kleinanlagen trotzdem interessant werden. Die Produktion kann sich auf Einzelprodukte mit spezifischen Abmessungen beschränken, die meist wieder in den Endprodukten Wiederverwendung finden. Vorteile können sein: eine vollständige Verwertung des Holzes, Wegfall von Lager- und Transportkosten für die Abfälle, so dass auch weniger wirtschaftlich arbeitende Kleinanlagen gesamthaft gesehen gerechtfertigt sind.

1.3 Verbindungstechnik

Die Verbindungstechnik hat einen entscheidenden Einfluss auf die Einsatzmöglichkeiten des Holzes. Die früheren Holzverbindungen verlangten eine handwerkliche Verarbeitung, die heute wirtschaftlich nicht mehr tragbar ist. Die zum Teil mehrhundertjährigen Holzbauten sind Zeugen für die Güte dieser handwerklichen Verbindungstechnik.

Wohl lassen sich einige traditionelle Holzverbindungen (Versatz, Verdübelung mit hölzernen Rechteckdübeln) mechanisieren, finden jedoch wegen des geringen Wirkungsgrades nur noch in untergeordneten Bauteilen Verwendung. Der heutige hohe Stand der Verbindungstechnik wurde ermöglicht durch die Leime, insbesondere durch die Kunstharzleime sowie die mechanischen Verbindungsmittel aus Stahl.

Für die optimale Verwertung der Holzerzeugung wirkt sich nachteilig aus, dass diese Verbindungstechniken weitgehend auf die Nadelhölzer - wie Fichte, Kiefer, Föhre, Douglasie - ausgerichtet wurden. Dadurch werden auch wieder diese Holzarten bevorzugt, da sie im Verbund mit dieser Verbindungstechnik zu erprobten und wirtschaftlichen Bauten führen.

Von Bedeutung ist deshalb die Erweiterung unserer Kenntnisse in Bezug auf geeignete Verbindungen für andere, bisher weniger gebräuchliche Holzarten. Veröffentlichungen von Ergebnissen auf diesem Gebiete sind deshalb besonders erwünscht. Dabei genügt es nicht, die Eignung auf Grund von labormässigen Prüfungen festzustellen; erst mit dem Vorliegen geeigneter industrieller Herstellungsprozesse ist dieses Ziel erreicht.

Ein derartiges Problem stellen zum Beispiel die Keilzinkenverbindungen dar. Bekannt seit rund 40 Jahren, sind erst im letzten Jahrzehnt bedeutende Fortschritte zu einer wirtschaftlicheren, industriellen Fertigung von Keilzinkenstössen für Brettlamellen gemacht worden. Diese Entwicklung orientiert sich jedoch einseitig auf die Eigenschaften der üblicherweise für Brettschichtholz verwendeten Nadelholzarten. Versuche mittels Buchenholzlamellen zeigten die Notwendigkeit, diese Technologie den spezifischen Erfordernissen dieser Holzart anzupassen, um auch hier eine wirtschaftliche Anwendung gewährleisten zu können.



Auf dem Gebiete der Verbindungstechnik sind besonders erwünscht neuere Entwicklungen:

- mit vielseitigem Anwendungsbereich, insbesondere auch für verschiedene Holzarten
- für einfache, sichere Anwendung, ohne besondere Anforderungen bezüglich Berechnung, Ausführung und Güte des Holzes
- die eine stärkere Automatisierung bzw. eine rationelle industrielle Fertigung ermöglichen.

1.4 Holzschutz

Ein allgemeiner, vollständiger Schutz ist trotz der hohen natürlichen Dauerhaftigkeit vieler Holzarten nicht möglich. Dies ist aber auch nicht für die anderen Baustoffe wie Stahl oder Beton der Fall. Als besonders resistent haben sich z. B. Bongossi, Quebracho, Teak und Eiche erwiesen, aber auch andere Holzarten können unter gewissen Bedingungen sehr hohe Lebensdauern erreichen. Entscheidend hierfür sind Art und Grad der Einwirkung. Schematisch ist dies in Tabelle 2 dargestellt.

Einwirkung	Auswirkung	Schutzmassnahmen
Pilze	Verfärbung	geeignete Holzarten konstruktive Massnahmen chemischer Holzschutz
Insekten (Käfer, Termiten)	Zerstörung	
Meerwasserschädlinge		
Hohe Temperaturen		
Witterung	Verfärbung Oberflächenzerstörung Dimensionsänderung	Oberflächenbehandlung Quellungsvergütung
Chemisch (Laugen, Säuren, Elektrolyte)	Verfärbung Zerstörung	geeignete Holzarten Beschichtung
Mechanisch	Zerstörung	geeignete Holzarten konstruktive Massnahmen

Tabelle 2 Schematischer Ueberblick über Einwirkungen und mögliche Schutzmassnahmen nach [1].

Weitgehend in den Händen des Konstrukteurs liegt die Wahl der geeigneten Holzart und insbesondere der konstruktive oder der bauliche Holzschutz. Dieser soll stets dem chemischen Holzschutz vorangehen. Wo erforderlich, ist eine Kombination anzustreben. Dabei sind mögliche Nebenwirkungen des chemischen Holzschutzes zu beachten.

2. HOLZ UND HOLZWERKSTOFFE

2.1 Bautechnische Eigenschaften des Schnittholzes

2.11 Generelles

Entsprechend den regional unterschiedlich eingesetzten Holzarten weisen diese stark voneinander abweichende bautechnische Eigenschaften auf. Jedoch allen gemeinsam ist die markante Anisotropie des Holzes, mit besonderer Orientierung längs zur Stammachse. Daraus ergeben sich auch ausserordentlich hohe mechanische Eigenschaften des Holzes in Richtung parallel zur Stammachse oder parallel zur Faser, wie aus Tabelle 3 ersichtlich:

	Kiefer fehlerfrei	Baustahl Fe 360 FE 510		Spannstahl	Alu-Lg.	Kiefer Bauholz
Zugfestigkeit N/mm ²	100	360	510	1400-1600	320-450	40
(Feucht-)Dichte t/m ³	0,5	7,85		7,85	2,7	0,5
Reisslänge km	20	4,7	6,6	18 - 20	12-16,5	8

Tabelle 3 Reisslängen verschiedener Baustoffe

Die Reisslängen des Holzes, ohne Strukturstörungen parallel zur Faser, liegen in der Grössenordnung der Spannstähle und höher als für hochfeste Aluminiumlegierungen.

Bedingt durch Strukturstörungen (Krümmungen, Schrägfaserigkeit, Drehwuchs, Aestigkeit usw.) liegen die für Bauholz nutzbaren Werte wesentlich tiefer, bezogen auf die Dichte immerhin noch höher als für Baustahl Fe 510.

Es liegt am Holzbauer, sich die ausgezeichneten Eigenschaften längs zur Faser nutzbar zu machen.

2.12 Charakteristische mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften werden durch einen Satz von Werten wiedergegeben: $\sigma_{||}$, $\sigma_{\perp}$, τ ; $E_{||}$, $E_{\perp}$, G . Ausgehend von diesen Werten ist es möglich - mit baupraktischer Genauigkeit - die Eigenschaften in beliebiger Richtung zu beschreiben. Die häufigste, zweckmässigste und zugleich generellste Formulierung ist mit der sogenannten Hankinson-Formel gegeben. Eine vergleichende Untersuchung unter Einbezug neuerer, präziserer Ansätze zeigte, dass die Hankinson-Formel nebst genügender Genauigkeit noch andere wesentliche Vorzüge aufweist [2].

Man erhält demnach für beliebige Richtungen folgende, in Abbildung 1 dargestellte, Beziehung.

Zu den eigentlichen Strukturstörungen (können auch als Wuchsstörungen bezeichnet werden) treten noch Störungen infolge der Trocknung des Holzes. Die Trocknung führt sowohl zu Krümmungen und Verwerfungen als auch zu Eigenspannungszuständen. Werden die Schwindverformungen stark behindert, so führen die hohen Schwindspannungen zu Rissen, zu den sogenannten Schwindrissen. Diese treten normalerweise quer zur Faser durch Ueberwinden der Querkzugfestigkeit des Holzes auf. Die Querkzugfestigkeit grösserer Querschnitte ist deshalb stark herabgesetzt.

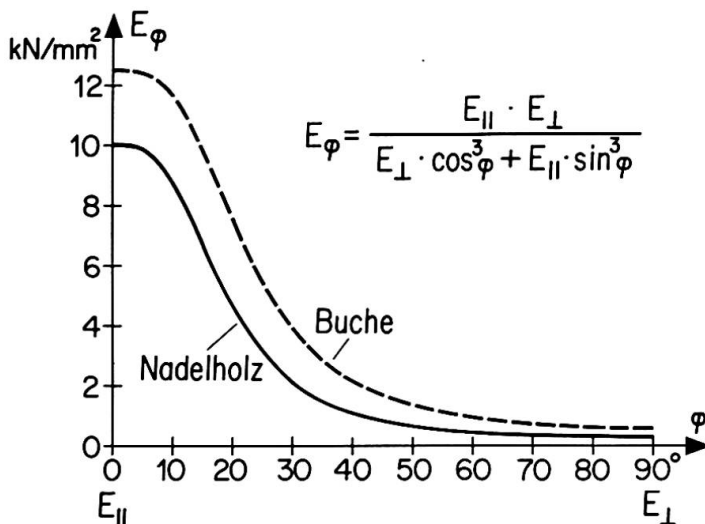


Abb. 1

Mechanische Eigenschaften in Abhängigkeit des Winkels $\varphi = \angle$ Kraftrichtung zur Faserrichtung

Durch besondere Trocknungsprozesse versucht man diese unerwünschten Folgen der Trocknung herabzusetzen. So können z.B. durch Dämpfen des Holzes vor dem Trocknen diese inneren Spannungen – und somit die Riss- und Verwerfungsanfälligkeit – vermindert werden [3].

2.13 Feuchteänderung

Holz als hygroskopischer Baustoff passt seinen Feuchtegehalt der Umgebungsfeuchtigkeit an. Diese Feuchteänderung führt zu Schwind- und Quellverformungen, die bei der konstruktiven Gestaltung beachtet werden müssen.

Kurzzeitige rasche Änderungen führen zudem – wegen des langsamen Feuchteausgleiches – zu unterschiedlichem Feuchtegrad über dem Querschnitt. Um die daraus sich ergebenden inneren Spannungen zu vermindern, können hemmende Oberflächenanstriche vorteilhaft sein. Bessere Kenntnisse auf diesem Gebiet können Fehler, aber auch Vorurteile abbauen helfen.

In der Regel treten die Feuchteänderungen an belasteten Bauteilen auf. Damit sind aber auch Kriechverformungen, d.h. irreversible Verformungen verbunden. Dieses Phänomen ist bekannt. Auch die Versuche, durchgeführt an kleinen Querschnitten, bestätigen dies. Bis heute fehlen aber Unterlagen zur rechnerischen Erfassung dieses Phänomens für baupraktische Abmessungen.

2.14 Lastdauer

Der Einfluss der Lastdauer auf die mechanischen Eigenschaften des Holzes ist mindestens seit den Madison-Versuchen bekannt. Auch heute noch wird die Madison-Kurve in den meisten Ländern in dieser oder ähnlicher Form berücksichtigt.

In den letzten Jahren sind ernsthafte Zweifel an der Richtigkeit der Aussage der Madison-Kurve aufgetreten [4]. Dabei wird mit Recht auf den wesentlichen Unterschied zwischen Untersuchungen an strukturefehlerfreien Kleinproben und an solchen an baupraktischen, mit Strukturfehlern behafteten Bauelementen hingewiesen. Die kurzzeitigen Festigkeiten liegen bei letzteren sogar wesentlich unter denjenigen unter Dauerlast für strukturefehlerfreies Holz. Eine direkte Übertragung der Resultate ist somit nicht gesichert.

Die Untersuchungen sollten auch ausgeweitet werden auf andere Holzarten. Dabei sollte stets auch der gleichzeitige Einfluss von Feuchteänderungen mitbehandelt werden.

2.2 Schichtholz aus Brettern und Furnieren

2.21 Kennzeichnende Unterschiede

Beim Brettschichtholz bestehen die einzelnen Lamellen aus eingesägten Brettern, die künstlich auf die Gebrauchsfeuchte heruntergetrocknet, in den erforderlichen Längen mittels Keilzinkung zusammengesetzt, beidseitig auf enges Toleranzmass gehobelt und kurzfristig danach miteinander verleimt werden. Die Brettstärke variiert i.a. zwischen 15 und 40 mm.

Beim Furnierholz bestehen die einzelnen Lamellen aus Furnieren. Normalerweise wird auf ein Stossen der Furniere verzichtet – die Stösse werden einzig versetzt angeordnet. Ein Hobeln erübrigt sich. Die Furnierlagen werden in der Regel – analog wie Furniersperrholz – heissverleimt. Die Furnierstärke variiert i.a. zwischen 2 und 10 mm [5].

Die Ausbeute von Schichtholz aus der Rundholzmasse ist beim Furnierholz grösser, da Sägeschnitte und Hobeln wegfallen. Diese beträgt über 60 %, während beim Schichtholz in der Regel 40 % erreicht werden. Andererseits ist mit einem grösseren Leimverbrauch (ca. 3- bis 8-fache Fugenzahl) zu rechnen. Die an sich unerwünschte weitgehende Zerlegung des Holzes führt andererseits zu einer Homogenisierung. Die bessere Verteilung der absolut kleineren Strukturstörungen führt zu höheren charakteristischen Festigkeitswerten mit kleineren Streuungen (vgl. Abb. 2).

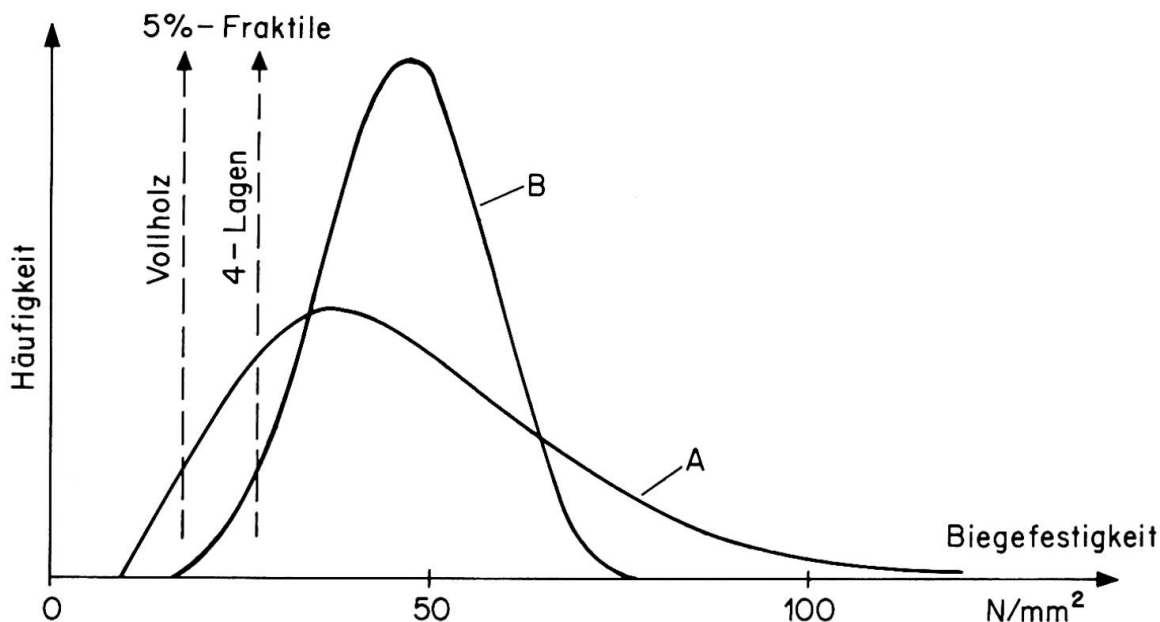


Abb. 2 Theoretische Verbesserung der Festigkeitseigenschaften durch Lamellierung nach [5]
 Kurve A: Gemessene Streuung von Bauholz
 Kurve B: Abgeleitete Werte für Schichtholz aus 4 Lamellen



Die dünneren Lamellen beim Furnierschichtholz erlauben geringere Krümmungsradien bzw. der Einfluss von Vorkrümmungen und des daraus entstehenden Eigenspannungszustandes haben geringere Bedeutung.

2.22 Mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften des Schichtholzes sind ausgeglichener. Dies gilt vor allem für die Elastizitätsmoduli, $E_{\parallel}$ und $E_{\perp}$. Für die Zugfestigkeiten ist – zumindest beim Brettschichtholz – diese Wirkung nicht so ausgeprägt, da weder eine direkte Korrelation von $E_{\parallel}$ und $\sigma_{Z\parallel}$ (vgl. Abb. 3) (grössere Streuungen) noch ein wesentlicher plastischer Ausgleich auf Zug (vgl. Abb. 4) vorhanden sind.

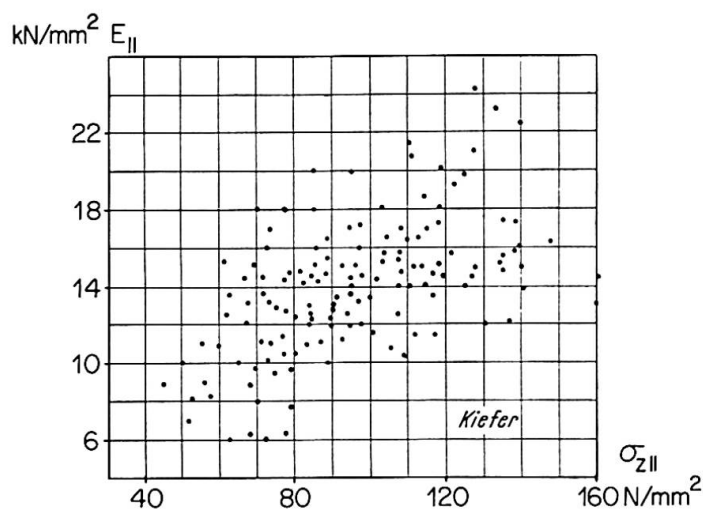


Abb. 3 Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom E-Modul bei Kiefer nach [6]

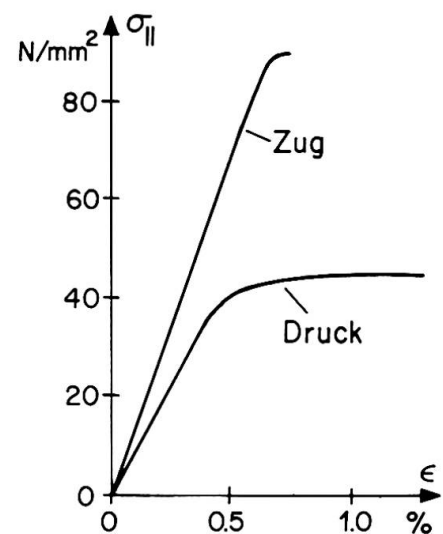


Abb. 4 Spannungs-Dehnungs-Diagramm für Fichte

Der Lamellierungseffekt auf Zug dürfte deshalb in der Praxis wesentlich geringer sein als die theoretischen Ansätze. Die in British Standard CP 112 angegebenen Werte, die auf theoretischen Untersuchungen beruhen [7], dürften deshalb kaum erreicht werden und zu falschen Schlüssen führen.

Bei Trägern mit Biegebeanspruchungen wirken sich nur die Eigenschaften der äusseren Lamellen (Randlamellen) aus, d.h. nur jeweils 3 bis 4 Lamellen. Der zweckmässigen Festigkeitssortierung und der Anordnung der Holzlamellen höherer Festigkeit in den Aussenzonen kommt deshalb eine entscheidendere Bedeutung zu. Eine eingehendere Darstellung dieses Problems unter Beachtung der grossen Streuung der Festigkeitseigenschaften (in Funktion der Dichte und der Strukturstörungen) und der normalerweise vorhandenen Keilzinkungen ist für die optimale Ausnutzung des Holzes von Bedeutung. Theoretische Abhandlungen über solche hybride Querschnitte ohne entsprechende Absicherung durch Versuche ergeben noch keine Grundlage.

2.23 Variable Querschnitte

Für die Herstellung variabler Querschnitte bestehen prinzipiell zwei Möglichkeiten (vgl. Abb. 5):

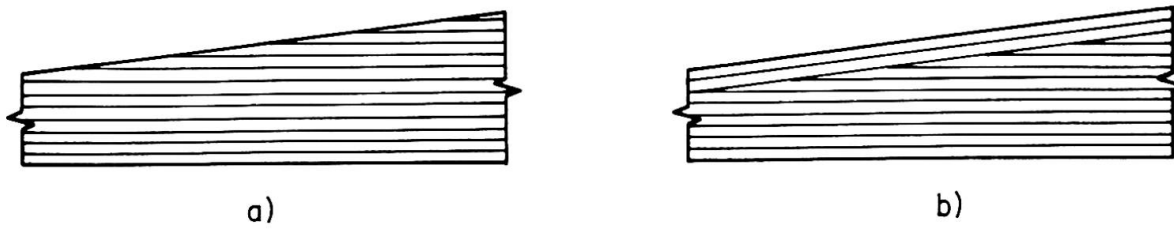


Abb. 5

a) alle Lamellen parallel gerichtet b) Aussenlamellen stets parallel zum Rand

Die Lösung b) stellt festigkeitsmässig die günstigste Anordnung dar, wird aber wegen der teureren Fertigung (zwei Arbeitsgänge erforderlich) selten angewendet.

Im Falle a) werden somit bewusst Schnitte schräg zur Faser in Kauf genommen. Wie unter 2.12 dargestellt, muss damit aber eine Verminderung der Tragfähigkeit in Kauf genommen werden. Da die Längsspannungen im Randbereich parallel zum Rand verlaufen, kann das Problem als Krafrichtung schräg zur Faser behandelt werden (vgl. Abb. 6):

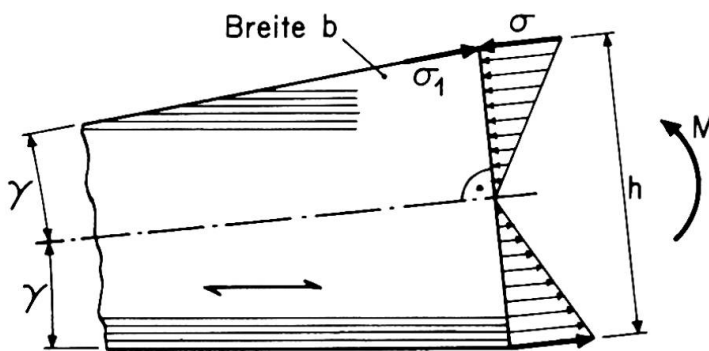


Abb. 6

$$\sigma = \frac{6M}{bh^2} \quad \sigma_1 = \frac{\sigma}{\cos \gamma}$$

Bedingung nach Abschnitt 2.12

$$\sigma_1 = \frac{\sigma}{\cos \gamma} \leq \sigma_\phi \quad \text{mit } \phi = 2\gamma$$

und σ_ϕ nach Fig. 7 in [8]

Demnach sind Schräganschnitte auf Zug bedeutend gefährlicher als auf Druck (vgl. Fig. 7 in [8]; c_ϕ - Verlauf für Zug und Druck). Für Nadelholz führen bereits 1:10 angeschnittene Lamellen bei Zugbeanspruchung zu einer Festigkeitseinbusse von rund 30 %. Ohne entsprechende Reduktion dürften somit solche Anschnitte nicht toleriert werden.

2.24 Gekrümmte Querschnitte

Die Möglichkeit freier Formgebung führt zu häufiger Anwendung gekrümmter Bauelemente. Bei parabel- oder kreisförmig geformten Bogentragwerken sind die Krümmungsradien in der Regel so gross, dass die Eigenspannung aus der Vorkrümmung der Lamellen vernachlässigt werden kann. Erst bei kleineren Krümmungsradien muss dieser Einfluss gesondert untersucht werden. Bei gekrümmten Elementen sind demnach gegenüber den geraden Elementen folgende Einflüsse zusätzlich zu beachten:

- die Spannungen sind nicht mehr linear sondern hyperbolisch über den Querschnitt verteilt
- aus Gleichgewichtsgründen treten senkrecht zur Elementachse Kräfte auf, die Spannungen quer zur Faserrichtung bewirken



die während der Herstellung vorgekrümmten Lamellen weisen hohe Biegespannungen auf, die nur geringfügig durch Kriechen des Holzes abgebaut werden (vgl. [9], Abb. 27 und 28 sowie [10], Bild 24).

Neuere Untersuchungen zeigen, dass der letzte Einfluss bisher unterschätzt wurde [11]. In Abbildung 7 sind vergleichsweise auch die früheren Ansätze wiedergegeben.

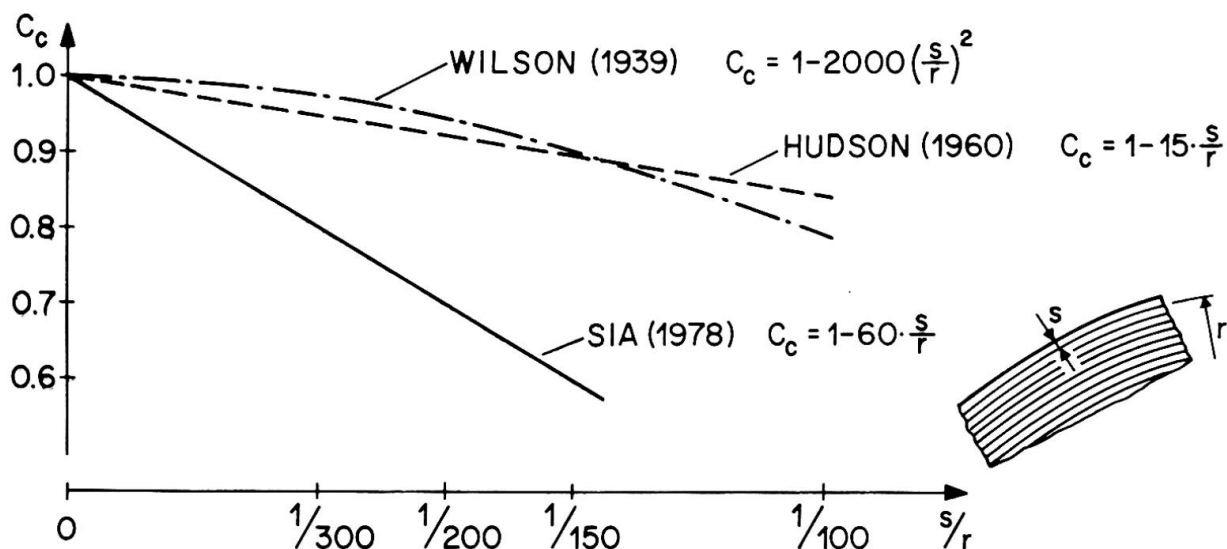


Abb. 7 Einfluss der Vorkrümmung

Weitere Untersuchungen zur Absicherung dieses Einflusses sind erwünscht. Die stärkere Abminderung wirkt sich allerdings nur dort aus, wo am Aussenrand durch äussere Kräfte Zugbeanspruchungen auftreten, denen sich die Biegezugspannungen aus der Vorkrümmung überlagern. Am Innenrand können bei Druckbeanspruchungen durch das Plastifizierungsvermögen des Holzes auf Druck (vgl. Abb. 4) die Eigenstressen aus Vorkrümmung wesentlich abgebaut werden, so dass diese dann die Tragfähigkeit kaum beeinflussen.

Bei stärkerer Krümmung und höheren Trägern treten nicht mehr vernachlässigbare radiale Spannungen (quer zur Faserrichtung) auf. Die Radialspannungen können beim Rechteckquerschnitt mit guter Näherung durch folgende Beziehung angegeben werden:

$$\sigma_{\perp, \max} = \sigma_{\parallel, \max} \cdot \frac{H}{4R}$$

wobei H die Trägerhöhe und R den Krümmungsradius bedeuten.

Im Falle von Satteldachträgern treten die Radialspannungen als Querzugspannungen auf. Wegen der geringen Querzugfestigkeit - insbesondere der für Schichtholz verwendeten Nadelholzarten - kann die Biegetragfähigkeit nicht ausgenutzt werden. Vorteile können hier bieten: Verwendung von Laubholzarten mit höherer Querzugfestigkeit, wie z.B. Buche; die Querarmierung des Schichtholzes.

2.25 Querarmierung

Die geringere Festigkeit des Holzes quer zur Faserrichtung erschwert gewisse Konstruktionen. Der Gedanke liegt deshalb nahe, durch die Querarmierung (analog der

Stahleinlagen im Beton, vgl. Abb. 8a) oder durch eine Querabspernung (analog dem Sperrholz, vgl. Abb. 8b) die Eigenschaften in Querrichtung zu verbessern.

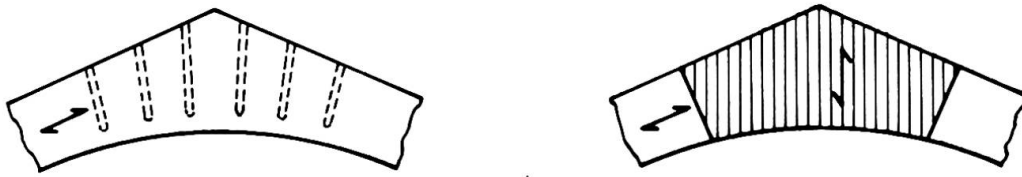


Abb. 8

a) eingeleimte Schraubenbolzen
oder Holzzapfen

b) beidseitig aufgeleimtes Furnier
oder Furniersperrholz

Zum Teil wurden für Reparaturzwecke Schraubenbolzen in Löchern mit Spiel eingezogen und vorgespannt. Da die Vorspannung durch Feuchteänderungen und Kriechen des Holzes abgebaut wird, kann hier nicht von einer Querarmierung, sondern nur von einer Verbolzung gesprochen werden. Die Querarmierung, aus passend eingeleimten Stahlstäben (meist Gewindestäbe) oder aus Holzstäben hoher Festigkeit, soll über den ganzen Bereich eine sichere Haftung gewährleisten.

Die Quereigenschaften können näherungsweise bestimmt werden zu:

$$E_{\perp, id} \approx \frac{A_{\text{Holz}} \cdot E_{\perp} + A_{\text{Armierung}} \cdot E_{\text{Armierung}}}{\Sigma A}$$

In der Regel dürfte somit der Einsatz von Holzstäben für die Querarmierung genügen, mit dem Vorteil einfacher Ausführung und sicherer Verleimung.

Die Abspernung im Bereich von Rahmenecken kann sinnvoll mittels aufgeleimter Furniere oder einer dreischichtigen Furnierplatte [12] erreicht werden. Die Abspernung kann auch nur zur Verminderung des Aufreissens des Holzes eingesetzt werden. Günstige Ergebnisse sind für die Abspernung von Schwellenholz bekannt geworden [13].

Weitere Einsatzmöglichkeiten der Querarmierung des Holzes sind auch bei knappen Auflagerungsverhältnissen von Brettschichtträgern bekannt geworden [14].

Erweiterte Untersuchungen in diesem Bereich und damit gewonnene praktische Erfahrungen sind für einen vermehrten Einsatz der Querarmierung erwünscht. Dadurch könnten bisherige Schwachstellen wie Rahmenecken, gekrümmte Bereiche mit Querkraft, optimal verstärkt werden.

2.3 Sperrholz aus Brettern und Furnieren

2.3.1 Aufbau

Heute steht eine Vielfalt von Produkten zur Verfügung. Als wichtigste Variablen treten Schichtenaufbau und Holzarten auf.

In der Regel werden die Schichten kreuzweise angeordnet. Die Schichtstärke der Furniere beträgt zwischen 1,5 und 8 mm (dünnere Schichten von weniger als 0,5 mm wurden früher im Flugzeugbau eingesetzt).



Eine besondere Abart von Brettsperrholz stellen die Kämpfplatten dar. Durch geringe gegenseitige Verdrehung von 3 oder mehr 15 bis 20 mm starken Brettlagen werden Schubfestigkeit und Querfestigkeit erhöht ohne wesentliche Beeinträchtigung der Eigenschaften längs.

Der Aufbau von Furniersperrholz kann erfolgen mit unterschiedlicher Schichtstärke sowie mit ungleichmässigen Anteilen in Längs- und Querrichtung. Zudem können die Holzarten und Holzgüten schichtweise variieren. Die Festigkeit der Leimverbindung ist bei den heute verwendeten Leimen derart hoch, dass sie kaum noch als Kriterium herangezogen werden kann. Für die Leimwahl sind somit die Einsatzbedingungen (Feuchte, Nässe) massgebend.

2.32 Mechanische Eigenschaften

Mit Ausnahme der Flugzeugsperrhölzer mit vielen dünnen Schichten und entsprechend hohem Anteil an Leimfugen, kann in der Regel der verfestigende Einfluss der Leimschichten vernachlässigt werden.

Bei normierten Produkten (Holzart, Aufbau, Holzgüte, Leim) können die mechanischen Eigenschaften auf Grund laufender Standardversuche festgelegt werden. Für die häufig anzutreffenden anderen Fälle liegen meist praktisch ungenügend gesicherte Unterlagen vor. Auf Grund der besser bekannten Eigenschaften der Furniere und einzelner Versuche können ausgehend vom Aufbau der Platte die mechanischen Eigenschaften dennoch ermittelt werden. Die theoretischen Ansätze zur Darstellung der mechanischen Eigenschaften liegen vor [15][16].

Zum Teil erfolgen die Angaben bezogen auf die Querschnitte der Furniere in Längs- bzw. Querrichtung (z.B. in den USA), zum Teil wird als Bezugsquerschnitt die volle Plattenstärke (z.B. in Europa) verwendet. Beide Möglichkeiten weisen Vorteile und Nachteile auf. Für den praktischen Gebrauch dürfte letztere Methode einfacher sein.

2.33 Bedeutung des Sperrholzes

Das Sperrholz - als erstes industriell hergestelltes plattenförmiges Produkt - wurde früher vielfach für Zwecke eingesetzt, die heute wirtschaftlicher durch Spanplatten erfüllt werden.

Heute gilt es, die ausgezeichneten Festigkeiten des Sperrholzes bezüglich Schub, besser auszunützen. Durch die Absperrwirkung wird die Schubfestigkeit - gegenüber derjenigen des Schnittholzes parallel zur Faser - um das 3- bis 5-fache erhöht. Sperrholz sollte deshalb dort eingesetzt werden, wo hohe Schubkräfte zu übertragen sind, z.B. bei Biegeträgern mit Sperrholzstegen.

In solchen Bauelementen treten meist kombinierte Beanspruchungen in den Stegen auf: Normalspannungen aus Biegung und Schubspannungen aus Querkräften. Bisher fehlen gesicherte Festigkeitskriterien für derartige kombinierte Beanspruchungen.

2.4 Span- und Faserplatten

2.41 Plattenarten

Heute besteht eine ausserordentlich grosse Vielfalt von plattenförmigen Holzprodukten. Unterschiedliche Art der Zerkleinerung, Aufbau, Verdichtung und Leimzugabe führen zu Produkten mit grosser Variation der mechanischen Eigenschaften. Zwischen den frei Hauptarten: Waferboard/Strandboard, Spanplatten und Faserplat-

ist ein fließender Übergang vorhanden. Einer stärkeren Anwendung in Tragwerken mit ständiger Beanspruchung steht das ungünstige Kriechverhalten entgegen. Vorzugsweise werden deshalb solche Elemente für Windscheiben und andere kurzzeitig beanspruchte Bauteile eingesetzt.

2.42 Wafer- und Strandboard

Waferboard ist ein plattenförmiger Holzwerkstoff, der aus relativ quadratischen, grossflächigen Holzspänen besteht, während Strandboard aus schmalen, streifenartigen Holzspänen gefertigt wird, wobei die Späne gerichtet eingestreut werden können. Durch unterschiedliche Spanorientierung zwischen Deck- und Mittellagen um jeweils 90° , kann ein dem Furnierholz ähnliches Produkt erzeugt werden, mit bezogen auf die Rohdichte nur halb so hohen Festigkeiten wie das Furnierholz. Im Vergleich zu den konventionellen Spanplatten weisen jedoch die sog. "Strukturplatten" wesentlich höhere Biege- und Schubfestigkeiten auf, so dass grössere Einsatzmöglichkeiten für tragende Elemente bestehen [17][18][19].

2.43 Spanplatten

Die aus laufenden Gütekontrollen ermittelten mechanischen Eigenschaften zeigen je nach Aufbau und Verdichtung der Decklagen unterschiedliche Werte, wobei jedoch generell mit zunehmender Plattendicke sowohl Elastizitätsmasse als auch Festigkeitswerte abnehmen.

Die Elastizitätsmasse variieren zwischen 1000 und 4000 N/mm^2 und die Zug- und Druckfestigkeiten in Plattenebene zwischen 5 und 15 N/mm^2 . Die Biegefestigkeit senkrecht zur Plattenebene liegt infolge der Verdichtung der Aussenbereiche etwas höher (8 bis 20 N/mm^2). Diese Werte stellen jedoch nur Kurzzeitwerte dar. Bei langfristig beanspruchten Bauteilen aus Spanplatten ist sowohl ein starker Abfall an Festigkeit als auch infolge Kriechen eine starke Zunahme der Verformungen feststellbar. Mit steigender Feuchte und/oder Feuchteänderung treten obige Einflüsse verstärkt auf.

Der Einsatz von Spanplatten sollte deshalb auf Tragelemente mit vorwiegend kurzfristiger Beanspruchung und geringer Feuchteänderung (notfalls durch geeigneten Oberflächenschutz zu gewährleisten) beschränkt bleiben. Die Publikation positiver und negativer Erfahrungen mit dem Einsatz von Spanplatten für tragende Elemente ist erwünscht.

2.44 Faserplatten

Für tragende Funktion kommen nur harte (Rohdichte 800 kg/m^3) und mittelharte Faserplatten (Rohdichte zwischen 350 und 800 kg/m^3) in Frage. Mittelharte Faserplatten weisen ähnliche mechanische Eigenschaften wie Spanplatten gleicher Rohdichte auf. Hartfaserplatten, die jedoch nur mit geringen Plattenstärken hergestellt werden, weisen höhere Werte auf. Analog den Spanplatten ist auch hier der Einfluss der Lastdauer und der Feuchte von entscheidender Bedeutung.

3. VERBINDUNGEN

3.1 Bedeutung für den Holzbau

Durch den Einschnitt gewinnt man aus dem Stammholz stets gerade Elemente. Anderweitige Formen müssen durch Zusammensetzen einzelner im Ausgangszustand gerader Teile erzeugt werden. Der Verbindung der einzelnen Teile und somit den Verbin-



dungsmitteln kommt demnach eine ausserordentliche Bedeutung zu.

Bei den anderen Baustoffen bestehen weniger Schwierigkeiten. Stahl kann dank seinen ausgezeichneten Plastifizierungseigenschaften weitgehend umgeformt werden, entweder kalt durch Abkanten, Pressen, Rollformen oder durch örtliche Erwärmung mittels Wärmekeilen. Auch bei den Betonkonstruktionen kann dank der Giessfähigkeit des Betons eine unbeschränkte Formgebung erreicht werden.

Ohne geeignete und wirtschaftliche Verbindungen wäre demnach Holz nur für untergeordnete Zwecke einsetzbar.

3.2 Problematik der Holzverbindungen

Die vollständige Stossverbindung – im Stahlbau durch einen Schweissstoss einfach und überall realisierbar – ist im Holzbau kaum durchführbar. Entsprechende Untersuchungen [20] mittels Stirnflächenverleimungen laufen zwar, ein praktischer Einsatz ist jedoch kaum ersichtlich. Am nächsten kommen noch verzahnte Verbindungen [21].

Minizinken (mit Zinkenlängen um 7,5 mm und Flankenneigungen von 1:8) sind bereits praktisch erprobt und werden für die industrielle Keilzinkung von Brettlamellen für Schichtholz eingesetzt. Deren Einsatz beschränkte sich aber auf Nadelhölzer geringer Dichte ($\rho_0 \approx 0,4$ bis $0,5 \text{ g/cm}^3$).

Für grössere Querschnitte und andere Holzarten kommen eher die grösseren Verzahnungen mit Längen zwischen 20 und 60 mm in Frage. Wie labormässig durchgeführte Keilzinkungen zeigen, können spezifische Beanspruchungen von über 80 N/mm^2 bezogen auf den Bruttoquerschnitt übertragen werden. Allerdings fehlen noch für industriell gefertigte Keilzinkungen entsprechende Untersuchungen. Bei allen mechanischen Verbindungen erfolgt die Kraftübertragung durch Ueberlappung. Bei einfacher Ueberlappung ergeben sich bei den grösseren Querschnittsabmessungen entsprechend hohe Exzentrizitäten, die zu einem starken Abfall des Wirkungsgrades führen.

Zu diesen einfachen Stossverbindungen (Stossebene $\perp$ zur Faserrichtung) kommen jedoch häufig schräge Anschlüsse, d.h. solche mit Kraftrichtungen schräg zur Faser vor. Diese weisen wie nach 2.12 zu erwarten ist, bei einfacher Ueberlappung noch einen geringeren Wirkungsgrad auf.

Verbesserungen sind möglich und zu erzielen durch:

- kleinere Anschluss-Stärken (durch Unterteilung des Querschnittes oder durch mehrschnittige Verbindungen); dadurch Verkleinerung der Exzentrizitäten und zugleich kleinere Anschlusslängen,
- lokale Verbesserung der Holzeigenschaften, z.B. durch Querarmierung, Absperung usw.,
- Verbindungsarten, z.B. bei Fachwerkknoten, die die Kräfte vorwiegend längs zur Faser einleiten.

Grundlegende Arbeiten in diesen Bereichen erlauben die zielgerichtete Entwicklung von Verbindungsmitteln mit hohem Wirkungsgrad.

3.3 Leimverbindungen

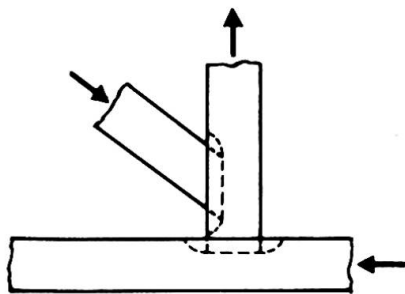
Sieht man von der flächenhaften Verleimung der einzelnen Lamellen und Furniere ab

(siehe unter 2.2 und 2.3), so verbleiben noch folgende geleimte Verbindungen:

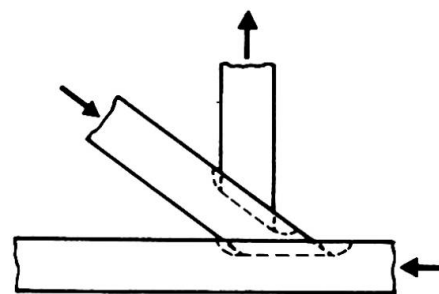
- überlappte, geleimte Stösse (geleimte Laschenverbindungen)
- Stossverbindungen mittels Schäftung oder Keilzinken.

Die geleimte Laschenverbindung eignet sich nur für geringe Querschnitte und Laschenabmessungen. Werden Stäbe schräg durch Ueberlappung angeschlossen, so treten bei Feuchteänderungen infolge unterschiedlichem Schwinden bzw. Quellen der miteinander verleimten Hölzer Eigenspannungen auf, die bei grösseren Anschlussflächen bzw. grösseren Querschnittsabmessungen zur Zerstörung der Leimfuge führen können. Da geleimte Laschenverbindungen für biegesteife Montagestösse von Brettschichtholzbögen häufig eingesetzt werden, sind gesicherte Angaben über die Festigkeit solcher Verbindungen erwünscht. Allzu oft wird die starke Abminderung der Scherfestigkeit mit zunehmender Fläche bzw. Länge des Anschlusses ausser Acht gelassen.

Stossverbindungen mittels Schäftung oder Keilzinken grösserer Bauteile aus Schnittholz und insbesondere aus Brettschichtholz haben sich als durchführbar erwiesen [22]. Problematisch ist die Erfassung der Tragfähigkeit von Stössen unter einem Winkel. Gewisse Ansätze liegen vor [23][24], jedoch ist eine eingehendere Betrachtung unter Einbezug von Holzarten mit höherer Querkzugfestigkeit erwünscht. Ein Beispiel für die geschickte Ausnützung des in 2.12 dargestellten Unterschiedes zwischen Schrägzug und Schrägdruck ist für Keilzinkenanschlüsse von Fachwerkstäben in [25] wiedergegeben (vgl. auch Abb. 9).



a) korrekte Ausführung:
Anschlüsse auf Druck und
Schub beansprucht



b) schlechte Ausführung:
Pfostenanschluss führt zu
Zugbeanspruchung schräg
zur Faser

Abb. 9 Vergleich zweier möglicher Anschlussarten

Allerdings werden bei dieser Lösung grössere Stabexzentrizitäten in Kauf genommen.

3.4 Verbindungen mit eingelassenen und eingetriebenen Teilen

Nagel- und Bolzenverbindungen einerseits und Dübelverbindungen andererseits sind immer noch die klassischen Verbindungsarten, die sowohl für die Vorfabrikation als auch auf Montage vielseitig eingesetzt werden.

Die Dübelverbindungen blicken auf eine bereits vor rund 40 Jahren abgeschlossene Entwicklung zurück. Eine Weiterentwicklung der eingelassenen oder eingepressten Dübel ist nicht erkennbar. Diese Verbindungen weisen zudem einen tiefen Wirkungsgrad auf; trotzdem werden sie immer noch häufig angewendet. Deren Eignung für Nadelholzarten ist bekannt. Für andere Holzarten liegen nur ungenügende Untersuchungen vor.



Die Wirkungsweise von Nägeln und Bolzen (Schraubenbolzen und Stabdübel) in Scherverbindungen ist vergleichbar, d.h. in beiden Fällen liegen stabförmige, auf Biegung beanspruchte Teile vor. Massgebend ist die Biegesteifigkeit, die Seilwirkung dürfte insbesondere bei grösserer Lastdauer weitgehend vernachlässigt werden. Die Tragfähigkeit wird abgesehen von den geometrischen Verhältnissen (Stabdurchmesser bezogen auf die Holzstärken) beeinflusst durch:

- Materialfestigkeit (Fließsgrenze der Nägel und Dübel; Druckfestigkeit des Holzes)
- Formgebung der Stäbe (neben den glattschaftigen Nägeln kommen auch Gewinde- und Rillennägel zur Anwendung, insbesondere wenn Austrocknung möglich ist)
- Notwendigkeit des Vorbohrens für grössere Nageldurchmesser (Angabe der Grenzen für verschiedene Holzarten, insbesondere im Hinblick auf den Einsatz vom Nagelautomaten).

In der Regel werden die Verbindungen nur unter kurzfristiger Beanspruchung geprüft. Als Kriterium für die Festlegung der zulässigen Beanspruchung werden die Traglast und die Verschieblichkeit benutzt. Diese Festlegung ist nicht unbedingt sinnvoll, da die zulässige Verschieblichkeit i.a. aus der Nutzung sich ergibt, also in der Regel kein Sicherheitskriterium darstellt.

Bisher fehlt noch eine einheitliche Darstellung des Tragverhaltens stabförmiger Verbindungsmittel, in der die verschiedenen Einflussfaktoren direkt eingehen.

3.5 Spezialverbindungen

Bei der grossen Bedeutung der Verbindungen für den wirtschaftlichen Einsatz des Holzes ist die laufende Entwicklung von Spezialverbindungen nicht erstaunlich. Zum Teil haben diese Verbinder einen grossen Anwendungsbereich gefunden, wie z.B. die verschiedensten Arten von Nagelplatten, z.T. werden sie für spezifische Zwecke individuell entworfen. Es kann – im Rahmen dieses Berichtes – nicht auf die Vielzahl dieser Produkte eingegangen werden. Entscheidender Faktor für die Durchsetzung ist – neben der technisch sauberen Lösung der Aufgabe – die Möglichkeit einer Rationalisierung, wobei dieser Effekt sowohl in der Bemessung als auch in der Herstellung zum Tragen kommen sollte.

3.6 Kriterien für die Entwicklung neuer Verbindungen

Die wichtigsten Kriterien sind:

- A – Hoher Wirkungsgrad der Verbindungen: Die Verbindung soll eine hohe Ausnutzung der natürlichen Festigkeit des Holzes ermöglichen und geringe Verformungen aufweisen (für die Bemessung soll die Tragfähigkeit und nicht die Gebrauchsfähigkeit massgebend werden). Solche Verbindungen können nur durch ein Minimum an Exzentrizitäten, an Kraftumlenkungen und an Beanspruchungen quer oder schräg zur Faser erreicht werden.
- B – Rationelle Fertigung: Die Verbindung soll kostengünstig herstellbar sein. Damit dieser Effekt bereits ab geringen Mengen wirksam wird, dürfen hierfür keine zu umfangreichen und teuren Spezialanlagen erforderlich sein. Notfalls sollte die Verbindung auch mit einfacheren Mitteln noch herstellbar sein (z.B. bei Montageverbindungen).
- C – Sichere Ausführung: Entscheidend ist eine hohe Zuverlässigkeit der Verbindung. Diese sollte durch entsprechende einfache Kontrollen rasch überprüfbar

sein, z.B. durch eine visuelle Kontrolle. Die Verbindung muss auch eine dem verwendeten Holz entsprechende Dauerhaftigkeit besitzen. Bei Einsatz in Schnittholzkonstruktionen sollte auch eine geringe Empfindlichkeit gegenüber Feuchteänderungen (z.B. nachträgliche Austrocknung) vorhanden sein.

- D - Vielseitiger Verwendungsbereich: Von Interesse ist die Anwendbarkeit für unterschiedliche Abmessungen und für einen grösseren Querschnitts- und Kraftbereich.
- E - Geringe Anforderungen bez. Holzqualität: Von besonderem Interesse ist die Anwendbarkeit von Holz unterschiedlicher Festigkeit, bzw. dass keine zu strengen Anforderungen an die Holzqualität im Verbindungsbereich gestellt werden. Die Verbindung sollte für verschiedene Holzarten einsetzbar oder zumindest leicht anpassbar sein.
- F - Ästhetische Anforderungen: Die vermehrte Zurschaustellung der Tragkonstruktion verlangt ästhetisch saubere Verbindungen.

Selbstverständlich vermag eine Verbindungsart nur jeweils einem Teil obiger Kriterien genügen. Durch eine systematische Darstellung der Anforderungen und der hierzu jeweiligen Lösungsmöglichkeiten lassen sich Kombinationen herleiten, die zu wesentlich leistungsfähigeren Verbindungsarten führen können. Die Erprobung, Anpassung an rationelle Herstellungsmethoden und schliesslich die Typisierung solcher Verbindungen verlangt nebst guter Kenntnisse der Holzeigenschaften auch einen gewissen Pioniergeist.

Es ist zu hoffen, dass neue Verbindungsarten, die weitgehend obige Kriterien erfüllen, im Rahmen des Kongresses vorgestellt werden können.

LITERATURVERZEICHNIS

- [1] WILLEITNER, H.: Holzschutz. Holzbautaschenbuch, 7. Aufl. W. Ernst & Sohn Berlin, 1974
- [2] GEHRI, E./STEURER, A.: Holzfestigkeit bei Beanspruchung schräg zur Faser. Schweiz. Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, Bull. 7/2, 1979
- [3] GONET, B.: Der Einfluss des Dämpfens auf die Eigenschaften von Rotbuchenholz. Holztechnologie 14, S. 70 - 72
- [4] MADSEN, B.: Duration of load tests for dry lumber in bending. Forest Products Journal, Vol. 23, No. 2, S. 21 - 28
- [5] FPL press-lam process: fast, efficient conversion of logs into structural parts. Forest Products Journal, Vol. 22, No. 11
- [6] SCHAEFER, W.: Die Zugfestigkeit lamellierter Stäbe. Holz als Roh- und Werkstoff, Jg. 10, H. 1, S. 15 - 18
- [7] - : Grade stresses for structural laminated timber. Ministry of Technology. Forest Products Research, Bulletin No. 53
- [8] GEHRI, E./GASSER H.H.: Timber construction. IABSE Surveys S-7/78



- [9] ROS, M.: Ergebnisse der Belastungsversuche in Arth-Goldau an einem ein-stieligen Versuchsbinder der Kreisdirektion Luzern der SBB. Bericht Nr. 152 der EMPA, 1945
- [10] EGNER, K.: Festigkeit von aus kunstharzverleimten Brettern zusammengesetzten, geraden und gebogenen Balken. Holz als Roh- und Werkstoff, Jg. 4, S. 49 - 64
- [11] GEHRI, E.: Betrachtungen zum Tragverhalten gekrümmter Brettschichtträger konstanten Querschnittes. Schweiz. Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, Bull. 4/2, 1976
- [12] - : Reithalle und Ställe. Bauen mit Holz, S. 426, 1972
- [13] - : Capping of heavy timbers provides control of checking and splitting. Forest Products Journal, No. 1, S. 9, 1970
- [14] - : Messehallen Nürnberg-Langwasser. Bauen mit Holz, S. 372 - 375, 1972
- [15] KEYLWERTH, R.: Die anisotrope Elastizität des Holzes und der Lagenhölzer. VDI-Forschungsheft 430, Düsseldorf 1951
- [16] - : Wood handbook - wood as an engineering material. U.S. Department of Agriculture. Forest Products Laboratory. Agriculture Handbook, No. 72, Chapter 11, 1974
- [17] HUNT, M.O.: Structural particleboard: a new construction panel product. Forestry & Natural Resources, 1977
- [18] CARROLL, M.N.: Growth of waferboard in Canada. Forest Products Journal, No. 11, S. 26 - 30, 1976
- [19] MOELTNER, H.G.: Waferboard and Strandboard Holz als Roh- und Werkstoff, S. 353, 1976
- [20] SCHAEFFER, R.E./GILLESPIE, R.H.: Improving end-to-end grain butt joint gluing of white pine. Forest Products Journal, No. 6, S. 39 - 43, 1970
- [21] MARIAN, J.-E.: Das Keilzinken von Holz. Holz als Roh- und Werkstoff, S. 41 - 45, 1968
- [22] SCHOLZ, G.: Hölzernes Hängedach über dem Ausstellungspavillon der Bundesgartenschau in Dortmund. Detail-Zeitschrift für Architektur & Baudetails
- [23] KOLB, H.: Festigkeitsuntersuchungen an gestossenen und gekrümmten Teilen aus Brettschichtholz. Bauen mit Holz, S. 323 - 334, 1969
- [24] BLUMER/FLUEHMANN/GEHRI/KAEMPF/WIRZ: Bemessung und Ausführung von Brettschicht-Konstruktionen. Schweiz. Arbeitsgemeinschaft für Holzforschung, Weinfelden, 1976
- [25] HOYLE/STRICKLER/ADAMS: A finger joint connected wood truss system. Forest Products Journal, No. 8, S. 17 - 26, 1973

IIc**Progress in Codes and Standards for Timber Construction**

Progrès dans les normes et recommandations pour la construction en bois

Fortschritte in Baunormen und Empfehlungen für den Holzbau

J.G. SUNLEY

Director

Timber Research and Development Association

High Wycombe, Bucks, England

SUMMARY

In recent years, and currently, great efforts are being made to create a foundation for internationally agreed uniform structural design codes for all materials based on so-called "limit state methods". This Paper gives some of the background which has led to these developments along with an indication of some of the proposals which are likely to be included in timber codes and some of the outstanding research problems which need to be done to enable this to be carried out satisfactorily. It should be emphasized that because of current discussions taking place many changes and amendments are likely before this Paper is considered.

RESUME

De grands efforts ont été accomplis ces dernières années — et le sont encore actuellement — pour établir le fondement d'un règlement de construction international pour tous les matériaux, qui soit basé sur la "méthode aux états-limites". Ce rapport en mentionne quelques aspects et énumère quelques propositions susceptibles d'être incorporées dans les normes de construction en bois. Certains travaux de recherche sont encore nécessaires pour réaliser cette norme. Il y a lieu de souligner que de nombreux changements et corrections se produiront avant le congrès.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht erläutert die bisherige Entwicklung und erwähnt einige Vorschläge, die in künftigen Holzbaunormen berücksichtigt werden sollten. Zugleich werden noch offene Forschungsprobleme aufgezeigt. Infolge der laufenden Diskussionen sind noch vor dem Kongress in Wien Änderungen und Anpassungen zu erwarten.



1. BACKGROUND

In most countries it has been convenient in the past to consider the design of timber structures in four stages:

- assumed loading
- design stresses for the materials (usually based on some form of testing materials)
- methods of analysis
- required performance (e.g. how much deflection should be permitted)

The various structural codes in most countries have not been concerned with loading. This is usually covered by other codes independent of the various materials. Until recently most of these codes were based on the assumption that loads could be defined precisely by values which would not be exceeded in practice. More recently, they have become based on measurements, particularly the natural loads such as wind and snow, and have been subjected to statistical analysis.

In addition, most codes have only contained limited information on design analysis of structures and it has been assumed that generally acceptable principles of structural engineering would be followed. Design has only been mentioned when modifications have been necessary to account for particular characteristics of materials or when the design is peculiar to one material. In these instances modification factors are usually given in the relevant codes.

Timber codes were therefore chiefly concerned with laying down permissible stresses for timber and plywood and various jointing devices and giving modification factors to enable these to be adjusted to particular design situations.

For example, the first edition of a timber design code in the United Kingdom was published in 1952 (called CP 112 'Structural Use of Timber'). This code was based on the use of notional loads given in another code applicable to all materials. With timber the required safety was obtained by limiting the design stresses to values which were approximately one fifth of the ultimate strength of the constituent materials. In fact, two design stresses of 5.5 and 6.9 N/mm² respectively were laid down for two groups of species of similar quality. It is interesting to understand how these stresses were derived. They were based on a study of current experience up to that date. The sizes of members used in various constructions were found by survey and by using the assumed code loading and normal simple structural design stresses were then derived which the timbers were obviously capable of sustaining. A similar action was taken with regard to the derivation of deflection limits, which are usually limited to a fraction of the total span, e.g. L/300. Until about 1965 no allowances were made for variations either in load or the material itself. Most North American and Western European codes followed a similar process. Generally, the Nordic codes were a little more advanced and in fact a 'partial factor code' was introduced in Denmark at a very early stage.

2. VARIABILITY IN MATERIALS

In the 1960's some attempt was made in many codes to make allowance for the real behaviour of timber by taking into account its natural variability. This was done by using the measured distribution of various strength properties and using a minimum calculated value (say 1 or 5%) as a starting point before the

application of safety factors to these values. (Distributions were assumed to be 'normal' or occasionally 'log-normal'). Safety factors of the order of three were quite common! In recent years there has been a move to derive design stresses from tests on full sized graded material. Generally, non-parametric methods of analysis (e.g. 3-parameter - Weibull) have been found appropriate.

3. VARIABILITY IN LOADING

A combination of assumed load and design stresses determine what size of members will be used in a construction. Hence, it is impossible to separate these two variables in consideration of drafting suitable design codes. For example, it was found in a survey carried out 10 years ago that some countries have twice the design floor loads of others and at the same time are using stresses about twice as high also. Hence, they arrived at similar designs whereas a consideration of loading alone would have led one to believe their values were twice that of another country.

It is very apparent that many loadings cannot be defined with great precision and some loads are easier to estimate than others. Thus, dead or permanent loads such as weights of building materials show variations which are generally less than those due to the climate. e.g. wind and snow loads.

However, statistical information on climatic loading is available and it is now possible to predict at any required probability level the maximum wind load likely to occur on a building during its assumed life, which is often taken as 50/60 years. A statistical approach has therefore been adopted in current revisions of many national and ISO wind loading codes. Such information is not yet available (and may be very difficult to obtain), for imposed loads caused by the type of occupancy and storage and therefore it may be some considerable time before it is possible to specify these loadings in true statistical manner. Other considerations are that dead loads will generally show less variation than live ones and that the extremes of loading caused by people, snow and wind, are unlikely to occur simultaneously.

It is therefore fairly easy to see that the safety of a structure (or the probability of it failing) depends on both the variations in applied loading which are likely to occur and on variations in material from which they are constructed. Good design seeks a balance between allowing adequately for the load which might occur, whilst keeping the amount of material in the structure to a minimum by trying to ensure an acceptable consistent risk of failure throughout the whole structure.

4. LIMIT STATE DESIGN

Some confusion exists between the definition of 'limit state design' and the introduction of probabilistic methods. It happens that both methods are being brought to the forefront simultaneously and many of the suggested changes due to statistical methods are being attributed to limit state design. Generally, limit state design is nothing to do with the particular safety method being considered and can be just as appropriately applied to full statistical methods or the 'partial co-efficient' safety load factor methods currently being suggested. Limit state design is purely a systematic treatment and a somewhat theoretical clarification of the subjects rather than any new ideas in the subjects.



A limit state design is reached when a structure becomes unfit for its intended use. There can be a number of reasons why a structure becomes unfit for use and each one of these is termed a 'limit state'. The most important limit states in timber design are those of ultimate collapse and excessive deformation.

Other confusing problems have been caused by the fact that attempts have been made to draft model codes purely for the use of code writers, and practitioners in design have assumed that the codes have been written for their use and tend to complain about their complication.

In considering the progress in codes and standards for timber it is convenient to divide the subject into three areas:

- the obtaining of necessary research information to permit sensible harmonisation of codes and standards
- the development of acceptable test methods to enable the material properties to be obtained satisfactorily, linked with agreed methods of sampling and evaluation of 'characteristic' values
- the development of an international design code of timber engineering, including material properties, safety concepts and design methods (whenever these are peculiar to timber).

5. HARMONISATION

More international harmonisation through international standards and regional directives (EEC, CMEA) is inevitable. In some respects this will represent a major step forward, in others it will offer short term disadvantages to their particular materials, and in other cases it probably will not matter apart from obtaining a neat and tidy solution. In the latter cases, it is important that the cost of design is not added to or the final results will be found unacceptable.

The increasing cost of research makes international co-operation highly desirable to obtain maximum benefit from the world research resources available. Generally, testing standards are desirable since they cut the cost of testing and particularly avoid repeat testing in different countries.

Sometimes it can be a local or national short term disadvantage to harmonise regulations, since they can reduce technical barriers where a country has more to lose than gain. This is why ultimate initial harmonisation is more likely to occur on a regional level since they have the power to remove trade obstacles. Both EEC in Western Europe and CMEA in Eastern Europe regarding the removal of trade obstacles by having similar building codes and safety systems as a prime object.

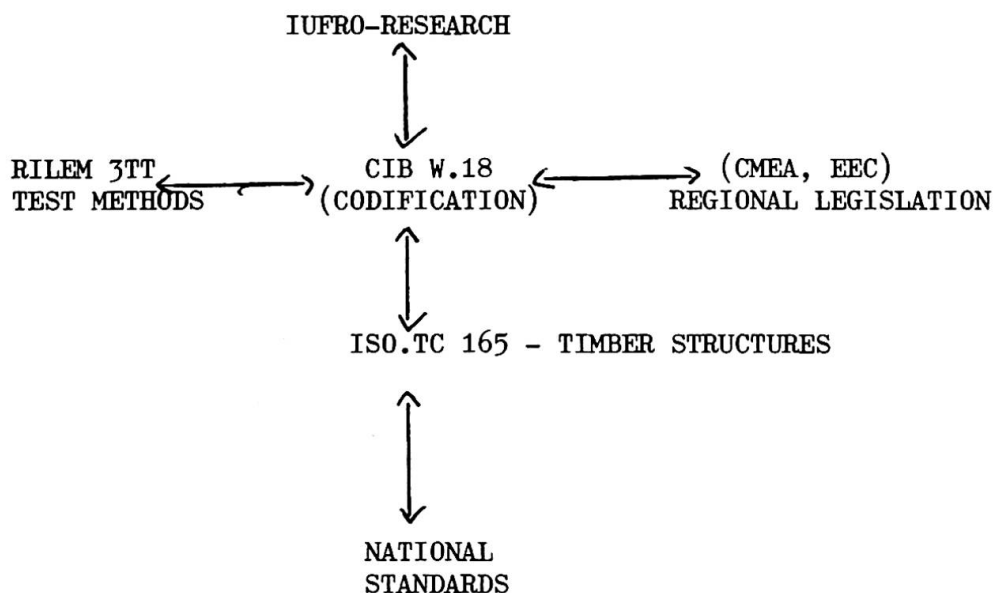
6. THE WORK OF CIB W.18 'TIMBER STRUCTURES'

CIB W.18 'Timber Structures' was reformed in 1973 with the following terms of reference:

"To study and highlight the major differences between the relevant national design codes and standards and suggest ways in which the future development of these codes and standards might take place in order to minimise or eliminate these differences."

CIB W.18 is constituted by leading timber research and code engineers from most Western, Northern European and Northern American countries, with some representation from other countries such as Poland, Australia, South Africa, etc. It has emerged at the right time as a leading Forum in the world on timber structures to provide maximum assistance for harmonisation of codes and standards and in this work has been recognised by ISO, ECE and EEC as a major Forum and to provide them with drafts and to assist them with the harmonisation of Building Regulations and Structural Codes.

The diagram below illustrates the relationships CIB W.18 has with these other organisations.



The work of CIB W.18 is implemented in three main ways:

- as an independent group of timber engineering experts who publish their own recommendations through CIB so the rest of the world is aware of their views and of recommended ways of dealing with timber in structural codes.
- by ensuring that the recommendations of CIB W.18 are made available to the appropriate organisations who wish to use them (e.g. ISO, ECE, EEC, etc.). Also to ensure that the recommendations are correctly used, members are encouraged to take part in the activities of these organisations.
- individual members are able to report back to their national organisations and encourage the adoption of CIB agreements and recommendations.

CIB W.18 has completed a fourth draft of a CIB code which, with suitable editing, could link in with other structural codes on any sensible safety system. Appendix 1 gives a list of chapter contents for the fourth draft CIB code.

7. TIMBER ENGINEERING RESEARCH

In drafting a CIB code and considering its application alongside other materials, many research gaps have been identified. For this reason CIB W.18 has forged links with IUFRO Division 5.02 'Timber Engineering'. This is a worldwide organisation concerned with timber engineering research.



In the development of suitable timber engineering codes and in particular the CIB code, it has become apparent that if timber is to remain competitive with other materials a large amount of information is necessary on timber properties, etc. For example:

- in new codes it is essential to be able to estimate 5% minimum or 'characteristic strengths' of materials. To be able to do this, much data is necessary and methods of analysis have to be developed. For this reason the IUFRO Timber Engineering Group has been co-ordinating and encouraging work which has been carried out in many countries in deriving timber strength properties on a logical basis.

Other points which have to be considered are concerned with timber's response under long term loading and moisture content. In previous codes fairly high factors of safety have been used and these have included factors for effects of long term loading and moisture content. Recent information would indicate these factors are too large and put timber in a bad competitive position with other materials. If realistic timber codes are to emerge more information on the true long term loading factors and how these have been affected by moisture content is essential. The IUFRO Engineering Group is again co-ordinating work in this field.

Modern methods of limit state design tend to separate loading and the necessary factors to be considered from the material resistance side. If all materials are to be dealt with in a similar fashion with regard to loading, it is essential that the material resistance side is adequately dealt with. Other research work necessary to accommodate these problems is to consider how far the strength of timber is affected by size. Currently, fairly large 'depth effects' are assumed in timber design. Here again if an accurate estimate of the resistance of timber to loading is to result, realistic information on depth or volume effects is essential. Similar problems also occur with the stability of various timber and timber-based beams (plybox, plyweb, etc.).

Timber grading is an important subject which still needs further consideration. Timber requires a different philosophy in this respect from most other constructional materials. Most other structural materials are manufactured products (e.g. concrete, steel, masonry, aluminium, etc.). Timber, however, grows as trees and one has to accept the natural products which emerge. The logical way of dealing with such a natural product and overcome some of its variability, is to divide it into grades. With structural timber this is called stress grading. It is obvious that a balance between number of grades and some reduction in natural variability has to be achieved. Therefore, it is inevitable that there will be much consideration of stress grading as a way of utilising such a natural product. This is also why stress grading machines for selecting timber of required strength value may offer much potential for the future.

The ECE Timber Committee has recently made a significant contribution to harmonising grading and encouraging international trade by the publication of stress grading rules.

8. TEST METHODS

There is a small committee, which is a joint committee of RILEM 3TT Timber and CIB W.18, which is chaired by Dr. Kuipers from the Netherlands, which is trying to agree test methods for timber engineering properties. Subjects under which



agreement has already been reached are concerned with testing solid timber, testing timber joints and methods for structural plywood. It is obvious that agreed test methods are essential as the necessary base in the development of structural codes, since the properties which emerge are affected by the strength of the timber. It is now necessary to develop realistic sampling techniques and methods of analysing the test results so that acceptable characteristic strength values are obtained.

9. TIMBER STRUCTURAL RESEARCH

There is still a large amount of timber structural research necessary. For example, it has recently been found in the United States that they feel their estimates of design strengths of timber are too high and yet when they test their structures they are very conservative. This means there is a considerable amount of work done on the prediction of structural strength in the form of complete structures, that is in the structural design field. It is obvious this work should be concentrated on the major timber structural items of floor, wall and roof construction.

10. CONCLUSIONS

Although a natural material whose use has evolved over the centuries, timber is nevertheless a material fully capable of meeting all modern requirements.

Research is necessary, but is taking place, which should enable timber to find its correct place alongside other structural materials as limit state design loads are developed.

The main organisation carrying out harmonisation work on Structural Timber Design Codes is CIB W.18 'Timber Structures'. Their links with ISO and Regional Standardisation Organisations should enable substantial progress to be made in Modern Safety Concepts.

Briefly, a fourth draft of an internationally agreed CIB Timber Code has been drafted and is now being considered by ISO.

The CIB is supported by Stress Grading Rules developed by the ECE Timber Committee.

Internationally agreed test methods for solid timber, plywood and timber joints have been agreed by a joint RILEM/CIB Committee. Research is in progress which will enable material resistance effects to be better understood in such matters as long term loading, moisture and size effects.



APPENDIX 1 (List of chapter headings for the fourth draft CIB code)

1. INTRODUCTION

- 1.1 Scope
- 1.2 Conditions for the validity of this document
- 1.3 Units
- 1.4 Notations
- 1.5 Definitions

2. BASIC ASSUMPTIONS

- 2.1 Characteristic values
- 2.2 Climate classes
- 2.3 Load-duration classes

3. BASIC DESIGN RULES

4. REQUIREMENTS FOR MATERIALS

- 4.0 General
- 4.1 Solid structural timber
- 4.2 Finger jointed structural timber
- 4.3 Glued laminated timber
- 4.4 Wood-based sheet materials

5. DESIGN OF BASIC MEMBERS

- 5.1 Solid timber members
- 5.2 Glued laminated members

6. MECHANICAL FASTENERS

- 6.0 General
- 6.1 Joints with mechanical fasteners
- 6.2 Glued joints

7. DESIGN OF COMPONENTS AND SPECIAL STRUCTURES

- 7.1 Glued components
- 7.2 Mechanically jointed components
- 7.3 Trusses

8. CONSTRUCTION

- 8.0 General
- 8.1 Materials
- 8.2 Machining
- 8.3 Joints
- 8.4 Assembly
- 8.5 Transportation and erection
- 8.6 Surface treatment

Annex 7A: Mechanically jointed beams and columns with I-, T- or box cross-sections

Annex 7B: Spaced columns with nailed or glued packs or battens

Annex 7C: Lattice columns with glued or nailed joints

Current list of CIB W.18 Technical Papers

III

**Management in the Design and Execution
of Important Constructions**

**Gestion du projet et de la construction
de grands aménagements de génie civil**

**Management in der Planung und Ausführung
grosser Bauvorhaben**

Leere Seite
Blank page
Page vide

III

Einführung zum Thema

Introduction to the theme

Introduction au thème

ANGELO POZZI

Professor Bauplanung und Baubetrieb
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
Zürich, Schweiz

ZUSAMMENFASSUNG

Am Kongress sollen an Hand konkreter Beispiele realisierte Lösungen:

- für Entscheidungsvorgänge, die zur Wahl einer bestimmten Variante geführt haben
- für die Projektorganisation in der Planungs- und Ausführungsphase
- für die Budgetierung und Überwachung der Kosten in der Planung und Ausführung grosser Bauvorhaben

vorgetragen werden.

In den nachstehenden Berichten wird die Grundlage für eine anregende Diskussion gelegt.

SUMMARY

At the congress we would like to discuss papers which deal with realized examples of large and important constructions and to concentrate on:

- decision processes for the choice of a specific solution among several alternatives
- solutions for the organization of the design and construction process
- the budgeting and control of cost in design and execution.

The following reports provide the basis for an interesting discussion.

RESUME

Des exemples concrets de solutions réalisées pour de grands aménagements de génie civil illustreront:

- les processus de décision pour le choix d'une solution spécifique parmi plusieurs possibilités
- les solutions retenues pour la direction du projet dans les phases d'étude et d'exécution
- le budget et le contrôle des coûts dans la phase d'étude et d'exécution.

Les rapports présentés ci-après serviront de base aux contributions qui seront présentées lors du Congrès.



HAUPTPROBLEME

Wer die Kosten, den zeitlichen Verlauf des Entwurfs und der Ausführung sowie die Qualität von grossen Bauprojekten unter strenger Kontrolle halten kann, erfüllt die Anforderungen, die an ein modernes Management gestellt werden. Wir orientieren unsere Entscheidungen an den geplanten optimalen Kosten (OC) und der errechneten optimalen Projektdauer (PT), wobei wir die generelle Planung und die Betriebsphase des Bauwerkes nicht zur Projektdauer zählen wollen.

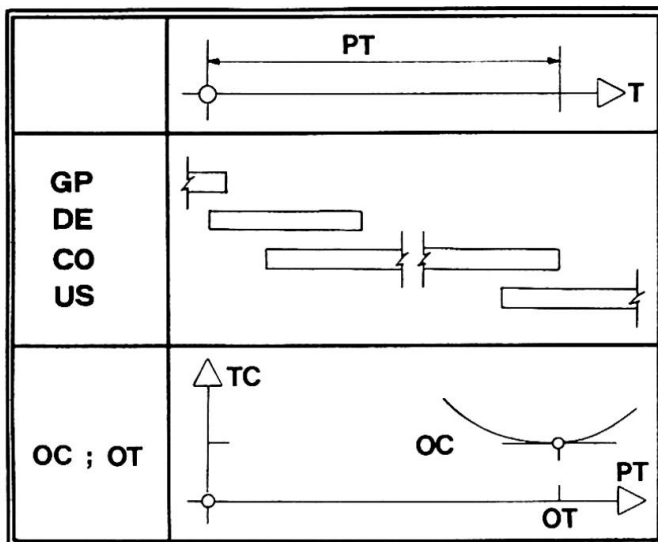


Bild 1: Optimale Projektdauer und Projektkosten

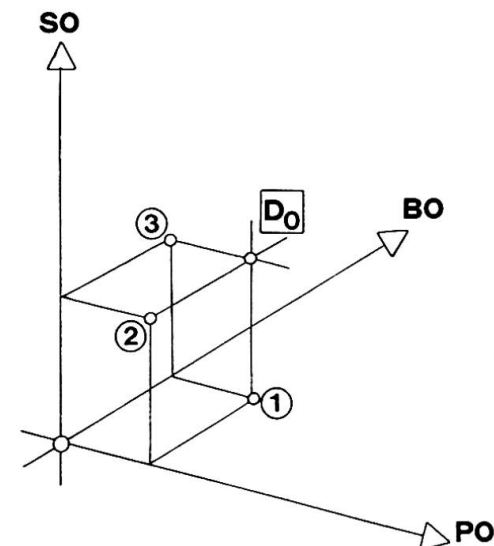


Bild 2: Entscheidungen und Organisationen

Zeitgerecht und sachlich fundiert zu entscheiden ist Hauptaufgabe der beteiligten Organisationen. Die Vielzahl der beteiligten Organisationen macht das Management im Bauwesen erst spannend, wobei im allgemeinen Fall für eine Entscheidung (D_0) nicht nur die Projektorganisation (PO), sondern meist auch die Basisorganisation der betroffenen Firma (BO) und in irgend einer Weise auch die Baustellenorganisation (SO) engagiert sind. Die Sonderfälle 1, 2 und 3 in Bild 2 stellen Entscheidungen dar, bei denen nur ein Teil der Organisationen engagiert wird.

Am Kongress in Wien möchten wir das gestellte Thema an praktischen Fällen behandeln und dabei drei Aspekte in den Vordergrund stellen:

- Gestaltung von Entscheidungsvorgängen an konkreten Bauvorhaben, die zur Wahl eines bestimmten Projektes, eines bestimmten Bauverfahrens oder eines bestimmten Planungshilfsmittels geführt haben
- Gestaltung und Begründung organisatorischer Lösungen für die Bearbeitung der Planungs- und Ausführungsprobleme bei grossen Bauvorhaben
- Budgetierung und Ueberwachung der Kosten bei der Planung und Ausführung grosser Bauvorhaben.

Diese Probleme stellen sich bei allen Partner im Bauprozess, beim Bauherrn, bei den planenden Ingenieur- und Architekturunternehmungen, bei den leitenden und ausführenden Bauunternehmungen.

In den nachfolgenden Beiträgen werden die Hauptprobleme dargestellt, damit entsteht eine breite und anregende Grundlage für Kongressbeiträge. Am Kongress sollen an Hand konkreter Beispiele die tatsächlichen Lösungen zur Darstellung kommen, wobei die kritische Analyse der Lösung Bestandteil des Beitrages sein muss.

IIIa

The Importance of the Organization in the Design and Construction Process of Large Projects

Importance de l'organisation dans les phases d'étude et d'exécution de grands aménagements

Die Bedeutung der Organisation in der Planung und Ausführung von grossen Bauvorhaben

L.P. SIKKEL

Professor of Construction Management
Technical University Eindhoven
Eindhoven, The Netherlands

SUMMARY

This paper gives an overall view on the nature of the organization of the design and construction process in large projects. The way to organize this process differs from country to country. The partners in the process form the organization. As the partners enter the organization at different points of time, close cooperation between them is necessary in order to arrive at the best solution within the desired time, cost and quality for a project. The method of selecting the different partners is of special interest; why do we select the construction partners in a different way from all the other partners?

RESUME

Ce rapport présente une vue d'ensemble de l'organisation dans les phases d'étude et d'exécution de grands aménagements. L'organisation varie d'un pays à l'autre, mais elle dépend essentiellement des différents partenaires qui en font partie. Ces partenaires entrent dans l'organisation à différents moments: une collaboration étroite est donc nécessaire pour atteindre l'objectif dans le délai, le budget et le niveau de qualité fixés. La méthode de choix de différents partenaires est d'une importance primordiale; la question est posée de savoir pourquoi le choix de l'entrepreneur n'est pas fait selon les mêmes critères que le choix des autres partenaires.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Probleme der Organisation des Entwurfs- und Ausführungsprozesses bei grossen Bauvorhaben werden bearbeitet. Der Charakter einer Organisation für ein grosses Bauvorhaben ändert von Land zu Land, es sind die verschiedenen Partner, die die Organisation letztlich ausmachen. Der Zeitpunkt des Eintrittes eines Partners in eine Organisation prägt den Ablauf der Arbeiten, die Kooperationsfähigkeit der einzelnen Partner ist von entscheidender Bedeutung für das Resultat der Arbeiten. Die Methode der Wahl der Partner rückt deshalb in den Vordergrund, warum wählen wir eigentlich die ausführenden Unternehmer anders aus als die projektierenden Ingenieure?



1. INTRODUCTION

Time and again it is necessary to convince the partners in the building process of the importance of good organization. A good organization will help to achieve: short design and construction periods, simple and manageable programmes, feasible quality of construction, minimum loss in time and cost when changes in the design or construction have to be made, good cooperation between the partners, safe and human working conditions.

2. PARTNERS IN THE BUILDING PROCESS

One of the most important question is: "How to improve cooperation between the different partners in the building process?" There are some specific groups of partners, the representatives of

- the owner or the client (government, cooperate, private)
- the consultants (architect, engineers)
- the contractor (one or more in joint ventures)
- the subcontractors (nominated or not nominated by owner)
- the suppliers (nominated or not nominated by owner)
- the people

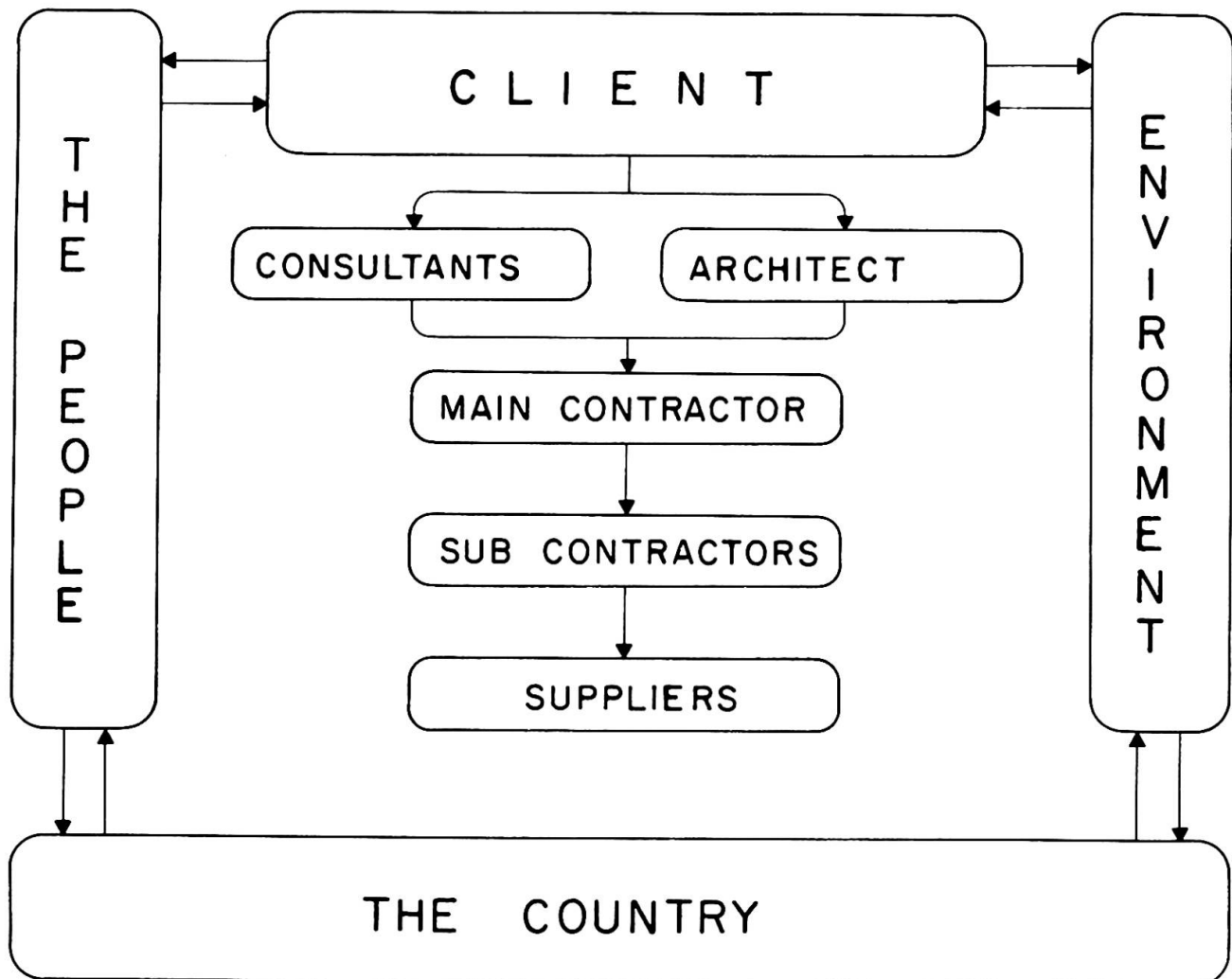


Figure 1: "Partners" in the building process



We have to consider the fact, that a project has to meet finally the objectives, the needs of "the people", the people who wish to have more influence on what will be built at which location, the people who have to live in or have to learn to live with these buildings, the people who have to pay directly or indirectly the cost of buildings etc. When organizing design and construction of a large project, one has to recognise and consider the different attitudes of the partners in the building process. In each case we have to decide, when and in what way each partner will be involved as we proceed with design and construction. In large project on a international level, we will find different points of view between continents and countries; the social structure of the country in which the project should be realized has to be respected.

A special problem arises, when the environment of bordering countries is influenced by large projects (e.g. nuclear power stations located close to the border, upstream industries which pollute a main river). The organization has to involve the necessary partners on the respective political level.

3. ENGAGING THE BUILDING PROCESS PARTNERS

How far should a design be prepared by the project organization, before new partners will be integrated in the building process? We know that the client chooses an architect or an engineer as a consultant early in the process. Only in the later phases the main contractor, the subcontractors and the suppliers are selected. The method and the point of time to enlist these partners will influence the organization and is of great importance for the programme in the following phases.

To have these partners active in the building process as early as possible will prove time-saving and advantageous to improve cooperation in early stage. To apply similar selection criteria in the choice for partners in the field of execution as are applied to select consultants, would possibly bring better results, the decisive factor in construction is not only the lowest bid, but also reliability, know how, experience, cost-consciousness. Through an early contribution of the know how of these construction partners to the design of a building, it will be possible to come to the most satisfactory solution.

4. ORGANIZING THE BUILDING PROCESS

If the construction partners are chosen early in the design phase, the design of the building and the preparation of the execution can be carried out at the same time and the experiences of the contractors can be brought into the design. When we analyze planning procedures applied in the building process, we realize that only those methods can effectively be used, which will be accepted by all partners. To keep track of the immense amount of informations and to operate a well adapted communication-system is the final objective in planning design and construction in large projects.

For large building projects we will introduce the following levels in the planning process:

- the overall plan (all partners together)
- the master plan (each partner on his own)
- the work programme (each partner on his own)
- the working schedule (each partner on his own)



5. THE OVERALL PLAN

To enable the project-team to take the right decisions at the right time, this team should have an overview of the whole project. The members of this team should know which partner has to do what kind of activity at which moment; and as a partner we define the representatives of the client, the architect, engineer and consultant, as well as the contractors and the suppliers. To develop an "overall plan", the project team has to know: the requirements, the technological dependences between main activities, the economical relations between these main activities, the budget.

It is essential that the project team achieves full agreement between all partners, the overall plan will then be used as a general guide line. All future decisions have to be deduced from this overall plan which contains a certain number of milestones, in which different activities of several partners meet and may influence each other. When a deviation to the overall plan develops, the consequences can be made visible, the necessary corrections can be enforced. To make such an overall plan, it will be necessary to take the following steps:

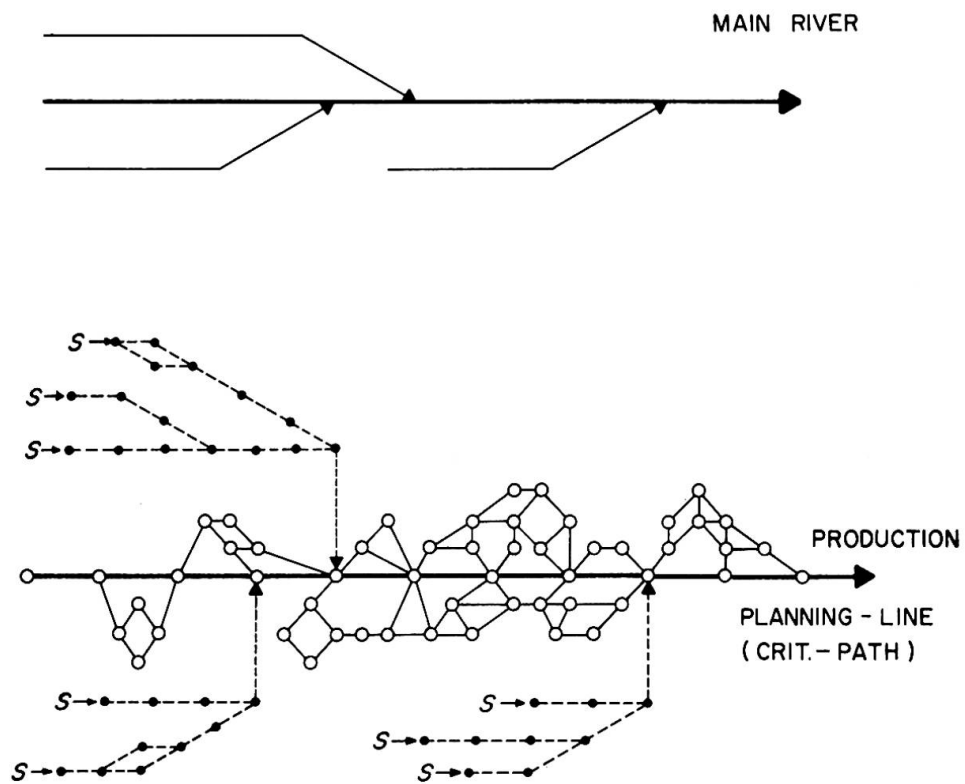
- analyse owner's requirements
- confer between partners
- make a first draft of the plan
- test this draft against the ideas of the different partners
- make the final draft of the plan
- settle the overall plan after consideration by all partners and have it signed.

6. THE MASTER PLAN

Each partner's activities have to be coordinated along the accepted overall plan. That means that each of the partners has to work out his own plan, in which all his activities will be integrated. We call this plan the master plan. Therefore, we have one overall plan and as many master plans as partners. Each master plan is made after analysing every subactivity to be executed, they have to meet the milestones of the overall plan. The master plans have some kind of flexibility, they are also interlocked into the overall plan.

7. THE WORK PLAN

The different subactivities within the master plan can be grouped into adequate workprogrammes which are actionorientated. In such workprogrammes we consider different standards, type of labour, equipment and material. We would like to know in what time, with how many men and with what kind of equipment and material we have to handle what type of work with what sort of technique. The workprogramme will be used for construction, but also in the design-phase for design-decisions, design-calculations, cost-calculations etc. Workprogrammes will not be flexible, they fix for the next period the necessary steps to be taken. The programme must be clear to all people who have to work with it.



S: STARTING POINTS FOR SEVERAL
ACTIVITIES, PREPARATIONS, DECISIONS,
TO MAKE THE ACTIVITY ON THE
CONSTRUCTION SITE POSSIBLE.

Figure 3: Principle of "logic diagram"

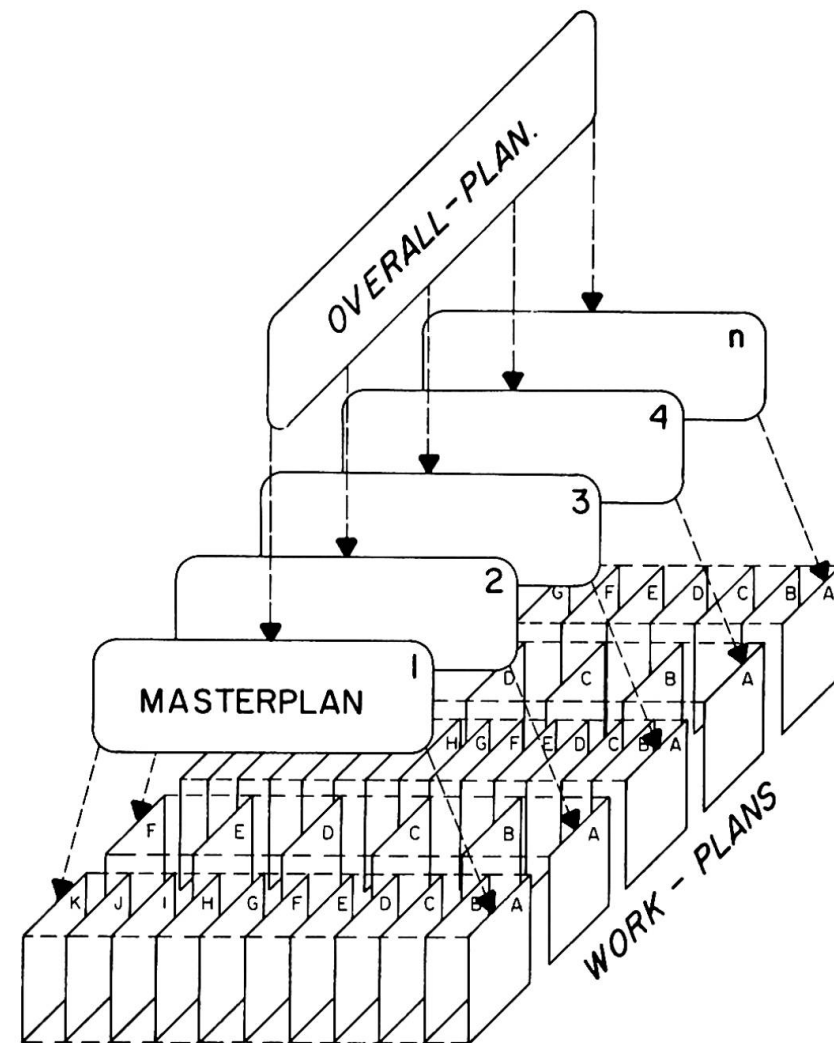


Figure 2: planning-levels



8. THE WORKING SCHEDULE

In the last level of planning we find the working schedules in which the instructions for the different tasks are given. Tasks must be performed within fixed periods and the instructions must therefore be clear to men working on site, at drawing-boards etc.

9. THE LOGIC-DIAGRAM

It becomes more and more important to plan not only the sequence of the activities of the building process, but the preparatory actions for each activity, or at least for the main activities, as well. This means that parallel to the real workprogramme activities, preparatory activities must also be analysed. When we compare the workprogramme with a river, in which the critical path is considered as the main stream, we can imagine that this main stream must be fed at vital places by a lot of secondary rivers. The rivers stand for activities to be completed before the main activity in the work plan can be started. Questions like these will help to define preparatory activities: What kind of things must be present? What materials must have been supplied? What kind of drawings do we need? What equipment is necessary to execute this activity and how do we get this equipment to the building site?

These preparatory activities can be analysed and shown in the "logic-diagram". The logic-diagram helps to identify the most important tasks in the buildings-process.

10. CONCLUSION

Organizing design and construction of large projects is a complex task. Time, cost and quality of the realized building depend directly on the quality of the organization, the selected partners form the organization. Good cooperation and communication are decisive aspects of the organization, the early selection of the construction partners helps to coordinate design with the preparation of the execution.



IIIb

Construction Management

Gestion de projet

Baumanagement

Chandra K. JHA

President

PSM International Corporation

Chicago, Illinois, USA

SUMMARY

Construction Management at the Owner's level does ask for three well functioning main systems: an Estimating and Budgeting System, a Planning and Scheduling System and a Cost Control System. Regardless of whether the Owner performs part of the functions by his internal Organization or the CM Consultant performs all of the functions, it is sophistication in these management tools that will determine whether Construction Management is able to project a realistic budget in cost and time to impose the necessary control.

RESUME

La gestion de projet au niveau du maître de l'ouvrage requiert trois outils de gestion bien rôdés: un système de budget et d'estimation de coûts, un système de planification et de délais, et un système de contrôle des coûts. Le maître de l'ouvrage peut exécuter une partie de ces fonctions de gestion de projet, à l'aide de sa propre organisation ou peut confier ces tâches à un ingénieur-conseil en gestion de projet. Mais en définitive, le succès du programme en coûts et en temps dépendra des contrôles nécessaires imposés par les outils de gestion.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Baumanagement auf der Stufe des Bauherrn baut im wesentlichen auf drei gut aufeinander abgestimmte Führungshilfsmittel auf: ein Ablaufplanungssystem, ein Kostenbudgetierungssystem und ein Kostenkontrollsystem. Unabhängig davon, ob der Bauherr mit seiner Bauherrenorganisation einen Teil der Baumanagementfunktionen selber übernimmt oder ob der Baumanagementberater des Bauherrn alle Funktionen übernehmen muss, geht es letztlich um den zielgerichteten und zweckmässigen Einsatz der Führungshilfsmittel, wenn man mit Erfolg ein realistisches Budget der Kosten und der Bauzeit erarbeiten und die notwendige Kontrolle durchsetzen will.



THE OWNER'S PROBLEM

Buildings of today are complex and costly. The Owner is seldom the end-user of the building he proposes to build. He regards the building as an investment and wants a maximum return on every dollar invested.

Once a project is conceived and its feasibility determined, he is under unparalleled pressure to complete the project on time and within budget to get this return on his investment.

In today's market, a project is conceived, designed, financed, built and leased by independent groups of developers, architect-engineers, bankers, general contractors, sub-contractors, vendors, leasing and management agents. Each group must perform hundreds of activities under conditions and restraints that are beyond each particular group's control. Change in the availability of financing, or lack of a trade's progress due to changes in the labor market, or uncontrolled design changes during construction, or delays in deliveries can affect the project's timetable without warning and jeopardize the Owner's return on his investment.

The major cost of the project is generally determined by the design concept developed in the early stages of the design process. In this initial period, the architect, the Owner, and their consultants rapidly arrive at a preliminary design. Once work commences on that design, it becomes more and more difficult to make changes in the original concept. Designs and costs are locked in.

The Owner, in making decisions during the design process, basically relies on his AE's cost projection and knowledge of construction methods. The Owner has no reliable basis for judging the design for its practicality regarding construction process, or for choosing an alternate process that could produce a cost savings without a decrease in functional quality. Because of this, alternate solutions are known only after the bids are in. If the bids are high and over budget, lengthy negotiations on design changes must be made. At that point, changes that could easily have been made during the early stages, become costly and time-consuming.

CONSTRUCTION MANAGEMENT FUNCTIONS AND THEIR ROLE IN DECISION MAKING

There are a variety of management decisions that must be made during stages of the conceptual design, the design, the construction and the beneficial occupancy. At every decision point, the Owner's primary concern is whether his decision will meet his basic objectives of completing the project on time and within budget.

The establishment of budget costs (trade costs) and budget time (completion time) are the two most important functions during the design stage which provide a framework for control during construction.

The total cost of the project is minimized, not merely by minimizing time of design or construction but through numerous interactions between design, material alternatives, competitive bidding processes, contract negotiations, and effective coordination of design and construction activities.

Let us assume that the Owner has accepted the architect's original design of an office building with aluminium curtain wall. After the bids for curtain wall were in, it was found that the lowest quote was \$ 100,000 above the Owner's budget. Upon further investigation, it was realized that an alternate design with precast concrete



curtain wall could be installed at \$ 100,000 less than the budget. However, the installation of the concrete curtain wall will take four weeks longer than the aluminium curtain wall. Now, what should the decision be?

The apparent answer is to choose concrete curtain wall. But is it? A pragmatic decision will require an analysis of the impact of delays over: 1) completion of the project and related cost increases, if any; and 2) the delay in the beneficial occupancy and related loss of revenues. A further sophistication may require a risk analysis for both systems before the Owner can effectively choose one system over the other.

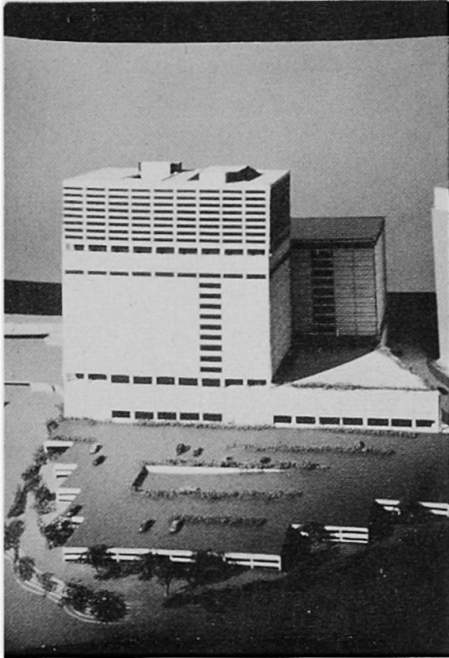
Let us assume another situation for a high-rise apartment building. During the design stage, the architect-engineer determined that the "through-the-wall units" heating and cooling system will be \$ 250,000 cheaper than the central heating and cooling system. However, the operating costs including energy costs are expected to be \$ 25,000/year less for the central system. Now, which system should be selected?

The answer is not simple. To make a decision, we must determine the life-cycle cost for both systems. We must have the data on operating costs including maintenance and replacement of parts of equipment during the same life-cycle. In addition, we must analyze the interrelated cost of other trades. For example the cost of window wall system and electrical work will be different in "through-the-wall units" than in the central system.

To meet the Owner's need of making business decisions that are timely and effective, one must have access to systems which can be used as a tool to analyze and synthesize information for decision making purposes.

Basically, the Owner-CM will need three main systems: 1) Estimating and Budgeting System, 2) Planning and Scheduling System, and 3) Cost Control System. Regardless of whether the Owner performs part of the functions internally or the CM performs the entire functions for the Owner, it is sophistication in these management tools that will determine whether CM is able to project a realistic budget or monitor a cost trend and schedule slippage that will seriously affect the Owner's budget and jeopardize his competitive advantage in the market. For example, without the capability of sophisticated planning and scheduling tools, one would not be able to properly compress the schedule by phasing design and construction, thereby saving construction costs for both materials and labor in an inflationary market, and insuring a smooth running project through effective dovetailing of different operations and trades. Similarly, without a good change-order-work control relating to scope and budget, the cost control system will lose its significance.

The following pictures provide some of the projects completed on a Construction Management basis:



APPAREL MART AND HOTEL: This composite steel and concrete structure comprises a hotel and an apparel mart with 125,000 square meters of space.



SUMMIT TOWERS: The complex consists of three 44-story apartment buildings connected by a 12-story base structure for parking, a theatre, commercial space and recreation facilities.



DETROIT RENAISSANCE: This is a very large and complex project consisting of a 70-story concrete structure hotel, four 39-story steel structure office buildings connected with a 7-story concrete podium for parking and commercial space.



IIIc

Design Management for Hong Kong Metro

Direction de projet pour le métro de Hong Kong

Entwurfsleitung für die Hong Kong Metro

JAMES EDWARDS

Dr. Eng.

Freeman, Fox & Partners

London, England

SUMMARY

Design of the Metro system involved civil, electrical and mechanical engineering requiring several consulting engineering firms who were engaged under the overall direction of the Principal Consultant. Civil engineering contracts for the underground works made the contractor prepare the detailed working drawings. These conditions created the need for close management of design.

RESUME

Le projet du système du métro de Hong Kong a nécessité la collaboration de plusieurs bureaux d'ingénieurs-conseils, spécialistes en génie civil, en installations électriques et mécaniques. Ces bureaux ont collaboré sous la haute direction d'un bureau d'ingénieurs-conseils principal. Les contrats de génie civil attribuaient à l'entrepreneur le projet de détail pour les travaux souterrains. Ces conditions ont rendu nécessaire une ferme direction du projet.

ZUSAMMENFASSUNG

Entwurf und Projektierung der Untergrundbahn in Hong Kong stehen unter der Gesamtleitung von einer hauptberatenden Ingenieurfirma. Die Projektierung eines grossen Untergrundbahnsystems erfordert eine Anzahl qualifizierter Ingenieurunternehmen für die Behandlung der speziellen Probleme im Bereich Bau, Elektro und Maschinen. Die Erstellung der Detailpläne für die Tiefbauarbeiten wurde gemäss Verträgen den ausführenden Bauunternehmen übertragen; die daraus resultierende enge Zusammenarbeit machte eine entsprechend starke Leitung der Projektierung notwendig.



1. OUTLINE OF THE PROJECT DESCRIBED IN THIS PAPER

The Project to which the Design Management procedure described in this Paper applies is the Modified Initial System (MIS) of the Hong Kong Mass Transit Railway. The System comprises 12.8 route - km and 12 stations underground and 2.8 route - km and 3 stations elevated. It runs as shown in Figure 1 from the Central District on Hong Kong Island to Kwun Tong in the north-east of the built-up area of Kowloon on the mainland. When other lines and extensions have been completed the trains, initially to be of 4 long, wide cars, will be formed of 8 cars having a crushload capacity of 3,200 and at the designed headway of 2 minutes able to carry 60,000 passengers per hour.

The stations having to be designed to handle up to 400,000 passengers per day, have required extensive research and careful design to enable that arduous duty to be met both economically and sufficiently attractively to draw such large numbers of passengers.

The Railway is being constructed and operated by the Hong Kong Mass Transit Railway Corporation (referred to below as the Employer) which was established for this purpose in 1975 replacing earlier temporary bodies.

Construction commenced in November 1975 and the first part of the line was open to public service in Autumn 1979. The whole MIS should open in 1980 soon after this Congress. Construction of the Tsuen Wan Line was started in 1978 but the management of its design differs from that described in this Paper.

2. SPECIAL FEATURES OF THE PROJECT AFFECTING DESIGN MANAGEMENT

The parties to some design decisions may include not only the Consultant and the Employer but in the case of Hong Kong Metro, the Contractor, numerous Government Departments and public utility companies. This Paper cannot cover all aspects but concentrates on the Consultants' viewpoint.

The Principal Consultants are Freeman Fox & Partners (Far East) who have engaged the following associated firms in the fields stated: -

Kennedy & Donkin	- Electrical & mechanical engineering
Charles Haswell & Partners	- Bored tunnels
Per Hall Consultants Ltd	- Immersed tube tunnels
Design Research Unit	- Architecture and industrial design
London Transport International	- Metro management and operation

A simplified relationship between these firms is shown at Figure 2. When, however, the relationship is set out by specialist technical activity as in Figure 3, the complexity becomes much greater and the need for co-ordination and management of design readily apparent. Even so that diagram shows only the specialists involved in the design and construction phases and not the earlier conceptual design phase.

Whereas the designing of metros has much in common with other large scale projects such as electricity generation and chemical plants in that civil, electrical and mechanical engineering are interwoven, the requirements of operating the project, which affect design, are fundamentally different. The flow of passengers might be considered a refined type of material handling problem corresponding to coal in an

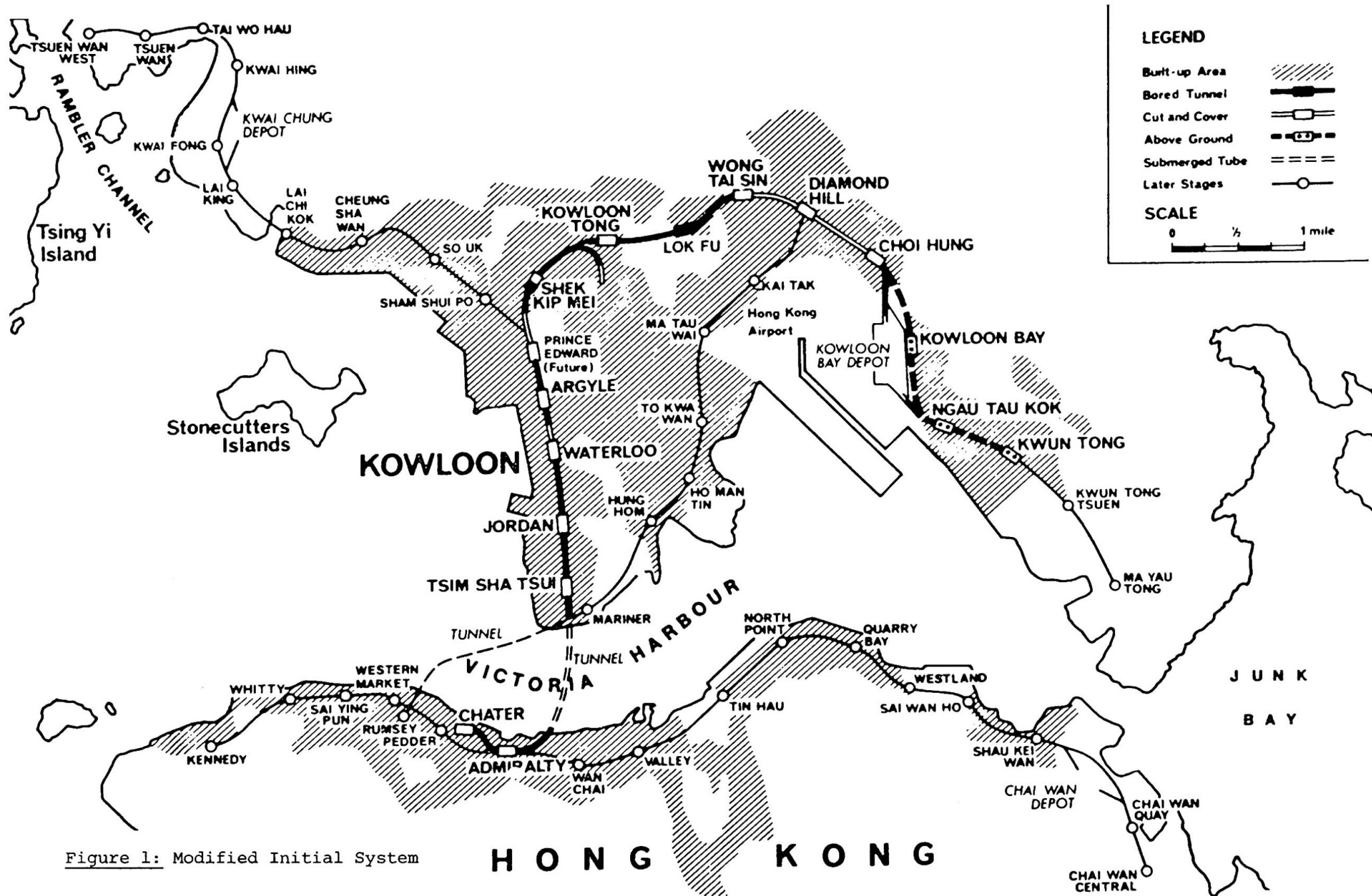


Figure 1: Modified Initial System

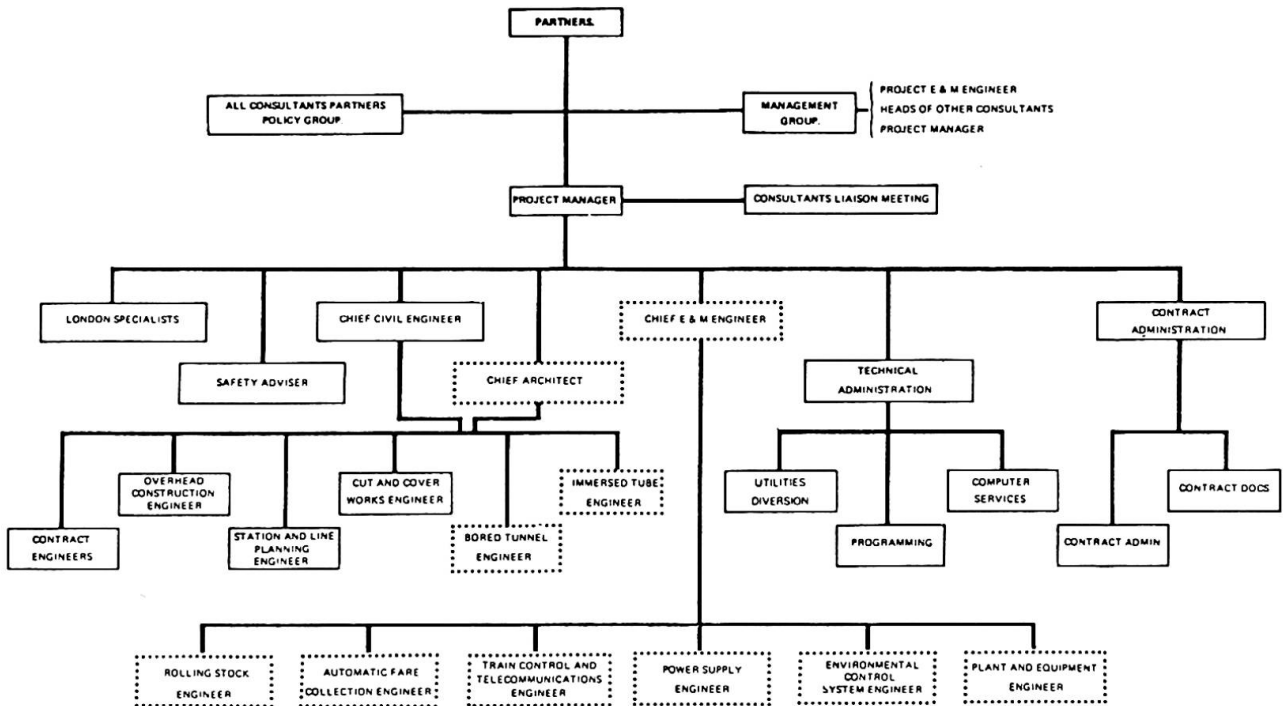


Figure 2: Consulting Engineer's Organisation

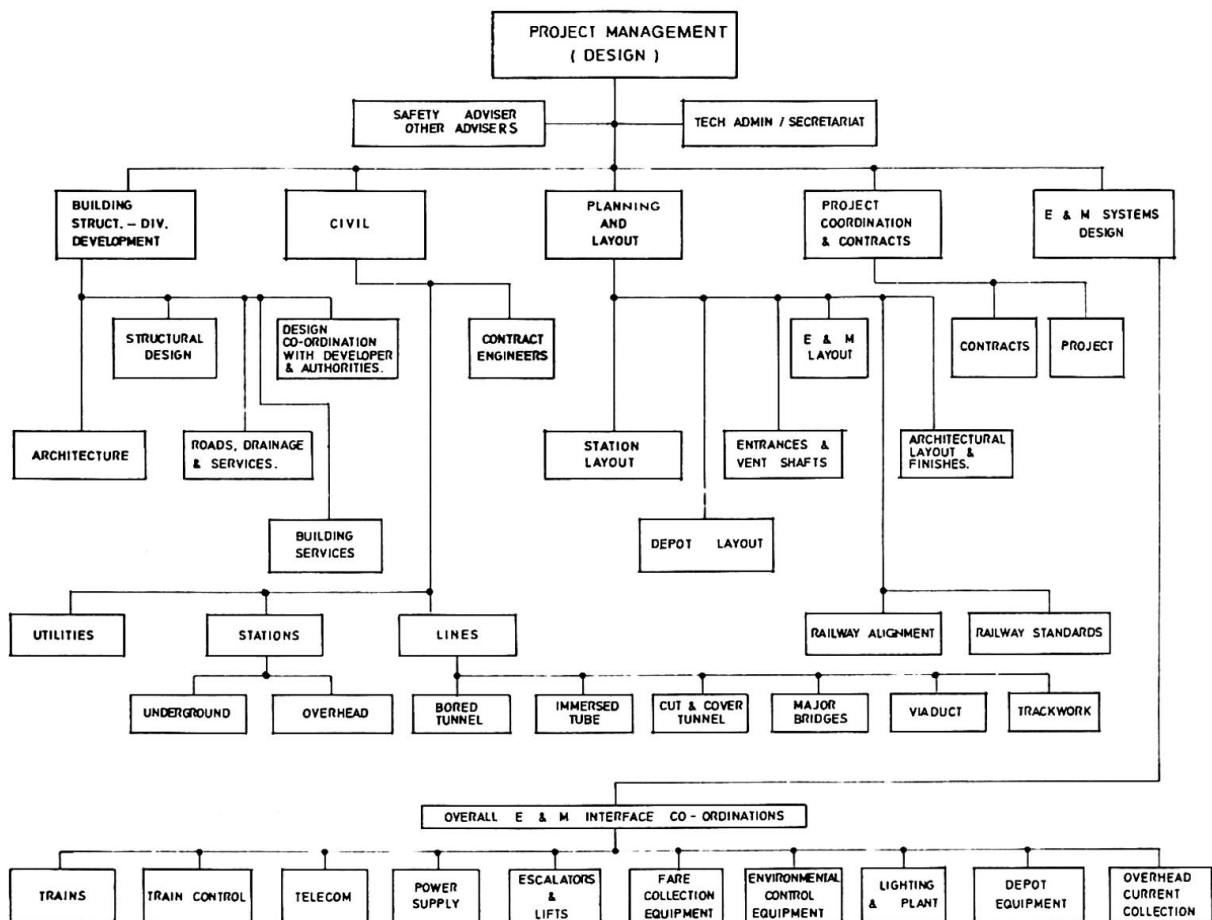


Figure 3: Project Management



electricity power station or chemicals in a plant. But the fundamental difference is that a designer can control the quantity of materials to be handled, but he must make a metro sufficiently attractive to draw the maximum number of passengers. This is desirable in any metro system for social reasons, but essential in Hong Kong where enough passengers have to be attracted to make the fare revenue sufficient to pay the whole capital and operating costs.

The number of metro passengers will be the maximum if the line and stations are located in the best places, the stations and trains are made attractive relative to other public transport and the fares are set as low as possible. These factors require the design team to include planners, transport economists and railway operators as well as engineers, thus increasing the complexity of design management.

Many branches of civil, electrical and mechanical engineering have to be applied to the design of a metro. In a new metro there is considerable freedom to apply the latest technology in the related electrical and mechanical engineering fields. This involves the evaluation of alternatives and the interaction between them. Civil engineering design of an urban metro is by that very feature of being urban, far removed from development on a "green field" site. If the railway is below ground the complexity of public utilities such as water, gas, electricity, telephone, radio pipes or cables and drainage of all types can have a major influence on civil engineering design. Major buildings in Hong Kong are generally on piled foundations which affect greatly the design of both adjacent cut-and-cover works and tunnels near or beneath buildings. The multi-disciplinary consequences of these factors are shown in Figure 4.

All these factors bear on design and in turn require the design management organisation to handle them effectively and expeditiously. The need for speed was of particular importance in Hong Kong since the requirement that the metro should finance both its construction and operation from fare revenue, made it imperative for revenue to be earned as soon as possible after capital expenditure commenced.

3. GENERAL PRINCIPLE OF DESIGN MANAGEMENT

The objective of design management is to produce good designs within the programme required for the construction of the project. These two requirements are often, perhaps usually, in conflict. Good designs, especially for technologically advanced or unusual projects, require a length of time which may be difficult to forecast. If enough time is not allowed in the programme for the conception and development of design, then no amount of management effort made can prevent the project being in some degree a failure.

The design of Hong Kong Metro has always been carried out within a programme covering the whole design and construction period. The planning and monitoring of the programme has used the Consultants computer-based INTERNET program. The durations allowed for all design and construction activities have been carefully planned so that impossibly tight programmes were avoided where they could be foreseen. Nevertheless the programming of design is more difficult than construction. Even if design is running in accordance with a programme, the key work in conceptual or initial design may be in the hands of a single design engineer.

The Project Design Management was not only responsible for the direction and control of the design but involved in technical decisions. Whilst the latter role might be considered a normal position, it is often the case that the time of top



	BODY																		
	CLIENT	CONSULTING ENGINEER	SAFETY CONSULTANT	GOVERNMENT CONTRACTOR	BUILDING ORD. DEPT.	HIGHWAY DEPT.	DRAINAGE DEPT.	WATER DEPT.	TRAFFIC DEPT.	POLICE	FIRE BRIGADE	ELECTRICITY CO.	LIGHT & POWER CO.	CABLE & WIRELESS	TEL CO.	GAS CO.	REDIFFUSION	ARRA	
MANAGEMENT	•	•	•																
COMMERCIAL	•	•	•																
FINANCE	•	•	•																
ESTATES	•	•	•	•															
OPERATIONS	•	•	•	•				•	•	•	•								
LAND ACQUISITION	•	•		•															
WAYLEAVES	•	•		•															
LINE PLANNING	•	•		•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	
STATION PLANNING	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	
ARCHITECTURE	•	•	•	•	•														
UNDERGROUND STATION DESIGN	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	
OVERHEAD STATION DESIGN	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	•	
UNDERGROUND STRUCTURES	•	•		•	•	•													
OVERHEAD STRUCTURES	•	•		•	•	•													
IMMERSED TUBE TUNNEL	•	•	•	•															
BORED TUNNEL	•	•	•	•															
TRAINS	•	•	•	•	•			•	•										
TRAIN CONTROL (SIGNALLING)	•	•	•	•	•					•	•								
TELECOMMUNICATIONS	•	•	•	•	•					•	•	•	•						
POWER SUPPLY	•	•	•	•	•					•	•	•							
STATION LIGHTING	•	•	•	•	•			•	•	•	•								
ESCALATORS	•	•	•	•	•			•	•										
FARE COLLECTION	•	•	•	•	•			•	•										
VENTILATION	•	•	•	•	•	•		•	•										
PUMPS	•	•	•	•	•		•												

NOTE

1. • indicates the Body is involved in the subject shown.
2. Neither the Bodies nor the Subjects are exhaustive.
3. The involvement shown is an indication and not intended to imply that other Bodies or Subjects are not involved.

Figure 4: The Multi-disciplinary Aspects of H.K. Metro



management is so taken up with attending meetings and handling paperwork that little time remains for the discussions with middle and senior engineers necessary to obtain the background for technical decisions.

Most of the design was in the hands of middle level engineers, who liaised with their opposite members in related fields by informal discussions over drawing boards as well as formal meetings. The contentious matters which arose, as well as policy, were dealt with at senior level often in step with the straightforward design, but inevitably at times under great urgency. It is folly to believe that by sufficiently detailed design planning, potentially difficult decisions can be identified and high-lighted well in advance of the time when a decision is required. It was recognised that there would always be a flow of decisions required at high level and the procedures used which were varied as the stages of the project changed, worked well.

The highest level at which design decisions were taken was the Chairman and Board of the Employer. During the main period of MIS design the usual upper level of decision on design was the Employer's Engineering and Operations Committee on which sat the Executive Directors, of whom the Engineering Director was the "Engineer" under the contracts, and the Consultants. The Committee was usually asked to approve papers prepared often jointly, by the Consultants or the Employer's staff on specific subjects. Only a very small proportion of design decisions were made at these upper levels.

The usual upper level for management of design was the partners of the consultant firms. Many decisions were also made in ad-hoc and formal committees or working parties. To give one example, a major area for design co-ordination was the layout of stations. For this purpose a Layout Co-ordination Group was formed staffed by engineers from the consultants with representatives from the Employer who worked out mutually acceptable solutions which were then binding on all parties (described further in Chapter 4).

The organisation of the Consulting Engineer below the level of the partners is shown in Figure 2. The posts were filled by Freeman Fox staff except those within the dotted panels which were filled by the associated consultants given above. The contributions by London Transport International, the planners and transport economists as well as acoustical, geotechnical and other specialist advisers, are included in the panel "London Specialists". Figure 3 shows many, but not all, of the fields of design covered by the men in these posts. No formal grouping of all these specialists into committees or working parties could cover the whole design field. The success of several firms of consulting engineers and many specialists working together on a complex project depends upon the integration of the staff of the individual firms into a single team. This has been achieved by the organisation and worked well. There have, of course, been instances of poor co-operation or co-ordination but such things occur occasionally in any large organisation. The important feature has been that as soon as such an instance occurs, there has been an organisation operating which can see, at an appropriate level, that the trouble is put right with a minimum of delay or friction.

The routine forum for the management of design was the Consultants Liaison Meeting (See Figure 2) chaired by the Consultant's Project Manager (a partner). Two such series of meetings were held; one for the design of Kowloon Bay Depot (a vast project with a "new town" for 25,000 people over it) and another for all other design matters.



The conceptual design was managed initially by regular monthly meetings of the Consulting Engineer's constituent firms with additional meetings, when required, devoted solely to a current major problem. After the establishment of the Mass Transit Railway Corporation, the development of the design involved the Consulting Engineer's staff working with its staff either as individuals or in committee.

The next stage in the development of the design covers the preparation of tender drawings. Some of the civil engineering contracts were conventional with all details being prepared by the Consulting Engineer. The majority of the principal contracts were based on very detailed general arrangement drawings being provided with the Tender Documents from which the Contractor was required to prepare his detailed working drawings to suit his approved construction methods.

The design development sequence is illustrated in Figure 5. Whilst the management of the steps in design are in general as already described, there are some situations where the management process becomes much more complicated. The co-ordination of civil, electrical and mechanical engineering details is the prime example.

Many of the conceptual design drawings of the civil engineering works are based on electrical and mechanical engineering details which, although conforming with the appropriate electrical or mechanical engineering contract specification, are not necessarily those required by the electrical and mechanical contractor to whom a particular contract is awarded. A vital aspect of design management is to ensure that E&M details are compatible with the civil engineering works and that the civil engineering details will be compatible with the E&M equipment when it is erected.

Figure 6 shows how the E&M contractor's proposals were appraised and approved. The approved drawings were then used by the civil engineering contractor to prepare his working drawings which, in turn, had to be submitted for approval. Before being approved they were checked by the Consulting Engineer to ensure that they would provide the requirements shown on the approved E&M drawings.

4. VARIATIONS TO SUIT PARTICULAR PHASES

Contracts for some major projects such as dams and highways can be let with full working drawings having been completed so that virtually no design drawings are issued during the construction phase of the project. This was not the case in Hong Kong Metro partly because of the requirement for the contractor to produce detailed working drawings and partly because of the need to modify the civil engineering design to suit the plant and equipment as manufactured. At the outset of the construction phase the contractor developed his working drawings based on his methods of construction and the tender drawings which prescribed the fully dimensioned envelope within which he had to design the civil engineering works. All critical clearances and dimensions were noted on the tender drawings and tolerances laid down in the specification. These tender drawings took full account of the requirements of the plant, drainage, services etc and included architectural general arrangement drawings and large scale typical details. Each contractor was required under the contract to produce a detailed drawing programme showing the timing and description of the drawings he had to prepare, related to his construction programme. This Drawing Submission programme, together with the consultant's response, were monitored twice each month and corrective action taken when required. The person responsible for the day to day management of design in this phase was the Consultant's Contract Engineer.

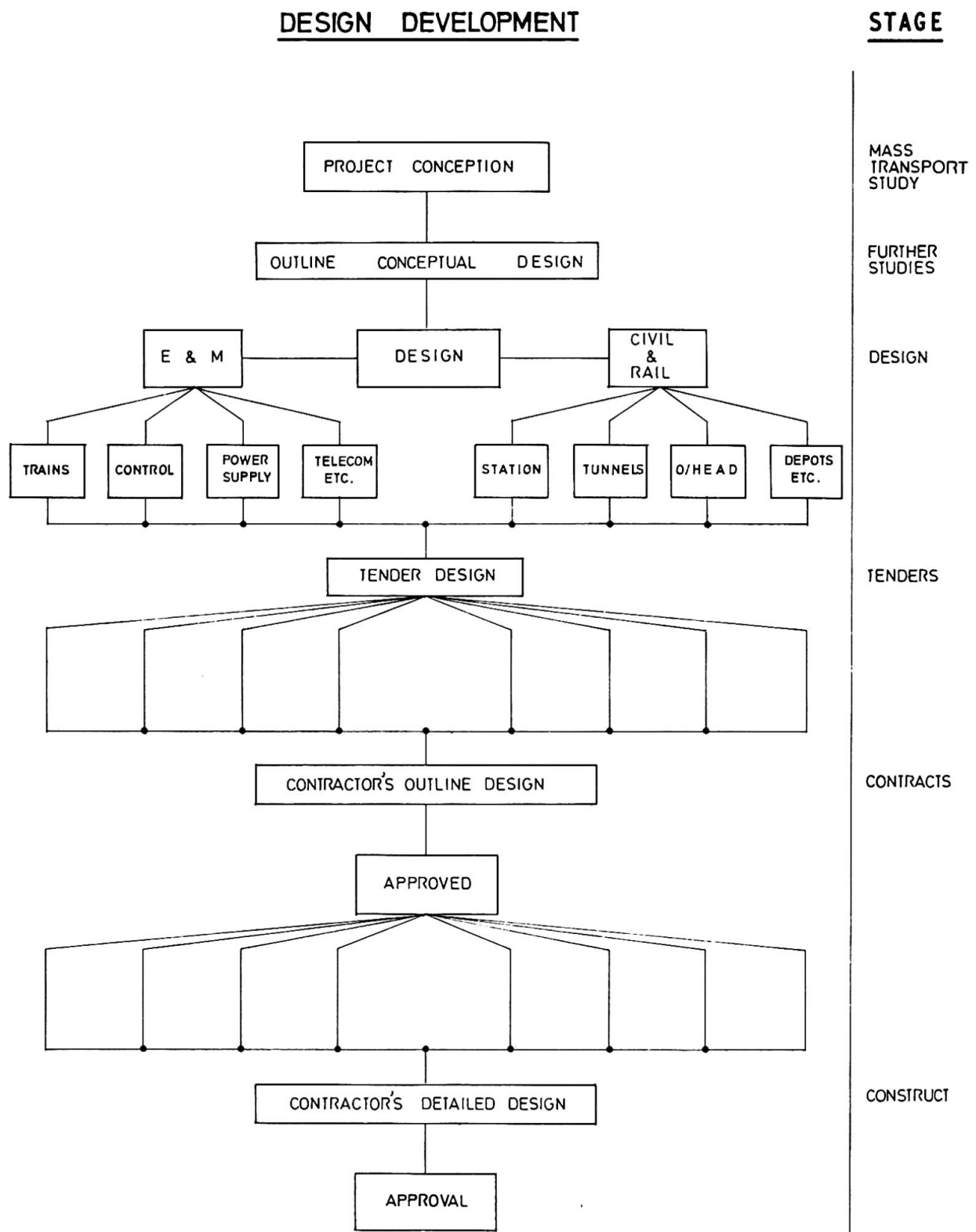


Figure 5: Design Development

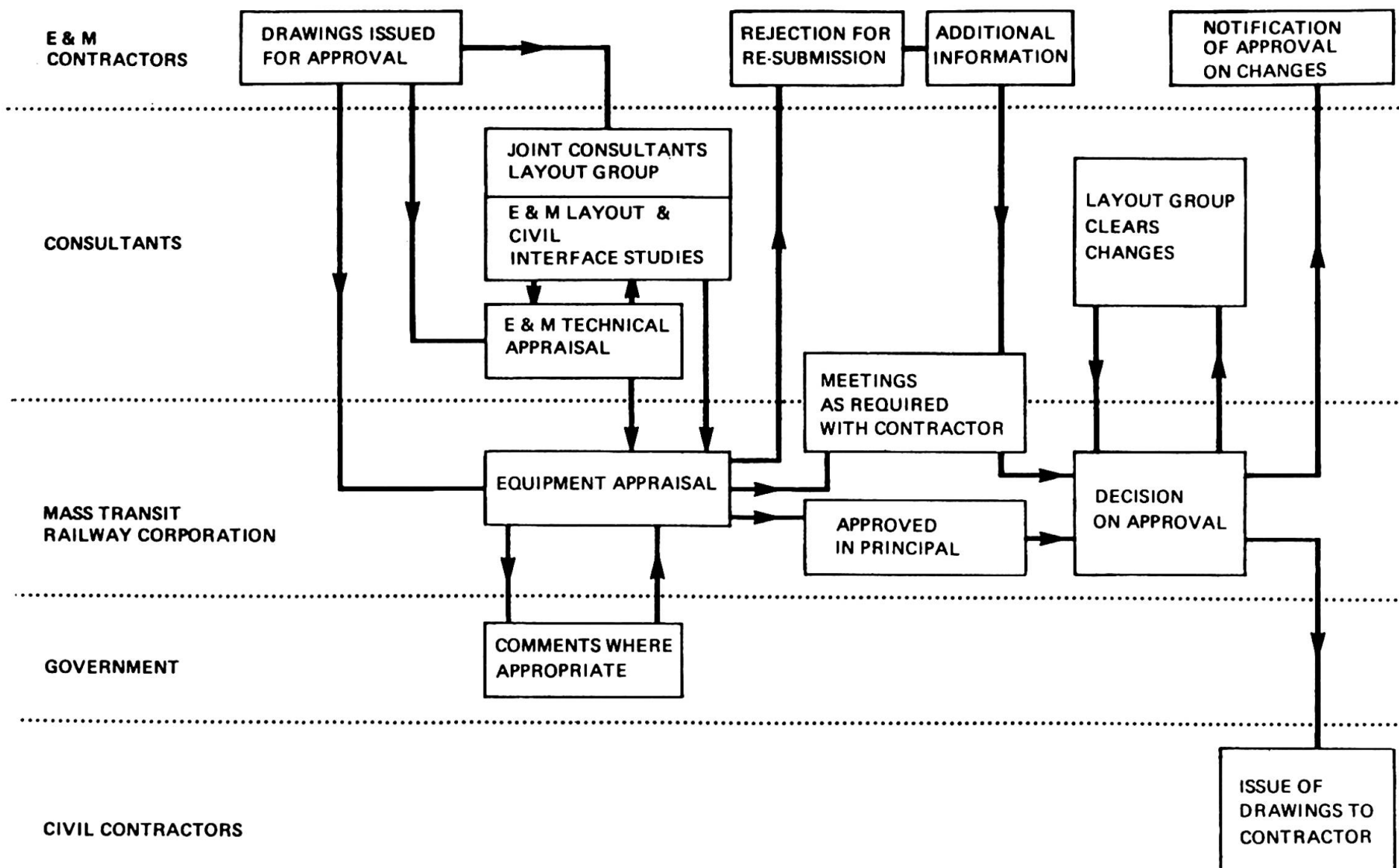


Figure 6: E & M/Civil Drawings

Consultant's Contract Engineer

The role of the Consultant's Contract Engineer is shown diagrammatically in Figure 7. Although his duties are administrative and he appears to act primarily as a post office, the duties can be discharged only by an engineer with good general experience and sound common sense. His prime duty was to ensure that the working drawings were on site to meet the construction programme. This required him not only to monitor that the drawing was prepared by the Contractor to programme but to know all the parties who had to approve or to check the drawing and make sure that they did it within the overall available time. A particular drawing may have to go through the process more than once because of either an unsatisfactory feature on the drawing requiring its resubmission or a change in requirements due for example to a change in plant or site conditions requiring amendment of an approved drawing. About 6,000 contractor's drawings were processed in this manner. A similar procedure was used to regulate the issue of about 1500 drawings to contractors working to the Engineer's design.

Layout Co-ordination Group

The purpose of this Group was to co-ordinate the requirements of many specialists to produce an optimum design. In tunnels this requires, for example, the cables, fire main and drainpipes to be located. In stations the arrangement of the many different types of plant and equipment in conjunction with provision of staff rest rooms, administrative offices and the most desirable passenger handling arrangements inevitably leads to conflicts of requirements. The Group contained representatives from all Consultants and the Employer who between them could discuss alternative arrangements with sufficient authority in their own field to enable a consensus decision to be reached. This procedure was difficult to programme effectively because the extent and seriousness of conflicts of requirements did not become apparent until details were developed. The Group did not have a Chairman-Dictator who might have speeded the process of initial agreement but that could have led to changes becoming necessary after an agreed arrangement was found to be unworkable. Any change to an approved drawing would have prejudiced the maintenance of the programme. Although this procedure appears to give haphazard control over the management of this phase of the design, the higher levels of management were always available, and used when necessary, to keep the design development in step with the overall programme.

5. CONCLUSION

The procedures outlined in this Paper were a major factor, although not of course the only one, in the construction of the first stage of the Hong Kong Metro within four years; one of the quickest built comparable railways. A similar procedure might be equally successfully applied to other large scale complex projects.

6. ACKNOWLEDGEMENTS

The opinions expressed in this Paper are those of the Author and not necessarily those of the Mass Transit Railway Corporation. The Author acknowledges gratefully assistance received from his colleagues D.A. Morris and D.F. McIntosh.



APPROVAL OF CONTRACTOR'S WORKING DRAWINGS

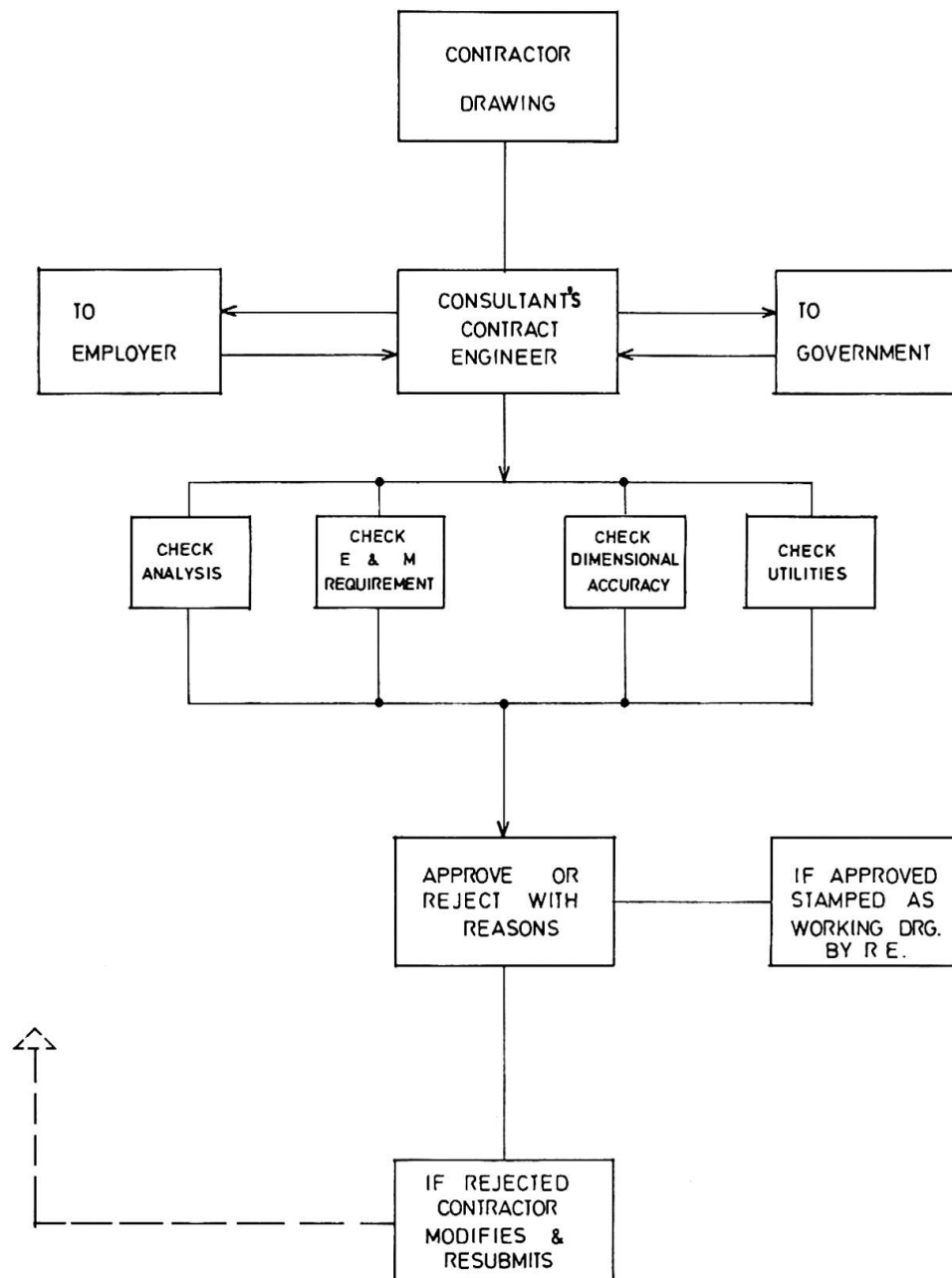


Figure 7: Approval of Contractor's Working Drawings

III d

Management-Entscheidungen im Baubetrieb am Beispiel der U-Bahn München

The General Contractors' Management Problem in the case of a Munich Metro Contract

Problèmes de gestion de la construction, dans le cas du métro de Munich

H. LESSMANN

o. Univ. Professor
Universität Innsbruck
Innsbruck, Österreich

ZUSAMMENFASSUNG

Grosse und komplexe Bauaufgaben, deren Planung und Ausführung sich über weite Zeiträume erstrecken, bieten den ausführenden Unternehmen besondere Gelegenheit, um eigentliche Angebotsstrategien zu konzipieren und in konstruktiver wie verfahrenstechnischer Hinsicht echte Ausführungsvarianten zu erarbeiten. Dabei spielen die Einflussfaktoren Umwelt, Marktsituation, Bauverfahrensmöglichkeiten in den wichtigen Entscheidungsbereichen eine dominante Rolle. Am Beispiel des Loses 9 der U-Bahn München werden die entscheidenden Managementprobleme dargestellt.

SUMMARY

In long range projects contractors have a unique opportunity to develop bidding strategies and special construction techniques. Environment, market and technological alternatives play a dominant role in the important management decisions. Construction is now carried out for the contract 9 of the Munich Metro. In this case study the main decisions for this contract are presented.

RESUME

Les mandats importants et complexes, dont la planification et l'exécution s'étendent sur une longue durée, offrent aux entreprises la possibilité unique de concevoir de propres stratégies de soumission et de réelles alternatives d'exécution. Des facteurs tels que l'environnement, la situation du marché, les méthodes de construction applicables jouent un rôle déterminant dans les décisions. Les problèmes de gestion de la construction sont présentés dans le cas du lot no 9 du métro de Munich.



1. EINFÜHRUNG

In München ergibt sich durch die zentrale Lage im süddeutschen Raum eine starke Konzentration der deutschen Bauindustrie. Dies führt zwangsläufig zu einem harten Wettbewerb. Die Bauprojekte des U-Bahn-Referates der Landeshauptstadt München sind aus verschiedenen Gründen für alle Konkurrenten besonders interessant:

- Das Bauvolumen des U-Bahn-Referates mit einem Rohbauanteil von 180 - 200 Mio DM im Jahr liefert einen grossen Anteil am gesamten Tiefbauauftragsbestand.
- Das einmalige Finanzierungsmodell dieses Referates ermöglicht es, dass dieser Jahresetat auf viele Jahre vorprogrammierbar ist.
- U-Bahn-Bauten im städtischen Bebauungsgebiet erfordern von den Bietern eine beachtliche technische Kapazität.

Der gewaltige Umfang des Projektes, die Möglichkeit langfristiger Planung und die technische Herausforderung dieser Bauvorhaben sorgen somit dafür, dass dieser Marktanteil besonders hart umkämpft ist. Das dadurch hervorgerufene Prestigedenken lässt die Preise in manchen Zeitphasen sogar unter die Herstellkosten absinken.

Die Unternehmer versuchen deshalb immer wieder, durch technische Innovationen dem Markt neue Impulse zu geben, um die eigenen Chancen im Wettbewerb zu verbessern. Eine solche Neuerung stellte z.B. die Einführung und Entwicklung des einschaligen Tübbingausbaues beim mechanischen Tunnelvortrieb dar. Die Entwicklung einer Variante der NATM (Neue Austria Tunnel Methode) soll hier als Beispiel für Management-Entscheidungen im Baubetrieb gewählt werden.

2. PROJEKTWAHL UND ENTSCHEIDUNGSVORGAENGE

Ein wesentlicher Anteil der U-Bahn-Bauten muss in dicht besiedelten Gebieten erstellt werden. Nicht immer ist es möglich, die U-Bahn-Linie unter breite Strassen zu legen, vielmehr müssen sinnvoll geführte Linienzüge oft Gebäude und Bebauung unterfahren. Dies führt zwangsläufig zur Anwendung bergmännischer Bauweisen. Im Jahr 1974 waren dies konventionelle Vortriebsmethoden und mechanische Schildvortriebe. Der Markt schien in bezug auf die Technologie zu stagnieren. Die Wettbewerbssituation war aus diesem Grund ausserordentlich verhärtet. Die Ausschreibung des umfangreichen Bauvorhabens U-Bahn-Bahnhof Sendlinger-Tor-Platz und Strecke bis zum Hauptbahnhof wurde deshalb zum Anlass genommen, die Anwendbarkeit neuer Technologien zu überprüfen.

Die äusseren Bedingungen für die Wahl der anzuwendenden Bauverfahren waren durch zwei besondere Probleme gegeben:

- Die geologischen und hydrologischen Bedingungen des Untergrundes in München.
- Die Notwendigkeit, im Bereich des Sendlinger-Tor-Platzes grossflächige Querschnitte (über 100 m²) aufzufahren, dabei einen bestehenden Bahnhof zu unterfahren und später im Bereich des Hauptbahnhofes mehrgleisige Verzweigungsharfen herzustellen.

Erfahrungen mit der Anwendung der NATM im U-Bahn-Bau lagen aus der Stadt Frankfurt vor. Die geologischen Verhältnisse unterscheiden sich dort allerdings wesentlich von denen in München. Die Querschnitte beschränkten sich ausserdem auf eingleisige U-Bahn-Strecken.



Bild 1: Streckenführung der U-Bahn in München

Die Ausarbeitung einer Variante dieser Technologie zur Bewältigung der gestellten Aufgaben erschien nur dann sinnvoll, wenn sich aufgrund der Ueberprüfung der Marktsituation abzeichnen sollte, dass diese Neuentwicklung - über das Los Sendlinger / Tor-Platz / Hauptbahnhof hinaus - auch auf andere Bereiche des U-Bahn-Baues anwendbar wäre. Mit anderen Worten, es ergab sich die Forderung, aus dieser Variante ein allgemein anwendbares Verfahren zu entwickeln.

Aufgrund der Auswertung einer Matrix über die Marktsituation (Bild 2) und der daraus abzuleitenden Annahme, dass für ein solches Projekt aussichtsreiche Voraussetzungen vorhanden waren, wurde beschlossen, die Möglichkeiten der NATM zur Lösung der anstehenden Probleme zu nutzen.

Diese Entscheidung wurde aufgrund einer adaptiven Strategie, die die einzig erfolgversprechende Unternehmenshaltung in diesem Marktsektor zu sein schien, getroffen.

Um innerhalb der zur Verfügung stehenden Bearbeitungszeit zu einer klaren Disposition zu kommen, wurden für die Erstellung eines chancenreichen Angebotes verschiedene Entscheidungssituationen definiert, die die Grundlage für weitere Bearbeitungsschritte bilden sollten.

Marktsituation:

Da die Auswertung der Marktsituation zu einer positiven Entscheidung führte, wurden die technologischen Probleme in Angriff genommen.

EINFLUSS-FAKTOREN BAU-VERFAHREN	ÄUSSERE EINFLÜSSE				INNERE EINFLÜSSE			
	UMWELT ALLGEMEINE BEEINTRÄCHT.	VERKEHRS- BEEINTRÄCHT.	MARKT- SITUATION	WETTBEWERBS SITUATION	TECHNOLOGIE	RISIKO	RESSOURCEN	INVESTI- TIONEN
OFFENE BAUWEISE	STARK	STARK	—	—	BEKANNT	—	VIEL FACH- ARBEITER	—
BERGMÄNNISCH KONVENTIONELLE ODER MECHANISCHE BAUWEISE	GERING	GERING	0	0	BEKANNT	0	0	+
BERGMÄNNISCH NATM (NEUE ÖSTERREICH. TUNNELBAU- METHODE)	GERING	GERING	+	+	Z.T. UNBEKANNT	+	—	—

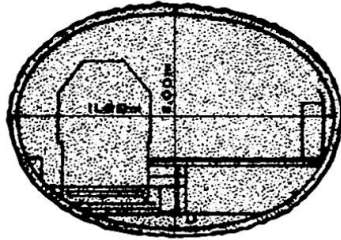
Bild 2: Entscheidungs-Matrix für Bauverfahren im U-Bahnbau



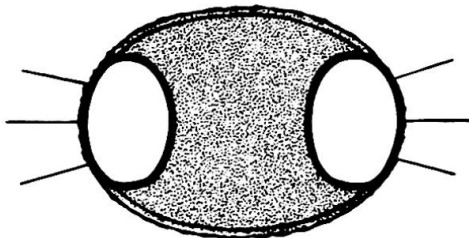
Bild 3: Adaptive Strategie als Grundlage für eine Management-Entscheidung

Konstruktive Bearbeitung:

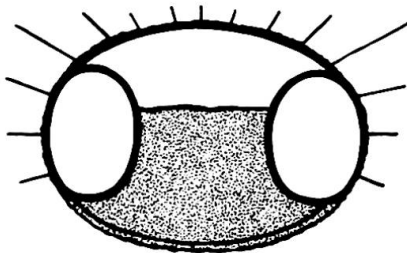
Die konstruktiven Probleme wurden von Pacher - Laabmayr in Salzburg bearbeitet. Die Bearbeitung der verfahrenstechnischen Probleme wurde im Rahmen der Bietergemeinschaft durchgeführt. Es musste in einigen Details mit Annahmen operiert werden, die statistisch nicht belegbar waren und daher keinerlei Hochrechnung bezüglich der Wahrscheinlichkeit ihres tatsächlichen Eintretens zuließen.



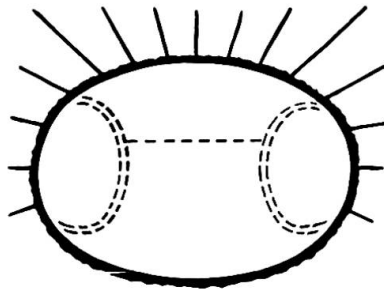
HAUPTPROBLEME
BAHNHOFSSQUERSCHNITT IN
SPRITZBETONBAUWEISE WIRT-
SCHAFTLICH HERSTELLEN



VORTREIBEN VON ZWEI ULMEN-
STOLLEN IM VOLLAUSBRUCH
GERÄT: BAGGER ODER FRÄSE
SICHERN: SPRITZBETON + ANKER



VORTRIEB DER KALOTTE
(MAX 0,75m BOGENABSTAND)
GERÄT: FRÄSE ODER HANDBETRIEB
SICHERN: SPRITZBETON + ANKER



AUSBRUCH DER STROSSE
ABBRUCH DER INNEREN ULMEN-
SICHERUNG. RINGSCHLUSS
GERÄT: BR&YT-BAGGER
SICHERUNG: SPRITZBETON

Bild 4: Konstruktion und Ausführung

Preis:

Nachdem sich aber gezeigt hatte, dass die NATM sowohl hinsichtlich der Konstruktion als auch in der Ausführung Lösungen ermöglichte, wurde auch die Preissituation durch Ausarbeitung eines Leistungsverzeichnisses untersucht. Hier ergab sich erfreulicherweise eine eindeutige Entscheidung zugunsten des neuen Verfahrens, obwohl auch in diesem Bereich einige Kostenbestandteile sehr schwierig zu kalkulieren waren.

Insbesondere die Annahme einer realisierbaren Leistung beim Vortrieb im Flinzsand im Bereich der Restwasserstände erschien ausserordentlich problematisch und erhöhte das finanzielle Risiko wesentlich.



Da alle Ueberlegungen und Untersuchungen trotz gewisser Imponderabilien zu einem insgesamt positiven Ergebnis führten, wurden die übrigen Schritte zur Ausarbeitung eines Angebotes in die Wege geleitet.

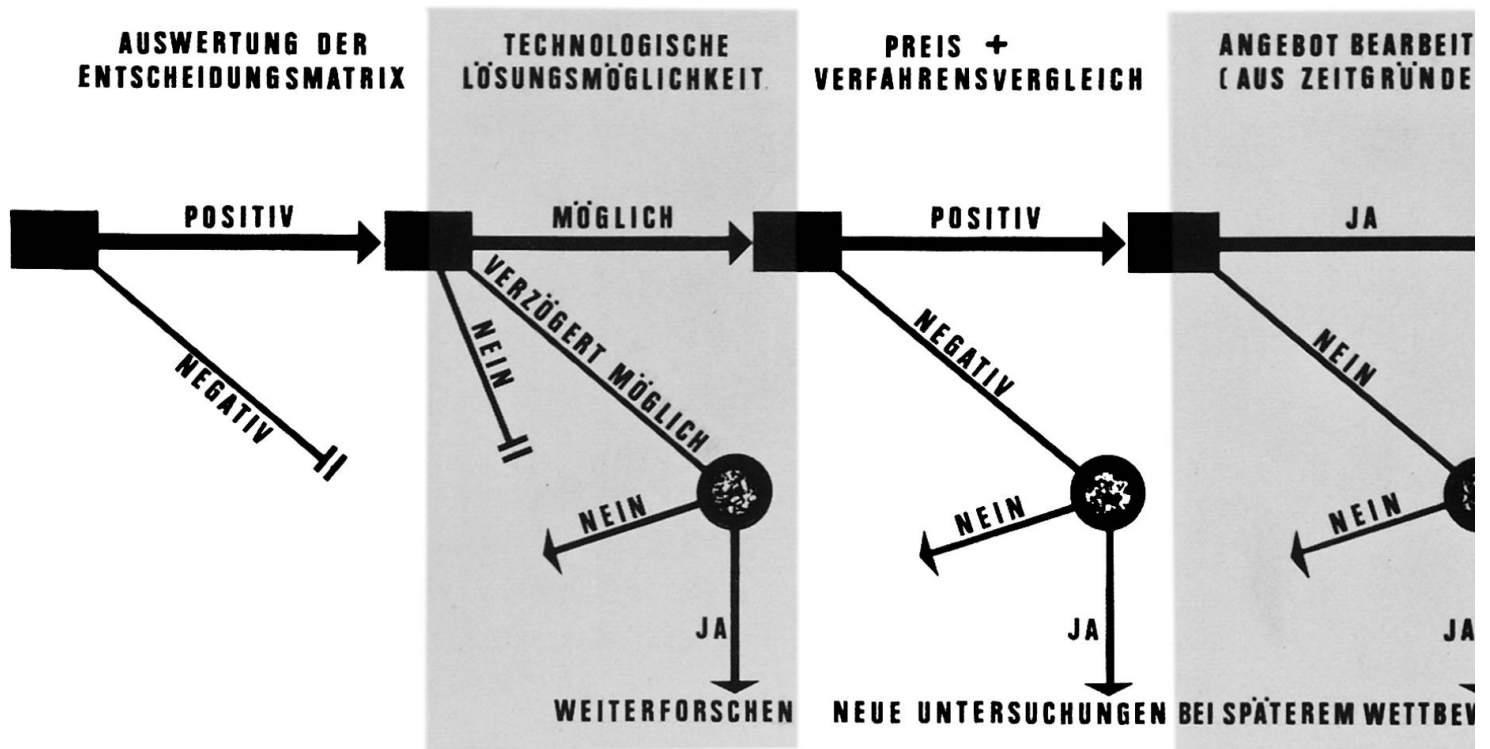


Bild 5: Entscheidungssituationen für die Angebots-Bearbeitung

3. ENTSCHEIDUNGSVORGAENGE FUER DIE VERTRAGLICHE ABWICKLUNG

Das Angebot lag – wie aus der Submission zu erkennen war – preislich in einem Rahmen, der den Bauherrn veranlasste, Verhandlungen über den Abschluss eines Bauvertrages aufzunehmen. Diese Verhandlungen sollten eine faire Grundlage für einen Bauvertrag, der die Rahmenbedingungen der VOB nicht verletzt, und die Anwendung einer neuen Methode berücksichtigt, liefern.

Es ergaben sich folgende Entscheidungssituationen:

Entscheidungssituation 1: Liegt der Sondervorschlag preislich günstig im Wettbewerb?

Entscheidungssituation 2: Kann eine Versuchsstrecke mit der neuen Methode vereinbart werden? Da sowohl dem Bauherrn als auch dem Unternehmer eine solche Lösung zur Ueberprüfung der Technologie sinnvoll erschien, wurde diese Frage mit "ja" entschieden.

Entscheidungssituation 3: Wie sind bei einem Versagen der neuen Technologie in der Versuchsstrecke die Bauarbeiten weiterzuführen?

Hier wirkte sich positiv aus, dass aus angebotstaktischen Ueberlegungen das Angebot der Bietergruppe für den Amtsvorschlag ebenfalls das günstigste war. Als Lösung konnte vereinbart werden, dass im Falle eines Misserfolges in der Versuchsstrecke die Arbeiten nach dem Amtsvorschlag auszuführen seien. Dies war eine Lösung, die zwar allen Forderungen der VOB gerecht wurde, das finanzielle Risiko des Unternehmers jedoch erhöhte.

Entscheidungssituation 4: Wie sieht die finanzielle Abwicklung der Durchführung dieses Bauvorhabens aus?

In Anlehnung an die Broschüre von Hochmuth zur "Praxis der Risikoverteilung bei Tunnelarbeiten unter schwierigen Bedingungen" wurden entsprechend Pauschalsummen, Limitsummen und Abrechnungen nach Einheitspreisen und Massen definiert.

Damit war eine vernünftige vertragliche Grundlage für die Abwicklung des Auftrages erarbeitet worden.

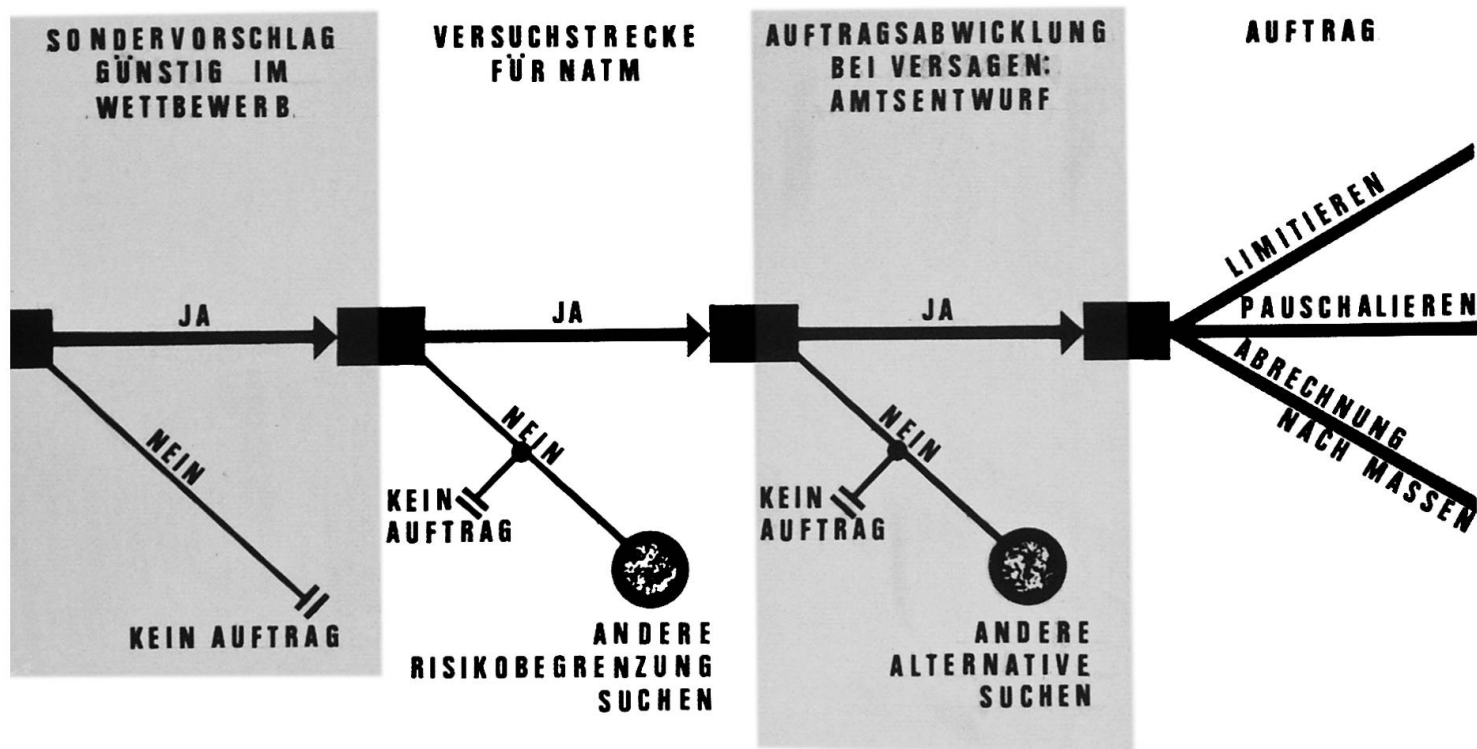


Bild 6: Entscheidungssituationen für die Auftragsverhandlung

4. OPTIMIERUNG DER BAUAUSFÜHRUNG

Da es sich im wesentlichen um neue Verfahren für die Bauausführung handelte, musste ein besonders sorgfältig gestaltetes Programm für den Einsatz der Mittel als auch für den zeitlichen Ablauf der Arbeiten ermittelt werden, wobei die wichtigsten Termine vom Bauherrn im Rahmen der Gesamttermine der U-Bahn vorgegeben wurden.

Für den Geräteeinsatz mussten verschiedene Einsatz-Varianten vorgesehen werden, da die Bearbeitung der geologischen Formation in Verbindung mit wechselnden hydrologischen Zuständen eine grosse Flexibilität erfordert, d.h. die eventuell notwendige Erprobung von Geräte-Varianten war besonders ausgeprägt zu berücksichtigen.

Dies und die Erwartung, dass Störungen im Bauablauf auftreten würden, führte zu einem Ablaufkonzept mit Ersatzquerschnitten im Vortrieb. (Ausweichquerschnitte zur Vermeidung von Wartezeiten).

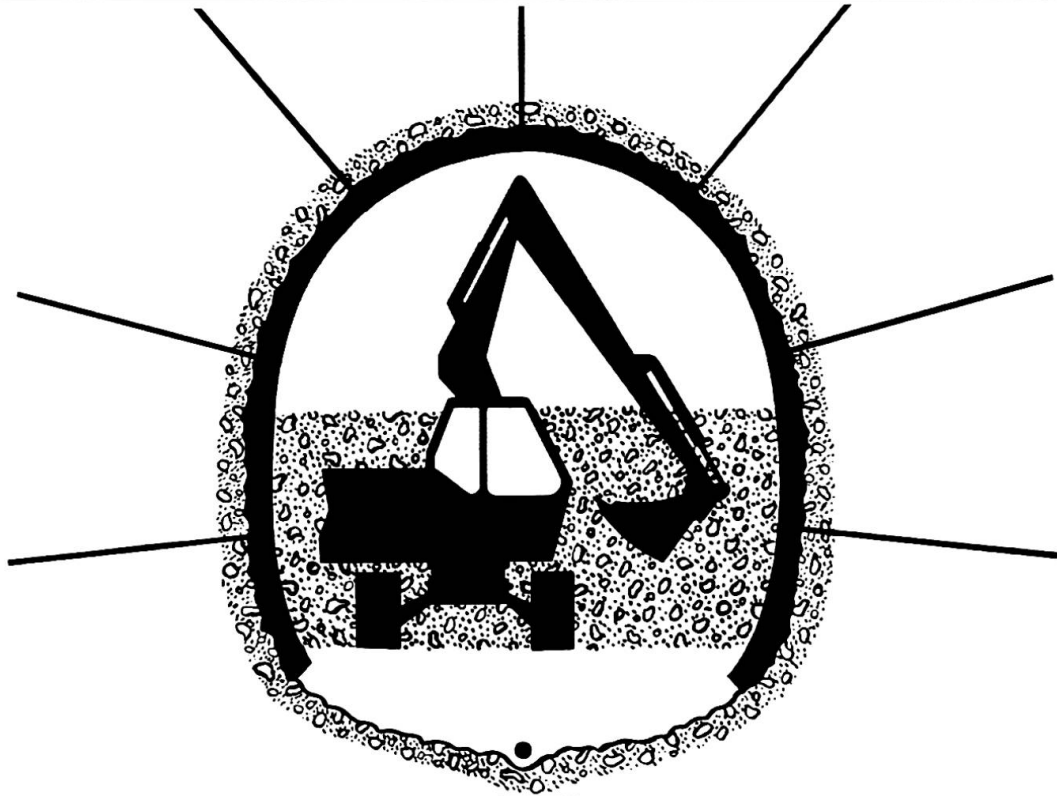


Bild 7: Gerätedisposition für einen eingleisigen Querschnitt

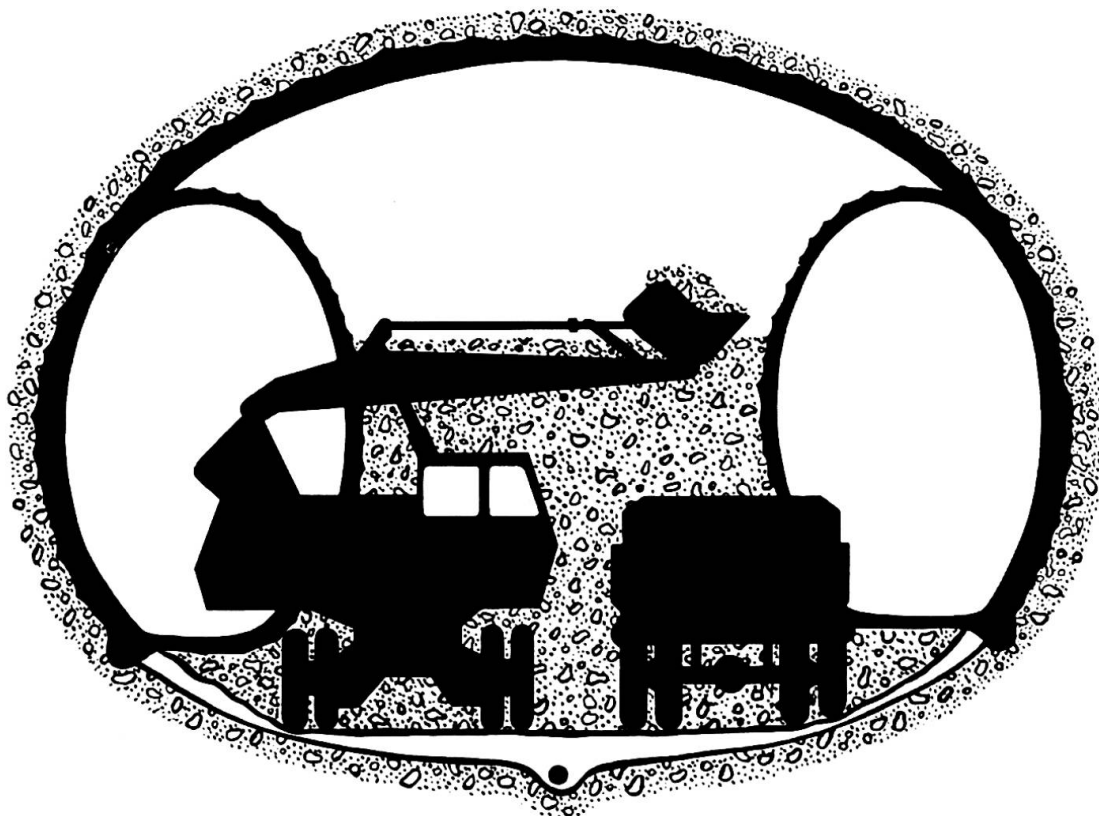


Bild 8: Gerätedisposition für einen mehrgleisigen Querschnitt

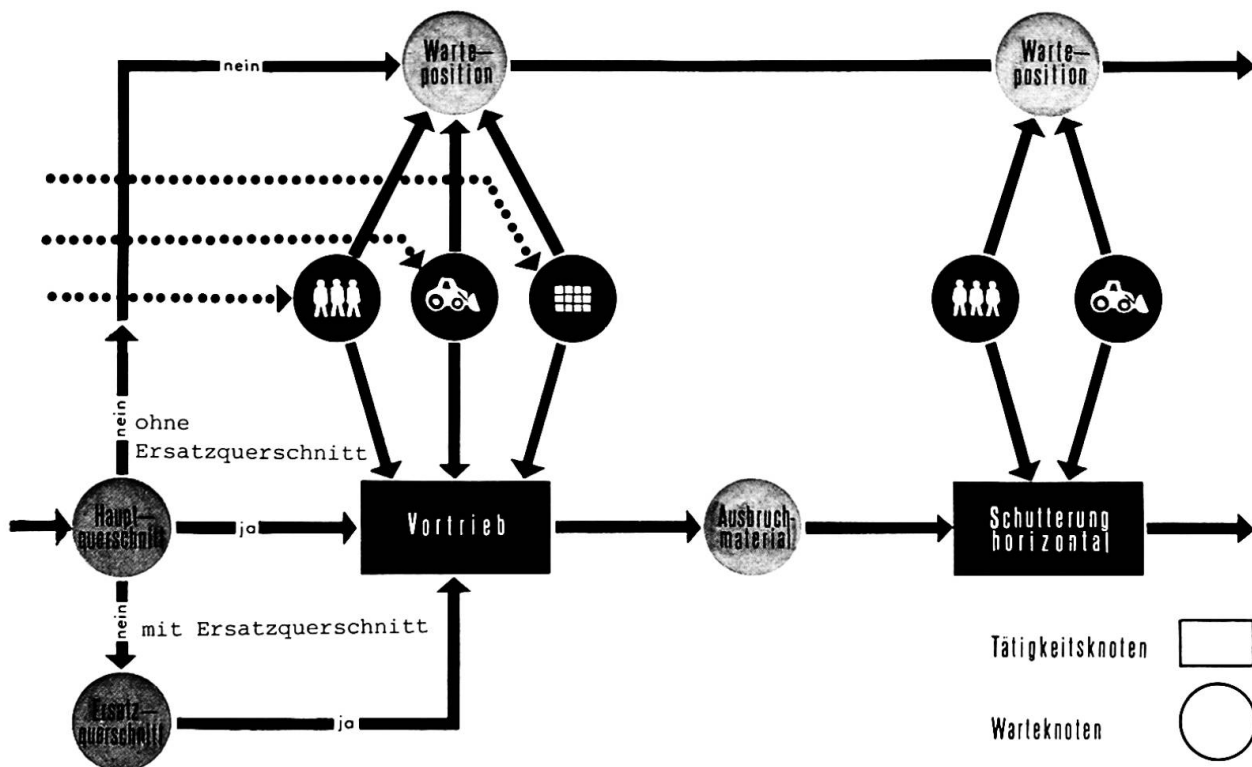


Bild 9: Das Prinzip des Ersatzquerschnittes

Die sich aus diesem Konzept ergebenden Varianten im zeitlichen Verlauf konnten mit Hilfe von Netzplantechnik und VZ-Diagramm (Volumen-Zeit bzw. Raum-Zeit) auch in anspruchsvollen Ablaufsituationen, wie z.B. bei der Verzweigungsharfe mit grossen Vortriebsquerschnitten, befriedigend gelöst werden. Die Gesamtarbeiten konnten sowohl im terminlichen als auch im wirtschaftlichen Rahmen des Angebotes ohne besondere Störungen abgewickelt werden.

Schlussfolgerungen

Die 1974 getroffene Entscheidung war der tatsächlichen Bausituation angemessen. Die Technologie auf diesem Sektor wurde um eine brauchbare Variante erweitert. Der Vorteil für die anbietende Arbeitsgemeinschaft war jedoch zeitlich begrenzt, der technologische Vorsprung durch die neue Methoden-Variante wurde im Wettbewerb schneller als angenommen wieder egalisiert.

Die bei der Ausführung gewonnenen Erfahrungen waren jedoch eine langfristige Bereicherung des Unternehmens-Potentials.

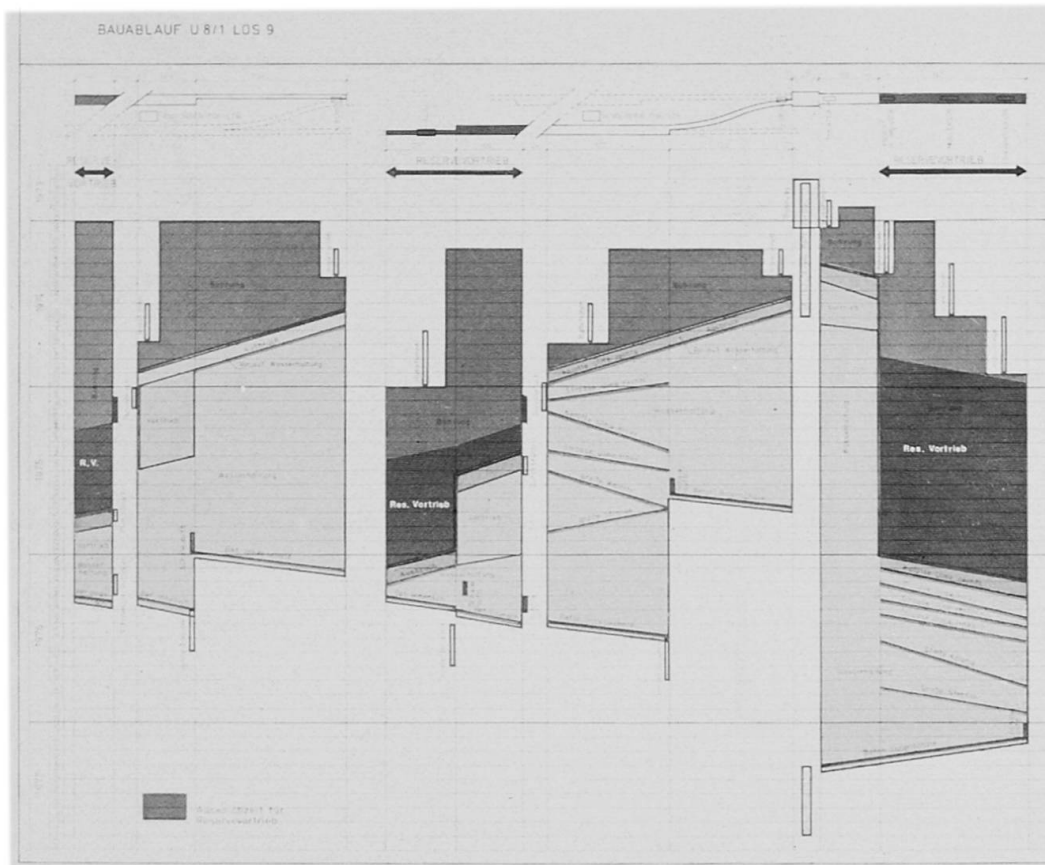


Bild 10: Volumen-Zeit-Diagramm



Bild 11: Mehrgleisiger Querschnitt



IV

Special Structures

Constructions spéciales

Spezielle Bauwerke

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV

Introduction to the Theme

Introduction au thème

Einführung zum Thema

J. SCHNEIDER

Prof.
ETH
Zurich, Switzerland

The topic "Special Structures" at the IABSE Congress offers the occasion to give or to listen to reports on interesting special structures from modern constructions – interesting from the point of view of material choice, construction process, building assignment or function or the form of the structure. Into the topic come accordingly towers, pylons, reservoirs, pneumatic construction, large foundations, etc.

The papers to be read on this theme should as far as possible and within the necessary brevity go into the following questions:

- a) Why was this special structure necessary?
- b) What problems were to be solved?
- c) What solutions were open?
- d) How can the chosen solution be described?
- e) Why was this particular solution chosen?

Naturally the main preoccupation of each paper should centre around question (d); the other questions however lie equally well within the interest of the engineer and should therefore not be given too cursory a treatment.

For each paper it is proposed to allow 6 minutes' presentation time thus permitting, for example, the showing of up to 12 slides.

The contributions will be published in the Final Report. For this a maximum of 6 pages, including title, author's name, photos and drawings, are available. Those members of IABSE who intend to make a contribution on this topic are requested to send the camera-ready manuscript, prepared according to the "Instructions for setting out articles to be included in IABSE publications", to reach the IABSE Secretariat in Zurich by December 31, 1979.

A working group established by the IABSE Technical Committee is responsible for the selection of contributions. The authors will be advised by April 30, 1980 on the decision of this working group.



Le thème "constructions spéciales" offre aux participants la possibilité de présenter — ou d'entendre — lors du Congrès de l'AIPC, des rapports sur des constructions spéciales, d'un intérêt particulier dans le domaine de la construction moderne, par le choix des matériaux, la méthode de construction, la fonction de la construction, ou la forme de la structure. Ce thème comprend donc des constructions telles que tours, pylônes, réservoirs, construction pneumatique, grandes dalles de fondation, etc.

Les rapports présentés sur ce thème devront traiter les questions suivantes dans le temps limité accordé:

- a) pourquoi cette construction spéciale était-elle nécessaire?
- b) quelles étaient les problèmes à résoudre?
- c) quelles étaient les différentes solutions?
- d) quelle est la solution choisie?
- e) pourquoi cette solution a-t-elle été choisie?

Le point central de chaque rapport sera naturellement la question (d), mais les autres questions, étant d'un intérêt évident pour l'ingénieur, ne devront pas subir un traitement trop superficiel.

Le temps de présentation pour chaque rapport sera de 6 minutes, ce qui permet par exemple la présentation de 12 diapositives.

Les contributions seront publiées dans le Rapport final. Chaque contribution sera présentée sur 6 pages au maximum, y compris le titre, l'auteur, les photos et dessins. Les membres de l'AIPC qui désirent soumettre une contribution pour ce thème sont priés d'envoyer leur manuscrit préparé selon les "Directives pour la présentation d'articles dans les Publications AIPC" et prêt à être imprimé au Secrétariat de l'AIPC à Zurich avant le 31 décembre 1979. Un groupe de travail nommé par le Comité Technique de l'AIPC effectuera le choix des contributions. Les auteurs en seront avisés avant le 30 avril 1980.

Unter dem Thema "Spezielle Bauwerke" wird den Teilnehmern am IVBH-Kongress die Gelegenheit geboten, über interessante, aus Gründen der Materialwahl, des Bauverfahrens, der Bauaufgabe bzw. der Baufunktion oder der Bauwerksform spezielle Bauwerke des modernen Bauwesens zu berichten bzw. sich als Zuhörer orientieren zu lassen. Unter das Thema fallen demnach z.B. Türme, Masten, Behälter, Druckbehälter, Pneumatische Konstruktionen, grosse Fundamentplatten usw.

Die unter diesem Thema gehaltenen Referate sollen soweit als möglich und in der notwendigen Kürze auf die folgenden Fragen eingehen:

- a) Warum war dieses spezielle Bauwerk nötig?
- b) Welche Probleme waren zu lösen?
- c) Welche Lösungswege standen offen?
- d) Wie sieht die gewählte Lösung aus?
- e) Warum wurde gerade diese Lösung gewählt?

Natürlicherweise liegt der Schwerpunkt der einzelnen Referate bei der Frage d), die anderen angedeuteten Fragen liegen jedoch ebenfalls eindeutig im Interessengebiet des Ingenieurs und sollten deshalb nicht zu kurz kommen.

Für jedes Referat stehen voraussichtlich 6 Minuten Redezeit zur Verfügung, was z.B. die Vorführung von bis 12 Diapositiven gestattet. Die Beiträge werden im Schlussbericht veröffentlicht. Hierfür stehen jeweils maximal 6 Seiten einschliesslich Titel, Verfasser, Photos und Zeichnungen zur Verfügung.

Diejenigen Mitglieder der IVBH, die gewillt sind, einen Beitrag unter diesem Thema zu leisten, senden das gemäss den "Richtlinien für die Darstellung von Artikeln in den IVBH Veröffentlichungen" geschriebene, druckreife Manuskript bis zum 31. Dezember 1979 an das Sekretariat der IVBH in Zürich. Eine von der Technischen Kommission der IVBH eingesetzte Arbeitsgruppe ist für die Auswahl der Beiträge verantwortlich. Die Autoren werden bis zum 30. April 1980 über den Entscheid dieser Arbeitsgruppe benachrichtigt.



V

Building under Extreme Conditions

Construire dans des conditions extrêmes

Bauen unter extremen Bedingungen

Leere Seite
Blank page
Page vide



V

Building under Extreme Conditions and Development of Appropriate Construction Technologies

Construire dans des conditions extrêmes et évolution d'une technologie de construction appropriée

Bauen unter extremen Bedingungen und Entwicklung passender Bauverfahren

EDMUND HAPPOLD

Professor of Building Engineering

University of Bath

Bath, England

It is interesting to look at the City of Bath which, with its complex of Georgian buildings, represents one of the most perfect expressions in Europe of a single approach to architecture. It was designed by men who, in many cases, had never left the city and who based their designs on books about classical buildings. The root of their building style goes back to the Doric temple of 600 BC so it is perhaps not surprising that with 2300 years of study the architectural achievement was spatially superb. Yet these buildings are certainly not functionally perfect, and are often structurally weak, have few services and are damp, cold and ill built.

Compare the City with the new University at the top of the hill. The University is unusual among the new universities in Britain in that it is one single building. It is planned not only to achieve a unity but also to be adaptable for an ever evolving academic society. The cars are parked at ground level where the heavy duty laboratories are also sited. Above is a pedestrian concourse, the offices of the Schools, the library, social elements and main lecture theatres. Above these are the lighter laboratories and staff rooms while at either end of the main concourse are tower blocks providing student accommodation. The site is very exposed and the grouping considers this. The change from an individual craft based society to an industrial one is recognised economically by building with a series of standardised component parts. The realisation has entailed a whole range of clients, planners, architects, structural and environmental engineers, contractors and fabricators. Group interaction has produced it and it represents a much broader and more recent view of what is required. A view which started with the Bauhaus in the 1920's.

Modern design in civil engineering has become no different. The problems of a road are not only those of excavation, alignment and pavement design but also respond to the social and economic reasons for the road, the use of the road and its impact on the adjacent environment. The biggest volume of work lies with the civil engineer but the important decisions lie equally with the economic planners, landscape architects and environmental engineers.



Due to our density of populations, increased aspirations and new possibilities we need broader solutions which satisfy wider needs. Many professions are engaged in making design decisions and determining our built environment. These professions bring to the design and construction process different areas of knowledge and sensibility. We need these differences to achieve quality. But our biggest problem is how to work well together, how to understand what we each do best, how to have a common language and values. In other words how to evolve better methods of design and construction.

The congress in Vienna in 1980 gives an opportunity for this, perhaps more so because looking at the extreme conditions of a total construction problem exaggerates certain aspects and requires a very conscious approach. Case study papers on method and approach are needed in this area.

In a sense all civil engineering is the design of structure and has a very long history. Yet structural engineering really started about 200 years ago when the development of iron started a profession designing structures in man made materials which considers current fabrication and erection processes (for example the Central London stations, the Crystal Palace etc). This is the core of what we do, we apply rather than explain because we aim at producing a useful product. The knowledge we use need not be objective or complete as long as the product works. We redirect nature.

But in all we do we must have an aim and that aim is usually value; the cheapest appropriate structure combined with serviceability. Success in designing a structure which is cheap to build, cheap to run and cheap to maintain must depend on economic factors which are themselves dependent on geographical and other influences. No mathematical model can be evolved to optimise such a design as it would have too many variables. So we usually take a strong central 'belief' (or even two or three) as the thread to pin our design on. But to do that we need a very broad knowledge of a country's resources, materials and construction industry, climatology and other factors. For example there is no doubt that in Arabia a conditioned environment in most buildings is required for people to be able to work. Yet the indigenous population is relatively small and there is a lack of maintenance skills. So while recognising the need to air condition many buildings the minimising of electrical and mechanical servicing is essential. It has been predicted that by the year 2000 one third of the building industry in Britain will be engaged in maintenance, how much worse the problem could be in Arabia. So when we were working on the infrastructure design of the University of Riyadh we decided no building, except for symbolic ones, should be over three storeys high to reduce the need for elevators and went on to a whole series of built form studies to determine the fenestration, insulation, orientation and spacing of the buildings in order to reduce the servicing load. Climate, effective determination of land use and so on are the patterns which define the planning. While Arabia is a monetarily rich country the 'cost' of foreign skilled labour is high and the efficiency of their use of prime importance. Prefabrication in building is essential. The choice of structural materials and the choice of type and sizes of members taking into account labour skills and availability, problems of importation and the varying needs of the buildings is a complex one. Papers on projects in the context of a country's industrial abilities, its economic situation, its climate and location are needed.

The process of analysis of structural behaviour is quite developed. What the engineer is often less skilled in is the process of erection in extreme environments. The limitations of working conditions in extreme environments has been experienced by few. It may be that the giving of knowledge will lead to better proposals. We have strong social obligations to the countries we work for, our children will live in the world we leave them. Working in extreme conditions accentuates the problems which occur in all situations and should provide a learning tool at both the general and detailed levels which should enable us to be better at our professions.



Va

Building under Extreme Climatic Conditions

Construire dans des conditions climatiques extrêmes

Bauen unter extremen klimatischen Bedingungen

D.M. OSBORNE-MOSS

Chief Engineer, Offshore Engineering Division
George Wimpey Ltd
London, England

SUMMARY

This introductory report summarises the climatic conditions to be found in five different environmentally classified areas of the world. In each area it outlines briefly the effect of these conditions on design philosophy, use of materials and execution of the construction activity. The paper concludes that future engineering for extreme conditions would benefit from quantifying the experience already gained and by publishing appropriate engineering standards.

RESUME

Ce rapport introductif résume les conditions climatiques présentes dans cinq régions du monde – classées selon leur environnement. Ces conditions ont des effets divers sur la conception du projet, l'emploi des matériaux et l'exécution de la construction. Il est nécessaire que les activités futures du génie civil dans des conditions extrêmes bénéficient des expériences déjà acquises ainsi que de la publication des normes dans ce domaine.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht fasst die klimatischen Verhältnisse zusammen, die in 5 verschiedenen Gegenden der Welt herrschen. Für jede Gegend wird aufgezeigt, welche Einwirkungen diese Verhältnisse auf Entwurfskonzept, Anwendung verschiedener Baumaterialien und Bauausführung haben. Der Vorschlag, dass eine qualitative Bestimmung der bis jetzt gewonnenen Erfahrung und die Veröffentlichung von zweckmäßigen Normen dem Ingenieur beim Bauen unter extremen Bedingungen zugute kommen würden, beschliesst den Bericht.



Introduction

The motivation for undertaking construction projects in inhospitable areas of the world is frequently related to the exploitation of valuable natural resources such as minerals or hydrocarbons. Alternately such projects are required to provide essential communications or services to existing inhabited areas. Under these conditions the development of unusual and therefore expensive solutions are justified by either the economic return or social benefits that result. In recent years an increasing awareness has developed worldwide on two subjects directly related to the theme of this paper. One is the finite and in some cases quickly decreasing known reserves of essential natural resources and the need to conserve such materials by recycling or by eliminating unnecessary wastage whilst substitute materials are developed and additional sources are found by exploration. The second is the increasing world population and their expectations which eventually can only be accommodated inhabiting parts of the world which hitherto have remained underdeveloped due to difficult environmental conditions. Unfortunately, the solutions to these two problems are frequently incompatible as to sustain life under extreme climatic conditions requires a greater input of materials and energy than would be involved in temperate climates.

The design or construction engineer who has been brought up and educated in a temperate climate has little experience of how to adapt to extreme climatic conditions. The engineering textbooks and codes of practice he is familiar with have been derived from many years of construction experience in his own or similar climate. He therefore needs to understand the philosophy upon which familiar rules and standard practices are based so that when faced with totally different climatic conditions he can modify his design premise, choice of materials and construction methods to provide a comparable optimum structural solution.

Historically engineers have proved that this adaption to totally different constraints can be successfully achieved. The evidence for this success can be witnessed in all parts of the world where engineering teams from every country with a well established engineering profession have assisted local inhabitants to undertake construction projects to the highest standards. The skills displayed on such projects also assist the country of origin in improving both trade and relations between the participating countries. The contribution that our profession makes to home economies and to the raising of living standards in client countries is rarely given appropriate recognition.

Extreme environmental conditions can be divided into five distinct types where special designs, materials or construction techniques are required to produce a structure which compares with what is achievable in temperate zones.



1. OFFSHORE ENVIRONMENT

Undeveloped mineral resources on, or beneath, the continental shelf and beyond have been identified for some time. The only industry so far to seriously venture offshore has been the oil industry in its search for new supplies of oil and gas. Initially, offshore development took place in shallow i.e., up to 50 m water depth and relatively sheltered locations such as the Persian Gulf, Gulf of Mexico, Lake Maracaibo and South East Asia. In the last 10 years development has moved into water depths up to 300 m in the U.S.A. and up to 200 m in the North Sea where environmental conditions are the most extreme encountered to date.

Design parameters in the North Sea are dominated by the effect of 100 year storm waves which can reach 30 m in height. The associated current speed is 1.5 m/sec and wind speed is 50 m/sec. In addition an offshore platform typically has to support a 20,000 tonnes pay load of drilling and production equipment. These storm conditions control the size of structural members of both jacket and deck structures even though allowable material stresses are increased by one third for extreme load cases. The joints of such structures however require careful fatigue investigation for during a single year 5 million waves varying from 1 m to 30 m wave height will pass through the structure. Stiffening or thickening of members at joints subjected to large wave action force components is often necessary.

The majority of offshore structures are built of steel and as offshore development has moved into colder climates such as the North Sea the selection of steel properties for these conditions has required careful investigation and judgement. Grade 50 steel is universally used as greater stress capacity would be ineffective due to fatigue considerations. Primary steel work is generally grade 50D (BS 4360) with improved properties for low temperature impact. For parts of the structure subject to tension normal to the steel plate such as a brace connection on a node then additional through thickness properties are required to prevent laminar tearing. As the structure has a potential life of up to 25 years it has to be adequately protected against corrosion. Sacrificial anodes sometimes with epoxy coal tar coatings are the most common solution.

The construction and installation of offshore structures is based on the philosophy of doing as much work on land as possible and in the North Sea to restrict offshore construction to the summer weather window from May to September. The size of land built components is only limited by the capacity of the offshore construction equipment available for the installation. Jackets have been traditionally transported to the offshore location by barge but with



the early deep water platforms the capacity of existing barges was insufficient and self floating designs were evolved or as on the Forties field temporary floatation rafts were used. More recently larger launch barges have become available and designs up to 25,000 tonnes can now be accommodated. The deck structure is constructed in segments which are lifted by crane barges and set on top of the jacket after it has been piled to the seabed. The equipment is then installed in modular pieces on top of the deck structure. The current lifting capacity of offshore cranes is 3000 tonnes and the sea state conditions for such operations have been extended significantly by the new semi-submersible crane barges. A recent development to further reduce the installation and commissioning of the deck structure and modules is the concept of installing offshore a complete deck including equipment directly onto the jacket substructure. Part of this concept has already been used by many of the concrete offshore platforms where the buoyancy of the storage caissons of the structure allow a major percentage of the deck pay load to be installed inshore in deep sheltered water.

2. HIGH RAINFALL AND HIGH TEMPERATURES

In the tropics and semi-tropics temperatures vary from 20^o to 45^oC and the annual rainfall varies from 200 to 400 cm per year with rainy season peaks of 75 cm per month and 7 cm per hour. The average humidity is 80 percent and although wind speeds are generally low speeds of 65 m/sec can occur during typhoons.

A major design problem is accommodating material temperature changes of 60^oC by allowing sufficient movement at expansion joints. Differential temperatures are equally important as the resulting curvature will produce complex support reactions in an indeterminate structure. The rapidity of temperature changes as the sun sets or a tropical storm approaches can produce visible and audible motion as observed at the supports of a major steel box girder bridge in South America. Adequate drainage is essential to avoid foundation undermining and slope erosion during peak run offs.

On concrete structures reinforcement cover of 5 cm is required to avoid spalling due to corrosion of the reinforcement. Exposed steelwork requires regular painting and partly embedded steel should be galvanized. All materials are subjected to biological attack which quickly disfigure their surface although the structural properties may not be affected. Frequently local materials in particular hard woods have excellent durability. For example, in South America all temporary supporting members during building construction are timber due to the scarcity of steel scaffold.

Construction under these conditions can be extremely difficult due to simple problems like materials too hot to physically handle or more serious the presence of disease organisms. The availability of local construction plant may be limited and specialised skills such as welding among the local labour force may be non-existent.

3. HIGH RAINFALL AND LOW TEMPERATURES

These conditions occur in areas where continual wet snow occurs in the arctic and subarctic. Temperatures can vary between extremes of -70°C to $+40^{\circ}\text{C}$ and remain below -45°C for 8 weeks at a time. Wind speeds reach a maximum of 45 m/s in the subarctic and only 18 m/s in the arctic. In spring and autumn fog and poor visibility are prevalent and during November, December and January there is no sunlight and minimal twilight.

Permafrost can extend up to 600 m below the surface and of course presents an excellent foundation providing the structure is thoroughly insulated from the ground to avoid disturbing the natural thermal equilibrium. Continuous foundations should be avoided and all loads should be carried on footings or piles extending down at least twice the summer thawing depth. The use of separated foundations also assists the structure in accommodating the large temperature movements which occur.

Construction materials have to withstand the continuous presence of moisture and the seasonal freezing thawing cycles. Concrete can be successfully used provided freezing is avoided during setting by using a combination of rapid hardening cement and heated aggregates and/or water and leaving formwork in place until a strength of 10 N/mm^2 is achieved. Steam heating during curing is beneficial as strength only develops slowly at low temperatures. The supply of water is a major problem as to melt snow requires large quantities of energy. The most dependable sources are deep lakes and rivers with water below the maximum freezing depth.

All the construction materials apart from aggregates have to be imported to the construction site. In Alaska for example material can only be brought in by sea during August and September and for the rest of the year air transport is the most reliable although overland freighting using tractors and sledges is possible. The output of construction workers lowers once the temperature falls below -30°C and construction equipment has to be modified to operate below -50°C .

4. LOW RAINFALL AND HIGH TEMPERATURES

Desert conditions exist in the western areas of North and South America, the Sahara, Arabia, Iran, South Central U.S.S.R., Mongolia, North Central China and Central Australia. They are characterised by temperatures varying daily from 15°C to 50°C and surface temperatures reaching 80°C . Rainfall is less than 25 cm per year which occurs in less than 30 days producing extremely low humidity. Dust storms frequently occur at speeds up to 10 m/sec.

Design considerations are mainly concerned with minimising the effects of heat particularly for buildings where thick walls and insulation with minimum window areas can utilise the relatively cool nights to reduce artificial cooling during the day. Foundations are generally simple due to well compacted sand layers but attention must be given to protecting them from undermining during wind storms by



placing them deeper than usual. Large scale expansion of materials should be considered in detailing joints to avoid penetration of airborne dust.

Materials are subject to heat-aging resulting in premature loss of properties. Sand erosion can damage glass and plastic components and can remove protective coatings which is further aggravated by ultraviolet radiation. Steel lasts well provided it is coated with highly reflective paint as little corrosion takes place. Concrete of high quality can be produced by making sure the water and aggregate sources are uncontaminated and cool. Water curing should be used for a minimum of 24 hours to avoid surface cracking or plastic shrinkage cracks. Water supply is a major problem with sources being limited to wells, diversions from nearby streams or rivers on higher ground or from underground tunnels. Locally produced stone or bricks may sometimes be available and reduce the quantity of imported materials.

Construction in this climate has its difficulties for example, mechanical equipment requires carefully sealed high temperature lubrication systems. Personal discomfort may result from insects and night and early morning shifts should be used to minimise loss of worker efficiency. Western clothing and local clothing styles will help acclimation of personnel by increasing the loss of excess body heat.

5. LOW RAINFALL AND LOW TEMPERATURES

These conditions are found in the summerless polar ice caps of the Arctic and Antarctic and in Greenland. Compacted ice thickness in these regions can vary from a few metres up to 3000 m with dry powdery snow constantly present. Wind speeds can reach 90 m/sec and visibility can drop to 3 m particularly with fog in coastal areas. Temperatures can fall as low -90°C and may average -70°C with almost no rainfall.

Building design requires imaginative solutions and it is essential that all structures should be interconnected. Surface construction can be achieved using prefabricated components but requires extensive insulation and will continually attract snow drifts. Under surface construction within the ice cap has found to be more efficient as the temperature remains constant at -8°C and the ice is structurally sound for tunnelling without supports. Snow and ice can be used as a construction material for after mechanical compaction it can replace concrete in no-thaw areas. The disposal of waste material and polluted air from buildings requires careful consideration to avoid contaminating the area of inhabitation. Water supply is only available by melting the ice or by distillation of salt water.

Construction is limited to a period of 60 to 120 days i.e., November to January in Antarctica and June to September in Greenland. During these periods a 24 hour working day is possible provided material delivery is correspondingly scheduled. Outside these periods the combination of darkness, wind and blown snow make outside work highly inefficient. Land equipment for these regions has only



been partly successful with four track vehicles superior to two track vehicles where the crossing of crevasses is a problem. Power generation from imported fuel is expensive with up to 80% of the cost required for transportation. Nuclear power plants have been operating successfully in Alaska, Greenland and the Antarctic but the waste products have to be returned in containers for disposal.

CONCLUSIONS

Construction problems in areas of adverse climatic conditions are now being overcome through the development of environmental engineering. This is achieving acceptable living and working conditions despite the extreme weather or terrain naturally present. Experience of designing for and building in these remote areas is now considerable and will help in finding improved solutions for the future.

The conditions outlined previously can occur temporarily in temperate zones and when they do normal construction has to be suspended or revised construction methods adopted subject to satisfying the original design criteria. In temperate areas of the world low temperature weather conditions occur in mountainous regions resulting in limited construction periods and compliance with extreme climatic design and material constraints. Occasionally it is necessary to develop design codes for specialised structures subject to unique environmental forces as those previously described for offshore structures. An example is the recent work in the U.K. to produce a new code of loading for the design of tower structures up to 300 m tall. The code is intended to be applicable worldwide although specific meteorological data is only given for the U.K.

As development in extreme climatic regions becomes more commonplace then rationalisation of design and construction methods will occur and appropriate engineering standards will be published. The engineering development for the Alaskan oil fields and pipeline should enable detailed design codes for this region to be produced from the experience of the oil companies, their designers and their contractors. It is to be hoped that the detailed case studies to be written for this congress will also assist in promoting a wider knowledge of the solutions which have already been achieved.

REFERENCE

'Adverse weather' P.W. Roberts. A series of articles published by Civil Engineering in June and July 1962, February 1962 and May 1963.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Vb**Building under Extreme Environmental and Infrastructural Restrictions**

Construire dans des conditions extrêmes d'environnement et d'infrastructure

Bauen unter extremen Infrastruktur- und Umweltbedingungen

K. MAHMOOD

Head of Structural Engineering Division
University of Engineering and Technology
Lahore, Pakistan

SUMMARY

This report outlines the extreme environmental and infrastructural restrictions and discusses their influence on building design and construction. The restrictions may include shortage of materials, limited equipment and transport facilities, limited availability of skilled personnel, socio-economic and time factors. Development of appropriate construction technologies depends on adequately identifying these restrictions and taking them into account at all stages of a building project.

RESUME

Ce rapport esquisse les restrictions extrêmes d'environnement et d'infrastructure et présente leur influence sur le projet et l'exécution de constructions. Les restrictions peuvent avoir trait à un manque de matériaux, à un équipement et une infrastructure de transport de faible qualité, à une offre limitée de personnel qualifié, ainsi qu'à des facteurs socio-économiques et de temps. Le développement d'une technologie de construction appropriée dépend de la connaissance et de l'appréciation de ces restrictions ainsi que de leur prise en considération à chaque étape du projet.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht zeigt diejenigen Randbedingungen auf, die durch die Infrastruktur und extreme Umweltverhältnisse verursacht werden, und erörtert deren Einfluss auf den Entwurf und die Ausführung von Bauten. Unter Einschränkungen zählt man Mangel an Baumaterialien, Ausrüstungs- und Verkehrsanlagen, beschränkte Anzahl von Fachleuten und sozio-ökonomische sowie zeitliche Umstände. Die Entwicklung passender Bauverfahren hängt von einer genauen Kenntnis dieser Einschränkungen und deren Beachtung während aller Entwurfs- und Bauphasen ab.



1. INTRODUCTION

Building design and construction are influenced by a number of factors including local physical, environmental and infrastructural conditions. The success of a building project, therefore, depends on understanding these conditions and adopting suitable methods of design and construction. This is particularly important for building activity in a developing region where environmental and infrastructural restrictions may not allow the use of conventional methods of construction.

The environmental and infrastructural restrictions may include shortage of materials, limited equipment, limited availability of skilled personnel, transportation and communication problems, socio-economic and time factors. Overestimation of resources and facilities or underestimation of difficulties in the design of a building project may lead to lengthy delays during construction, overrun costs, legal complications, substandard end product or even structural collapse. It becomes, therefore, imperative to develop suitable designs and advance appropriate construction technologies in keeping with the extreme local conditions and restrictions. The specifications for works should also be consistent with local conditions, materials and equipment.

The paper describes the extreme environmental and infrastructural restrictions and discusses their influence on building design and construction. Several innovations in the fields of design and construction have recently been made for the speedy development of various regions of the world. It is not possible to present all such innovations and detailed case histories in one paper. The scope of the present paper is therefore limited to the discussion of main aspects of environmental and infrastructural restrictions and development of appropriate construction techniques.

2. BUILDING MATERIALS

Availability of materials plays a major role in the successful completion of a building project. At present, concrete and steel are the two main materials of construction. Steel is not locally produced in many countries and therefore it may not be feasible to construct a large number of steel structures in these countries.

Production of concrete also depends on the availability of constituent materials, e.g., cement and aggregates. It is usually most economic to use locally available aggregates to avoid increase in transportation cost and large storage at construction site. Depending on geographical location and source, some aggregates may not conform to relevant specifications. These aggregates should not be rejected solely on their physical properties, but should be tested in trial mixes to assess their suitability in terms of strength and durability of the concrete produced.

Due to tremendous increase in construction activity, there is a shortage of cement in many countries. The shortage can be overcome by setting up more cement plants or by importing cement from other countries. However, setting up of a new plant cannot be regarded within the purview of a building project and may have to be decided on a national level depending on the total demand of cement in the region. Import of cement may not be an economic proposition except for construction work in



border and coastal areas. Inland transportation of the imported cement may raise its delivered price substantially, thus affecting overall cost of the construction work.

Economy in the use of cement can be obtained by adopting proper methods of mixing and placing concrete and also by using good formwork to get smooth concrete surfaces which do not need plastering.

Special types of reinforcing steels and bar sizes above 1 in. (25 mm) diameter may not be readily available in certain areas. Some countries have recently changed to SI units of measurements but have not yet redesignated and produced metric reinforcing bars. Therefore, to avoid delays and gross mistakes at the site, working drawings should be prepared keeping in view the available materials and sizes.

In some regions it may be more economical to use brick or stone masonry than concrete construction for buildings up to 4 storeys. In the case of limited availability of portland cement, other cementing materials can be used for making mortars for brickwork and stonework. Gypsum, lime and pozzolanas have been used in various parts of the world for making mortars. In Pakistan, India and Egypt powdered broken tiles and pottery are also used for making mortar in minor masonry works.

Soil-cement blocks were introduced in many countries some time ago for low cost construction to replace the traditional mud or adobe dwellings. Recent studies indicate that due to increase in the price of cement, soil-cement block construction cannot be regarded 'low cost'. Therefore, in order to maintain the usefulness of this appropriate construction technology of machine made adobe blocks, it is essential to find out alternate cheap stabilizing materials. Lime may be used as a stabilizing material and studies are in progress to determine the optimum values of lime and water for making lime stabilized blocks.

To overcome the shortage of building materials research is also in progress on other locally available materials, including agricultural and industrial wastes, which may prove useful for constructing various types of structures.

3. CONSTRUCTION EQUIPMENT

In order to obtain certain standards it becomes imperative to use some mechanized operations in building construction. For example, large quantities of concrete cannot be produced without a concrete mixer. Development of an appropriate construction technology may, therefore, necessitate the introduction of simple and readily available equipment for achieving the desired standards. Cinvaram, the hand operated block making machine, can be an example of this type of equipment. Cinvaram is now locally manufactured in many countries. Two skilled labourers can use one Cinvaram for making about 300 blocks of stabilized soil in one day.

Most of the heavy construction equipment is not locally manufactured in developing countries, and therefore, limited equipment and machinery may be available at a building project. Efficient use of the available equipment can be made by analysing the operation of each machine and carefully planning the construction work. For example, at most construction sites a crane (mobile or tower) may be the only equipment available for handling formwork and steel reinforcement and also for placing



concrete above ground level. Building work can be successfully accomplished with the crane if all the operations are preplanned and a balanced cycle between different operations is maintained.

In some countries the energy crisis may also limit the use of mechanized means of construction. Maximum use of the available labour should be made in such cases. For example, unskilled labour can be used for excavation of building foundations and earthwork in road construction. However, it will be mandatory to employ compaction equipment for getting desired results.

Proper sequence in construction work can also be helpful in overcoming equipment shortage. In low-rise buildings if staircases are completed simultaneously with other construction, the stairs can be used for transporting materials and tools to work points above ground level. Concrete and bricks can be head carried in metallic baskets to the underconstruction level by labourers.

The design of precast concrete members and steel structure components and arrangement of shop and field connections should be carried out keeping in mind the available erection and transportation methods. Capacity of handling, erection and transporting facilities will control the weight and lengths of various members.

With limited equipment at a construction site, the need for its repairs and maintenance becomes very important, because breakdown of some machinery may mean stoppage of construction work. Therefore proper facilities for regular inspection, lubrication and maintenance work should be provided to keep the available stock in a running condition.

Materials testing equipment forms an essential part of modern building industry for maintaining quality and developing new materials of construction. Quite often adequate testing facilities are not available near the construction site and it becomes difficult to employ worthwhile quality control measures. Experience has shown that in such cases non-destructive methods of testing can be effectively used for checking quality and detecting defects during construction. Inexpensive and portable equipment is now available for conducting non-destructive tests. However, limitations of non-destructive methods must be kept in mind while interpreting the test data.

4. TRANSPORTATION AND COMMUNICATION

Lack of communication and transportation facilities may hamper speedy procurement of building materials and equipment and cause delays in the completion of a project. Construction techniques should, therefore, be developed keeping in view the limited transportation and communication facilities available in a region.

Besides irregular supplies of building materials, narrow and substandard roads may affect the working of ready mixed concrete industry in a developing region. The situation may be further aggravated due to non-existence of a communication system, say, a two-way radio, as most developing countries do not allow private use of a radio or wireless set. In such cases, it may be more appropriate to install small or medium sized ready mixed concrete plants in various parts of a city than a big plant. Telephone connections at the plant and the construction site may provide the necessary communication link.

The selection of a definite method of industrialized construction also depends, to a great extent, on the transportation system. For example, the use of heavy panels and box modules may not be feasible at present due to nonavailability of special trailers and good roads (1). However, precast beams of usual spans and slab units have been transported by medium sized trucks, even over long distances, for the construction of houses, schools and hospitals in many developing countries. In the absence of proper roads and trucks, horse and ox drawn carts have also been used to transport simple precast elements in remote areas without appreciable breakage.

Precasting and prestressing at site can be used to overcome shortage of transportation facilities. This method has been successfully used for the construction of major highway bridges in many developing countries. Precasting at site can also be used for large building projects. This method of construction will be particularly useful when sufficient space is available near the site to set up precasting plants.

Besides roads and railways the use of other types of transportation system should also be explored. In some cases waterways can provide excellent means of transporting materials and equipment.

5. SKILLED MANPOWER

Architects, engineers, managers, technicians and labourers form a part of the manpower needed for designing and executing building programmes. In many countries labour is available but engineers and other qualified supervisory personnel are not available. In some other countries there is a shortage of expertise and skilled labour. An analysis of the failures of four bridges in Bangladesh (2) indicates that the lack of supervision during construction due to the shortage of experienced engineers was the main cause of the bridge failures. In most cases the reinforcement had not been placed according to the detailed drawings of various bridges.

The oil-rich developing states which are deficient in construction materials, equipment and labour imported almost every thing from other countries for their building projects. In such cases the approach is to develop structural systems and construction technologies which require a minimum of manpower and a short construction period. This objective is achieved by using sophisticated materials and advanced construction equipment.

Export of labour to oil-rich developing countries has caused a shortage of skilled labour in other developing countries. Labour in these countries is now not cheap when considered in terms of skills and output.

The success of labour intensive methods of construction also depends on the effective control over the labourers by experienced supervisory staff. Therefore, there is a need to develop improved construction management techniques taking in to account the local socio-economic and political conditions.

The shortage of skilled personnel cannot be solved in an overnight. Appropriate steps should be taken to establish technical institutions and training centres for producing qualified engineers, managers and other skilled personnel. The objectives of these institutions should be



to teach the modern know-how of building design and construction and practical ways of adapting this know-how to suit local materials, tools and methods. Opportunities of continuing education should also be provided to the technical personnel working in developing countries to improve their knowledge.

6. SOCIO-ECONOMIC CONSTRAINTS

Building projects should be constructed at a cost society can afford. It may not be within the constraints of available resources to implement very spectacular, luxurious and expensive plans. The designs should, therefore, be simple and functional. Specifications and quality of workmanship should also be in keeping with the ultimate use of the projects.

Socio-economic constraints may include settlement patterns, family size and organization, educational levels, employment, distribution of wealth, cultural and religious practices. These constraints will influence planning and design of projects as well as methods of construction. For example, it may be considered appropriate to adopt labour intensive building techniques for a large project as such techniques will also provide a means of unemployment relief for the region. In rural areas it may be possible to develop appropriate construction techniques for dwellings and farm houses on a self-help basis. In these methods rural families construct their houses on a self-help or mutual aid basis with or without technical and financial support from government. Such schemes of rural development are already in operation in many countries.

Design of houses, schools and work spaces should take into consideration the local climatic conditions and sociological needs as most people cannot afford artificial heating/cooling arrangements and other services. Inadequate identification of these needs may lead to partial or total rejection of the constructed facility by the intended occupants. Most of the low cost housing techniques developed during the years do not provide adequate thermal comforts. The saving in cost has been permitted by reducing ceiling height and thickness of walls without paying much attention to the climatic conditions. In some new type of houses constructed in rural areas of Turkey (3) the bathroom and kitchen became useless as no running water was available. These services were ultimately converted into stores for crops because no provision existed in those dwellings for storing agricultural produce.

Maintenance also forms an important part of building construction. Only such structures, finishes, paints and fittings should be used which are in complete harmony with the social and economic characteristics and require a minimum maintenance. It has been observed that some times consultants specify expensive materials and fittings which are not locally available and replacements are difficult to obtain. The building therefore presents an ugly appearance due to broken fittings and worn out paints and finishes.

7. TIME RESTRICTIONS

Time factor assumes a great importance in modern construction industry. Worldwide inflation, increase in construction volume and energy crisis are some of the factors which impose time restrictions on building projects.



Lengthy delays in the completion of a project may affect its overall cost. These delays can be avoided if causes of difficulties are adequately identified and considered in design and construction. Each operation of design and construction should be carefully analysed and scheduled. Alternate solutions should be considered to determine the most efficient, economical and time saving procedures. Material and equipment delays should be avoided by advance procurements and expediting deliveries. These steps certainly call for a team work by the planner, architect, engineer and contractor.

Considerable savings in time can be obtained if drawings are available at the start of the project. Excavations can start even before the completion of drawings, provided the general layout and certain structural dimensions are known.

As mentioned earlier, alternate materials and methods can be used to reduce construction time. For example, in precast concrete construction the duration of production cycle can be reduced (and thus output increased) by using high alumina cement in place of portland cement or by using steam curing procedures for portland cement concrete.

Construction management techniques should be applied to minimize the risk of not completing a project within estimated cost and time. The critical path method may be used to plan, analyse and control a building project. Abnormal time limitations may require a project to be completed under a crash programme of construction (4). Crash programme may be implemented by increasing the rates of providing materials, increasing the labour force and/or increasing the construction equipment. This programme may also require the available labour to work overtime at premium wage rates. Therefore, crash programme may result in an increase in the overall cost of construction. An analysis by the critical path method can be carried out, using possible alternatives, to select the schedule which requires a minimum increase in the cost.

8. CONCLUSIONS

There are a number of environmental and infrastructural constraints which influence building design and construction in a developing region. These constraints may include availability of materials, equipment, transport and manpower, energy supplies, cultural and religious practices and time limitations.

Appropriate methods of design and construction should be developed in keeping with these constraints. Building projects must be correct in concept right from the feasibility studies to the ultimate use of the constructed facilities. These facilities must be socially and economically justified.

Due to the rapidly increasing oil prices, energy consumption in building construction has assumed a great importance in recent years. Studies in developed countries (5) indicate that structures in concrete consume the lowest energy when compared with similar structures in steel or brick. Such studies should also be carried out in developing regions on locally available materials and methods to find out appropriate construction technologies which require a minimum consumption of energy.

In the development of appropriate construction technologies success can be achieved if the environmental and infrastructural constraints are



properly identified and the planners, architects, engineers, contractors and other technical personnel work as a team.

Management techniques must be applied for the proper planning of construction works in developing countries in order to obtain savings in cost and time.

REFERENCES

1. Wasti, S.T. and Mahmood, K., "How Developing Countries can Best use the Construction Know-How of Developed Countries and Apply it to Local Conditions", IABSE Symposium(Munich 1977), Final Report, IABSE Publications, Zurich, 1978, pp. 115-120
2. Salam, S. A., "Four Highway Bridge Failures Analyzed", Journal of the American Concrete Institute, Proceeding Vol. 74, No. 3, March 1977, pp. 128-132.
3. Erdentug, N., "Socio-Cultural Factors to be Considered in the Building of Rural Housing", CENTO Symposium on Rural Housing, Ankara, 1973, pp. 204-207.
4. Peurifoy, R.L., "Construction Planning, Equipment, and Methods", McGraw-Hill Book Company, 1970.
5. Beijer, O., "Energy Consumption Related to Concrete Structures" (in Swedish), Nordisk Betong, Stockholm, No.3, 1974, pp. 17 (translated in English by A.E. Fiorato, Journal of the American Concrete Institute, November 1975)



VI

Building Physics

Physique du bâtiment

Bauphysik

Leere Seite
Blank page
Page vide

Vla

Energieeinsparung in Gebäuden

Energy Saving in Buildings

Economie d'énergie dans les bâtiments

ERICH PANZHAUSER

Prof. Dr.

Technische Universität Wien

Wien, Österreich

ZUSAMMENFASSUNG

Ein wesentlicher Teil des gesamten Energieverbrauchs in den entwickelten Ländern wird für Raumheizung und Raumkühlung aufgewendet. Eine ganz analoge Entwicklung bahnt sich für die Entwicklungsländer an. Die zunehmende Verknappung der Ressourcen zwingt, Alternativen zu entwickeln, die sich insbesondere auf die energiegerechte Planung von Neubauten, auf die energiegerechte Verbesserung und Umgestaltung bestehender Gebäude und auf die Entwicklung von Bauteilen bezieht, die in der Lage sind, die Energiebilanz wesentlich zu verbessern.

SUMMARY

A considerable proportion of the entire energy consumption in the advanced countries is used for room heating and cooling. A similar development is underway in the developing countries. The worsening shortage of resources necessitates the development of alternatives based on the energy-conscious planning of new buildings, energy-conscious improvement and remodelling of existing buildings, and the development of building materials which will be able to contribute considerably to the improvement of the energy balance.

RESUME

Une partie considérable de la consommation totale d'énergie dans les pays développés est utilisée pour le chauffage et le refroidissement des bâtiments. Une évolution analogue se fait sentir dans les pays en voie de développement. La limitation des ressources nécessite le développement de solutions de remplacement qui permettraient d'améliorer considérablement le bilan énergétique, en particulier lors du projet de nouvelles constructions, lors de la transformation de constructions existantes et lors du développement de nouveaux matériaux de construction.

1. ENERGIEBEDARF UND ENERGIEVERBRAUCH VON GEBÄUDEN

Es besteht kein Zweifel, daß der riesige Baubestand an Wohnhäusern, Bürogebäuden und Industrieanlagen auf der ganzen Welt, sowie die tradierten Planungsgewohnheiten nicht den Anforderungen an eine zeitgemäße energiebewußte Gestaltung unserer Umwelt entsprechen. Der Übergang auf energiespar-samere Wirtschaftsformen wird auch eine Verminderung des Energieverbrauches im Bereich der Raumheizung und Raumkühlung notwendig machen.

Wie eingehende Analysen in einigen Ländern gezeigt haben, wird allein die Verbesserung der thermischen Qualität von Neubauten in den nächsten Jahrzehnten zu keiner wesentlichen Verlangsamung der Energieverbrauchszunahme führen, wenn nicht gleichzeitig auch die bestehenden Objekte thermisch so verbessert werden, daß wirtschaftlich vermeidbare Wärmeverluste unterdrückt werden. Sowohl die Verbesserung der Entwurfsmethoden von Neubauten als auch die Einführung von Verbesserungstechniken im Althausbestand erfordert die Entwicklung von Technologien und Strategien.

Der tatsächliche Energieverbrauch eines Gebäudes hängt zumindest von drei großen Einflußgruppen ab:

- Klimafaktoren
- Gebädefaktoren
- Nutzerfaktoren

Einen Überblick über die Vielfalt der Einflußmöglichkeiten dieser Faktoren auf die Energieverbrauchsanteile zeigt die folgende Abbildung:

EINFLUSSFAKTOREN AUF DEN GESAMTENERGIEVERBRAUCH IM WOHNHABITAT											
FAKTOREN	ENERGIESTRÖME										
	Q_{Tf}	Q_{Tf}	Q_{LM}	Q_{LN}	Q_{LL}	Q_{EL}	Q_{WW}	Q_S	Q_K	Q_A	η
KLIMAFAKTOREN											
AUSSENTEMPATUREN	○	○	○	○	○						
STRAHLUNGSKLIMA								○			
WIND				○	○						
ENTWURFSFAKTOREN											
WARMESCHUTZ	○	○		○				○			
HEIZUNGSTECHNISCHE INSTALLATIONEN			○								○
REGELUNG UND STEUERUNG	○	○	○	○				○	○		
NUTZERFAKTOREN											
VORZUGSTEMPERATUR	○	○	○	○	○			○	○	○	
HANDREGELUNG DER INNENTEMPERATUR	○	○	○	○	○			○	○	○	
LÜFTEN					○						
STROM- UND WASSERVERBRAUCH						○	○				
WARTUNG UND BEDIENUNG			○								○

Bei der energiegerechten Planung von Neubauten muß bereits eine intensive Nutzung der Klimagunst der Baugebiete sowohl im Bereich der regionalen Siedlungsplanung als auch im Bereich der Objektplanung einsetzen. Die seit vielen Jahrzehnten gesammelten Klimadaten stellen zwar eine ausreichende Grundlage für eine bauklimatologische Neuorientierung dar, doch ist zum größten Teil noch nicht die erforderliche Transformation in konkrete Planungsanleitungen gelungen. In einer Reihe von Ländern sind planungsgerechte Klimadatenbücher erst in Ausarbeitung oder zumindest noch kein selbstverständlich angewandtes Planungsinstrument. Die Ausnutzung der Klimagunst ist bei historischen Gebäuden und Siedlungsstrukturen sehr häufig in viel höherem Maße anzutreffen als dies bei Planungen der letzten Jahrzehnte der Fall ist. Daher wird auch die Analyse der Klimaanpassung historischer Bauformen und Siedlungsweisen wertvolle Informationen für die Entwicklung zeitgenössischer Planungskonzepte liefern.

2. ENERGIEBEWUSSTER ENTWURF UND ENERGIEGERECHTE GESTALTUNG VON OBJEKTEN

Das schlagartige Ansteigen des Energieverbrauchs zur Raumheizung begann im Zeitalter der Industrialisierung zunächst mit einer stürmischen Entwicklung der Haustechnik (Entwicklung von zentralen Beheizungssystemen) und anschließend mit einer Tendenzwende in der Architektur.

Eliminierten zunächst die Zentralheizungsanlagen die früher üblichen Zwischen- und Pufferklimaräume in den Gebäuden, die ermöglichten, daß die eigentlich beheizten Räume mit relativ geringem Energiebedarf konditioniert werden konnten, so führte die Faszination durch die neuen Baustoffe Stahl, Beton und Gas zu einer Architektur des industriellen und nachindustriellen Zeitalters. Die Architektur des Bauhauses war beispielsweise geprägt vom Industrialisierungsgedanken im Bauwesen und führte, in Verbindung mit einem Überangebot an billiger Energie, zur "internationalen Architektur", deren energiedurchlässige Vorhangfassaden in der ganzen Welt, und unabhängig von klimatischen Gegebenheiten, ausgeführt wurden. Der Energiepreis war schon in den ersten zweieinhalb Jahrzehnten nach dem zweiten Weltkrieg kein restringierender Faktor für die Gebäudeplanung; die Haustechnik (Heizung und Klimatechnik) ermöglichte die scheinbar völlige Unabhängigkeit von örtlichen Klimagegebenheiten.

Die drohende Verknappung der Energie führte erst in jüngster Vergangenheit zur Energiepreisteigerung und damit dazu, daß der Energiepreis als wesentlicher Faktor bei der Optimierung von Gebäudehüllen in Erscheinung tritt. Besondere Aufmerksamkeit wird auf die Kostenwirksamkeit aller Maßnahmen zur Optimierung der thermischen Qualität von Gebäuden zu richten sein. Vielleicht wird in absehbarer Zeit der Entwurf von Gebäuden mit extrem niedrigem Heizenergieverbrauch für Architekten ebenso faszinierend sein, wie es in der Vergangenheit die Verwendung von Glas und Stahl in der Architektur waren. Von be-



sonderem Interesse für die Weiterentwicklung der Bautechnik sind zweifellos alle spekulativen Versuche, Gebäudehüllen mit Null-Energieverbrauch zu entwickeln.

3. ENERGIEGERECHTE VERBESSERUNG BZW. UMGESTALTUNG BESTEHENDER GEBÄUDE

Die außerordentlich lange Nutzzeit baulicher Strukturen erfordert, diese Bausubstanz für künftige Nutzung in thermischer Hinsicht zu verbessern. Hier tauchen besondere Probleme auf. Die alte Bausubstanz hat neben ihrer Realfunktion auch eine wichtige Symbolfunktion: die spezifische Baugestalt alter Häuser, Straßenzüge, Plätze und Höfe prägt das Gesicht unserer Stadtlandschaften. Diese Stadtgestalt darf nur behutsam oder gar nicht geändert werden, damit unsere Siedlungsräume nicht ihr Gesicht verlieren. Damit kommt der gestalterischen Seite der thermischen Verbesserung der alten Gebäudesubstanz eine besondere Bedeutung zu. Hier liegen erst wenige Erfahrungen vor.

Ein weiteres Problem ist die technische Frage der Verbesserung der thermischen Qualität bestehender Häuser. Wirtschaftliche Methoden zur Verbesserung der Gebäudehülle sind erst teilweise entwickelt, und insbesondere die Einführung von passiven Systemen der Sonnenenergie-Nutzung im Bereich der thermischen Verbesserung erfordert mittel- bis langfristige Entwicklungsarbeiten.

Sowohl Fragen der Verträglichkeit passiver sonnenteknischer Systeme mit bestehenden oder künftigen Energieversorgungssystemen sowie die Akzeptanz sonnenteknischer Systeme durch die Benutzer sind noch im großen Maßstab zu prüfen. Ein besonderes Problem im Bereich des Altbaues stellt überhaupt das Verhalten der Bewohner auf die Verbesserung der thermischen Qualität von Altbauten dar. In diesen Bereichen sind erst wenige orientierende Untersuchungen durchgeführt worden.

4. BAUPHYSIK DES FENSTERS

Das Fenster als thermisch, akustisch und brandschutztechnisch kritische Stelle in der Gebäudehülle verdient das besondere Interesse eines Planers. Das Fenster ist ja nicht nur ein energetisches, sondern das wichtigste informatorische Verbindungselement zwischen Innen- und Außenraum.

Optimierungsansätze in energietechnischer Hinsicht müssen auch einen informatorischen Aspekt des Fensters mit einbeziehen, um im Bereich der Architekturplanung nutzbringend angewendet werden zu können. Ein zeitgemäß geplantes Fenster hat sich längst aus seiner früheren Rolle als thermische Schwachstelle zu einem thermisch mindestens gleichwertigen Element in der Gebäudehülle entwickelt. Von besonderem Interesse sind Versuche, Fensterelemente zu entwickeln, die auch während der Heizperioden eine positive Wärmebilanz aufweisen. Zeitgemäße Planungsmethoden gehen dahin, das Fenster als regelbares System aufzufassen,

dessen thermische, visuelle, lüftungs- und beleuchtungstechnische Funktion vom Benutzer des jeweiligen Raumes seinen Bedürfnissen möglichst weitgehend angepaßt werden kann.

5. BAUPHYSIK IN ANDEREN KLIMAGEBIETEN

Bei der hohen internationalen Wirtschaftsverflechtung beginnt auch die Bauwirtschaft ihre nationalen Grenzen zu überschreiten. Damit müssen sich sowohl Bauplanende als auch Baudurchführende mit bauphysikalischen Problemen befassen, die sich in besonders kalten oder trocken-heißen oder feucht-heißen Gebieten der Erde ergeben. Diese Probleme sind insbesondere im Zusammenhang mit der Entwicklung energiegerechter Bausysteme von globaler Bedeutung. Bauphysikalische Erfahrungen, die unter extrem klimatischen Bedingungen gemacht werden, ermöglichen umgekehrt auch vertiefte Einsichten in das bauphysikalische Verhalten von Gebäuden in gemäßigten Klimazonen.

6. CALL FOR PAPERS

Insbesondere sind Beiträge zu folgenden Themen erwünscht:

- Verwertung der Klimagunst von Baugebieten im Bereich der Regional- und Siedlungsplanung;
- Nutzung der Klimagunst bei der Auswahl von Bauland;
- energiebewußtes Entwerfen und energiebewußte Gestaltung von einzelnen Objekten;
- Optimierungsverfahren für den Entwurf von Gebäudehüllen;
- Kostenwirksamkeit von thermischen Verbesserungsmaßnahmen von Gebäuden;
- Entwurf von Gebäuden mit niedrigem Heizenergieverbrauch;
- energiegerechte Verbesserung und Umgestaltung bestehender Gebäude;
- Methoden der thermischen Verbesserung der Gebäudehülle bestehender Gebäude;
- Methoden der Anwendung passiver sonnentechischer Systeme zur thermischen Verbesserung von Altbauten;
- das Fenster als energetisches und informatorisches Verbindungselement zwischen Innen- und Außenraum;
- das Fenster als thermische Schwachstelle oder Heizfläche für den Innenraum;
- das Fenster als regelbares System;
- bauphysikalische Probleme in kalten Gebieten der Erde;
- bauphysikalische Probleme in trocken-heißen und feucht-heißen Gebieten der Erde.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIb

Gebäudelüftung

Building Ventilation and Infiltration of Buildings

Ventilation dans bâtiments

VIKTOR STEHNO

Dipl.-Ing., Dr. techn.

Technische Universität Wien

Wien, Österreich

ZUSAMMENFASSUNG

Die Gebäudelüftung ist aus physiologisch-hygienischen Gründen zur Reinhaltung der Luft eine zwingende Notwendigkeit.

Im nachstehenden Bericht wird ein Überblick über den derzeitigen Stand der Gebäudelüftung gegeben und auf die weiteren Probleme hingewiesen. Dabei soll diese Darstellung die Gebäudelüftung durch bautechnische Massnahmen, im Sinne von BAUKLIMATIK, also die Erzielung eines entsprechenden Raumklimas, vornehmlich durch bautechnische Massnahmen allein, behandeln.

SUMMARY

For physiological and hygienic reasons, the air in a building must be kept clean, and to this end proper building ventilation is of vital necessity.

The following report presents a review of the present state of building ventilation and infiltration and points out the broader problems connected with it. The report considers building ventilation as that achieved by constructive means, in the sense of "structural air conditioning", in other words the realization of a suitable room climate especially through constructive means alone.

RESUME

Pour des raisons physiologiques et d'hygiène, il est absolument nécessaire que l'air dans un bâtiment soit propre: la ventilation correcte du bâtiment en est une condition indispensable. Le rapport présente l'état actuel des connaissances dans la ventilation de bâtiments et mentionne quelques problèmes généraux. La ventilation des bâtiments obtenue grâce à des mesures constructives — dans le sens d'une "climatisation par des mesures constructives" — permet de réaliser l'environnement climatisé désiré.



0. EINLEITUNG

Zur Erzielung des Wohlbefindens und zur Erhaltung der Leistungsfähigkeit für die Benutzer von Wohn- und Arbeitsräumen ist ein behagliches Raumklima die Voraussetzung. Hierzu gehört auch eine befriedigende Luftqualität. Tatsächlich wird aber die Luftqualität wieder durch den Menschen selbst, aber auch durch andere Faktoren laufend verändert oder verdorben. Die verbrauchte, bzw. verunreinigte Raumluft muß nun durch Lüftungseinrichtungen wieder qualitativ und quantitativ verbessert werden. Dies ist die Aufgabe der Gebäudelüftung, die heute aus bauphysikalischen Gründen, besonders wegen des Schall- und Wärmeschutzes und wegen der Energieeinsparung, die in ihren einzelnen Anforderungen oft divergierende Maßnahmen erfordern, zu einem physikalisch-technischem Problem wird.

Für die restlose Beherrschung der Gebäudelüftung bestehen heute noch große Forschungslücken, besonders in physiologischer, hygienischer, physikalischer und bautechnischer Hinsicht. Weiters sind viele theoretische Aussagen noch nicht umfassend genug und auch experimentell noch nicht bestätigt; dies gilt besonders für den Wohnbereich.

Zur Erhaltung und zur Gewährleistung einer Raumluft von bestimmter Qualität und Quantität ist eine genügende Lüftung, welche die verbrauchte und verunreinigte Luft durch Frischluft ersetzt, die wichtigste und wirksamste Maßnahme.

Im nachstehendem Bericht wird ein Überblick über den derzeitigen Stand der Gebäudelüftung gegeben und auf die weiteren Probleme hingewiesen. Dabei soll diese Darstellung die Gebäude - lüftung durch bautechnische Lüftungsmaßnahmen (im Sinne von BAUKLIMATIK), also die Erzielung eines entsprechenden Raumklimas, vornehmlich durch bautechnische Maßnahmen allein, behandeln. Somit wird versucht die Grundlagen und die lüftungstechnische Konzeption der Gebäudelüftung in bauklimatischer Hinsicht und die dabei offenen Probleme zu beleuchten.

1. PHYSIOLOGISCHE UND HYGIENISCHE GRUNDLAGEN

1.1. Luftreinheit und Wertmaßstäbe derselben.

Für die Luftreinheit werden als Maßstab für die Verunreinigung, die die Behaglichkeit beeinflussen, folgende Faktoren herangezogen :

Staub,
Gase und Dämpfe,
Gerüche,
Wärmeabgabe,
Kohlensäureproduktion und Sauerstoffmangel,
Mikroorganismen,
Verunreinigungen von außen oder aus dem Raum.

Die Folge unzulässiger Gehalte dieser Verunreinigungen sind Gesundheitsschäden, Belästigungen, bauliche Schäden, sowie toxische Wirkungen auf Menschen und Tiere.

Besonders kritisch werden Gase und Dämpfe im Wohn- und Arbeitsbereich. Wird die schädliche Auswirkung am Arbeitsplatz durch die Angabe des zulässigen MAK-Wertes berücksichtigt, so ist bei Wohnungen, besonders bei Küchen dies noch nicht üblich. Da in letzter Zeit bereits bei Verwendung von Erdgas für Kochzwecke in Küchen Klage über eine Reizung oder Schädigung der Bronchien und auch über andere gesundheitliche Belästigungen geführt wird, sollte der Nachweis der zulässigen Werte der MAK-Wert-Liste auch auf die Küchen von Wohnungen erweitert werden.

Allgemein ist die Einhaltung der MAK-Werte eine notwendige Bedingung, es erscheint jedoch fragwürdig, ob diese allein schon eine hinreichende Bedingung darstellt. Mag dies vielleicht bei Umschließungsoberflächen üblicher Art, also Verputz o. dgl. der Fall sein, so wird sicherlich die Luftreinheit auf Dauer jedoch auch beeinflusst von der möglichen Speicherfähigkeit der Umschließungsoberflächen in Bezug auf Verunreinigungen. Denn bestimmte Oberflächen werden mehr

oder minder als Verunreinigungsspeicher wirksam sein können und damit die Konzentration ver - stärken können.

Die Beurteilung der Oberflächenverkleidungs- , Beschichtungsbaustoffe usw. wäre daher in Bezug auf ihre günstige oder ungünstige Speicherwirksamkeit für Luftschadstoffe physiologisch und hygienisch zu prüfen.

Die Wertmaßstäbe der Luftreinheit sind derzeit bei der technischen Anwendung :

Festlegung der Außenlufrate,
Festlegung der Luftwechselzahl,
der CO_2 - Maßstab,
der MAK-Wert, sowie der MIK-Wert.

Aus diesen Werten wird der erforderliche Zuluftstrom berechnet, wobei man häufig mehrere Maßstäbe zum Vergleich heranzieht. Es muß dabei auch heute schon die maximale Immissionskonzentration (MIK-Wert) berücksichtigt werden. Da heute sehr häufig mehrere Komponenten maßgeblich werden ist die Berücksichtigung der ungünstigsten Kombination erforderlich.

1.2. Der elektrische Zustand der Luft.

Die in der freien Atmosphäre befindlichen elektrischen Wechselfelder üben einen Einfluß auf die Behaglichkeit aus, deren Auswirkung noch nicht hinreichend geklärt ist, während für das elektrische Gleichfeld keine schädlichen Einflüsse auf die Behaglichkeit nachgewiesen sind.

Nach bisherigen Untersuchungen können Ozonierung und Jonisation der Luft sich schädlich auswirken, andererseits ist bereits nach neueren Forschungen mit dem zusätzlichen Einsatz von Jonisatoren eine Verbesserung des Raumklimas möglich.

Es ist also noch die Frage offen, ob besonders auch bei nur belüfteten Räumen der Ein - satz von Jonisatoren das Raumklima verbessern kann. Weiters inwieweit ein Einfluß von Um - schließungsoberflächen aus Kunststoff auf den elektrischen Zustand der Luft, bzw. auf ihre Rein - erhaltung besteht.

1.3. Zusammenfassung

In der technischen Anwendung ist es derzeit üblich, die einzelnen Belastungen des Raumklimas in Bezug auf die Luftreinheit einzeln zu behandeln, bzw. mehrere Zustände zu superponieren. Inwieweit eine solche Superposition physiologisch und hygienisch zulässig erscheint und wie die einzelnen Wertmaßstäbe den heutigen Emmissions- bzw. Immissionsverhältnissen, für ihre Anwendung am Arbeits- wie im Wohnbereich gerecht werden, würde einer integrierten Zusammenfassung be - dürfen.

Die Behaglichkeitsfelder für die verschiedenen Behaglichkeitskriterien geben weiters die Richt - linien für die erforderliche Konditionierung der Luft in Bezug auf das Raumklima für die Be - nutzung von Wohn- und Arbeitsräumen. Während für technische Räume bzw. Betriebe spezielle Anforderungen besitzen.

2. KLIMATOLOGISCHE UND METEOROLOGISCHE GRUNDLAGEN

Wesentliche Bedeutung auf die Lüftung hat der Windeinfluß. Himmelsrichtung, Windgeschwindig - keit, Bodenreibung, Art des Gebäudegrundrisses usw. bestimmen das einzelne Windgeschwindig - keitsprofil. Über die Aerodynamik des Windes für verschiedene Verbauungen und die Beeinflussung der Lüftung liegen umfangreiche Arbeiten vor, die ihren Niederschlag bereits auch in neuen Richt - linien finden, die meteorologische Ermittlungen berücksichtigen.

Zur Beurteilung der Wirksamkeit baulicher Maßnahmen, die von der Windgeschwindigkeit abhängen, wäre eine umfassendere Datenangabe über die orts- und temperaturabhängige Wahrscheinlichkeit des Auftretens von maximalen Windgeschwindigkeiten notwendig. Das heißt es wäre, ähnlich wie bei



der Wärme, das instationäre Verhalten des Windes in einer Modellfunktion zu beschreiben. Vielleicht ließen sich zeitraumabhängige äquivalente Windstärkepegel zur differenzierteren Beurteilung geographischer Lagen angeben.

3. LÜFTUNGSSYSTEME UND IHRE TECHNISCHE ANWENDUNG

Die Lüftungssysteme gliedern sich in die freie Lüftung und in die Zwangslüftung. Hier soll vornehmlich die freie Lüftung behandelt werden, bei der der Luftwechsel durch die natürlichen Kräfte der Temperaturdifferenzen und des Winddruckes zustande kommen. Also bei der der Luftwechsel durch Fensterfugen, Fenster, Lüfter, Querlüftung, Schachtlüftung, Dachaufsatzlüftung u. dgl. herbeigeführt wird. Wobei auch mechanische Antriebe (Gebläse usw.) zur Verstärkung angewendet werden. Diese Art der Gebäudelüftung verlangt also bauliche Maßnahmen, um eine optimale Wirkung zu erzielen. Es ist somit eine Aufgabe der BAUKLIMATIK. Aber es sind damit auch die Grenzen abgesteckt, denn spezielle Aufgaben werden nur mit Hilfe der KLIMATECHNIK zu bewältigen sein.

Allgemein kann man die Lüftungsarten wieder unterscheiden, in die bautechnische Lüftung, die der freien Lüftung entspricht, in die regeltechnische Lüftung, die bei schlecht regelbaren Heizsystemen als "enregievergeudende Fensterlüftung" bekannt ist und in die hygienische Lüftung, die die physiologisch und hygienisch erforderliche Frischluft rate gewährleisten soll.

Schließlich muß noch erwähnt werden, die Lüftung mit Abluftwärmerückgewinnung. Hier sind regenerative Wärmetauscher mit drehenden Speichermassen, sowie rekuperative Wärmetauscher mit Wärmetauscher mit Wärmedurchgang durch eine metallische Wand, sowie andere Kombinationen möglich. Welches System im Einzelfalle in Frage kommt, ist jeweils durch eine Kosten-Nutzenrechnung zu entscheiden.

Bei der bauklimatisch erforderlichen Lüftung muß die physiologisch-hygienisch erforderliche Lüftungsrate eingehalten werden, sie soll aber, wegen der Lüftungswärmeverluste während der Heizsaison auch nicht wesentlich überschritten werden. Es ergibt sich daher die Forderung nach einer kontrollierten Lüftung. Allerdings bedingt diese eine mechanische Be- und Entlüftungsanlage, die besondere bauliche Maßnahmen erfordert. Hier muß eine Kosten-Nutzenrechnung angestellt werden, ob die heute aus Lärmschutzgründen geforderten Lüftungsfenster während der Heizsaison die Abluftwärmeverluste rechtfertigen.

In Mitteleuropa wird die Anordnung von Lüftungsfenstern aus Lärmschutzgründen besonders im Wohnbereich als bauklimatisch wirtschaftlichste Lösung angesehen, während der Büro-, Schul- und Verwaltungsbau jeweils besondere Maßnahmen erfordert.

Wesentlich wird hier auch die Frage Heizunterbrechung im Zusammenhange mit dem vorhandenen Lüftungssystem.

Zusammenfassend wird festgestellt, daß das Fenster heute zu einem Bau-Element wird, dem immer mehr Funktionen zugeteilt werden: es wird weiters auch bestimmend für den zu erzielenden Lüftungseffekt eines Gebäudes. Lüftungseffekt und Lüftungswärmeverlust, mögliche Querdurchlüftung, Behaglichkeit, Luftwechselverhältnisse usw. werden durch das Fenster, seine Größe, seine Lage im Raum und in der Fassade maßgeblich bestimmt.

Besonders hinsichtlich der Fensterplanung in Bezug auf die Gebäudelüftung liegen noch zu geringe Erkenntnisse vor. Vor allem die Zusammenhänge und Abhängigkeiten der einzelnen Parameter auf die Funktion der Lüftung bei optimaler Behaglichkeit und Wirtschaftlichkeit, also der Gesamtwirtschaftlichkeit des Systems sind noch weiter zu untersuchen und zu klären.

4. KORRESPONDIERENDE KRITERIEN

Die Gebäudelüftung kann nicht für sich allein gesehen werden, es gibt nämlich bauphysikalisch korrespondierende Kriterien die zu berücksichtigen sind.

4.1. Akustische, bauliche und thermische Kriterien.

Zur Vermeidung von Wärmeverlusten, zur Erzielung des nötigen Schallschutzes sind dichte Fenster erwünscht. Der hygienisch notwendige Luftwechsel erfordert jedoch bei bloßer Fensterlüftung eine bestimmte Fugendurchlässigkeit. Dichte Fenster werden dann somit als Schallschutzfenster auszuführen sein, die akustisch als dicht anzusehen sind, jedoch eine Lüftung gestatten. Wobei allerdings Lüftungswärmeverluste während der Heizsaison auftreten werden, sodaß unter Umständen Wärmerückgewinnungssysteme in Frage kommen. Damit würde auch die Primärenergie reduziert werden, die Luft durch Filterung reiner werden, sich eine kontrollierte Lüftung in jedem Raum ergeben, kleiner Heizkörper und eine wirksamere Küchenlüftung sich einstellen. Allerdings muß der Schallpegel dieser Lüftungsanlage auch in Grenzen bleiben. Weiters sind auch die notwendigen baulichen Maßnahmen für den Einbau zu berücksichtigen.

Bei Schallschutzfenster erscheint noch wichtig die Anordnung dieser Lüftungsfenster in Bezug auf die Querdurchlüftung, bzw. ist noch der Wirkungsgrad dieser Fenster hinsichtlich der Querdurchlüftung, ihre erforderliche Anordnung im Raumverband zu untersuchen.

4.2. Weitere raumklimatische Kriterien.

Die Gewährleistung einer bestimmten relativen Luftfeuchtigkeit ist zur Behaglichkeit erforderlich. Bei den Lüftungsfenstern wird nun während des Winters kalte Luft in den Raumverband gelangen, die dort aufgeheizt werden muß und die vorhandene relative Luftfeuchtigkeit erheblich unter die Behaglichkeitsgrenze absenken kann. Dieser Effekt wäre bei den Lüftungsfenstern zu untersuchen, besonders, ob hier eine instationäre Lüftung oder eine Dauerlüftung Vorteile bringt.

Die Beeinflussung der Luftgeschwindigkeit durch solche Lüftungsfenster, besonders bei Querdurchlüftung bedarf auch noch einer Untersuchung in Bezug auf die Behaglichkeit.

Bei Lüftungsfenster in Metallbauweise sollte festgestellt werden, ob bei der praktischen Anwendung in ungünstigen Fällen sich nicht eine unzulässige Oberflächenkondensation an den inneren Metalloberflächen einstellen kann.

5. PLANUNGSGRUNDLAGEN

Die Gebäudelüftung in ihrer Gesamtheit gesehen gibt die Planungsgrundlagen, die erst die einwandfreie Funktion der Lüftung ermöglichen und die gewünschte Behaglichkeit erreichen. Wie aus den Ausführungen ersichtlich, bestehen für den planenden Architekten wohl jeweils einzelne Hinweise und Richtlinien, jedoch noch keine geschlossene Darstellung der Gebäudelüftung, die bereits bei der Vorplanung, beim Entwurf des Gebäudegrundrisses usw. Lüftungsprinzipien formuliert und die Funktionsplanung des Architekten erleichtert. Die Aufstellung von baulichen Planungsgrundlagen der Gebäudelüftung erscheint daher als eine Notwendigkeit, Ähnliches wie ja für die Energieeinsparung bereits erarbeitet wurde, sollte auch in Bezug auf die Gebäudelüftung den Planern eine Entwurfshilfe gegeben werden.

6. PRÜF – UND MESSVERFAHREN

Jede technische Leistung muß im Laboratorium oder im gebauten Zustand geprüft werden. Die Prüfung eines Gebäudelüftungssystems am Prüfstand, also im Laboratorium ist technisch möglich, jedoch muß die Simulation des Gebrauchszustandes gewährleistet sein. Hier ist es oft schwierig, meteorologische und klimatische Verhältnisse zu erreichen, deshalb ist die Prüfung im eingebauten Zustand sicherer. Allerdings wird es schwierig, hier objektiv zu prüfen, wenn bauliche Ausführungen, z.B. undichte Bauanschlüsse an Fenstern, Wänden, Nebenwegen usw. das Meßergebnis beeinflussen. Es ist daher, ähnlich wie in der Akustik, besonders zu unterscheiden zwischen einem Prüfstandsergebnis und einer Baustellenmessung.



Die Meßtechnik zur Bestimmung des Luftwechsels hat sich in den letzten 10 Jahren weiter entwickelt. Jedoch fehlt es meistens an einer objektiven Beschreibung der einzelnen Versuche, so daß Vergleichsberurteilungen oft nicht möglich sind. Besonders wird dies schwierig, wenn individuelle Lüftungsvorgänge durch den Benutzer das Ergebnis beeinflussen.

Die Analyse der verschiedenen maßgebenden Zustände erfordert die Aufstellung eines bestimmten Versuchsprogrammes, also z. B.

- mit oder ohne Benutzereinfluß,
- extreme Windsituationen,
- Randbedingungen aus hygienischer Sicht (Minimal-Wind und hohe Belastung)
- instationäre Berechnungsmodifikationen,
- Regelung der Lüftung,
- Modell-Lüftung, Übertragung von Modellversuchen in die Ausführung,
- Lüftungs-Verhaltensforschung,
- Langzeitbeobachtung,
- statische Untersuchungen,
- gleichzeitige Erfassung der meteorologischen und klimatologischen Verhältnisse
- usw.

Die Art der Meßtechnik tendiert zur TRACER–MESSTECHNIK, es wäre hier zu untersuchen, ob noch andere Methoden in Frage kommen. Hier sollte dann auch die Erarbeitung von einheitlichen Vorschriften für die Gebäudelüftungs-Meßtechnik erfolgen, bzw. eine Darstellung des derzeitigen internationalen Standes gegeben werden.

Schließlich wäre als wesentlicher Punkt, der Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden mit praktischen Messungen durchzuführen, um den Übereinstimmungsgrad des Ergebnisses zufolge der getroffenen Annahmen und Vereinfachungen, im meteorologischer, klimatologischer Hinsicht, zufolge der vereinfachenden Berechnungsmethoden usw. zu überprüfen.

7. ABSCHLIESSENDE ZUSAMMENFASSUNG

In den vorstehenden Punkten wurde eine kurze Darstellung der Gebäudelüftung gegeben, sie erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit, versucht aber offene Probleme in Forschung und Anwendung aufzuzeigen. Damit das Ziel einer weiteren Integration der Gebäudelüftung in die Bautechnik erreicht werden kann.

8. CALL FOR PAPERS

Vorstehende kurze Darstellung weist auf die Problematik, sowie auf offene Probleme der Gebäudelüftung hin. Hierzu werden nun Beiträge und Meinungen (articles) zur Darstellung in den IVBH - Veröffentlichungen gewünscht.

VIc**Non-Steady State Heat and Moisture Transfer Problems in Building Physics**

Transmission de chaleur et d'humidité en régime variable dans la physique du bâtiment

Instationäre Wärme- und Feuchteübertragungsprobleme der Bauphysik

K. GERTIS
Prof. Dr. Ing.
University Essen
Essen, Germany

SUMMARY

Non-steady state heat and humidity transfer problems in building physics are very significant but have been rarely investigated until now. They are based on the temporarily variable influences of the temperature due to solar radiation in summer and to the non-steady habits of heating of the occupants. The non-steady state phenomena of moisture encompass any kind of moistening or drying of building elements.

RESUME

Les problèmes de la physique des bâtiments concernant la transmission de chaleur et d'humidité dans des régimes variables sont très importants, mais ont été rarement étudiés jusqu'à présent. Ils se basent sur les influences de la température variant dans le temps causées par la radiation du soleil en été et les habitudes de chauffage, à un régime variable, des locataires. Les phénomènes de l'humidité à un régime variable concernent l'humidification ou le séchage des éléments de la construction.

ZUSAMMENFASSUNG

Die instationären Wärme- und Feuchteübertragungsprobleme der Bauphysik sind bedeutungsvoll und bislang zu wenig erforscht. Sie beruhen auf zeitveränderlichen Temperatureinwirkungen bei sommerlicher Sonneneinstrahlung und auf instationären Heizgepflogenheiten der Nutzer. Die instationären Feuchtephänomene umfassen jede Art von Befeuchtung oder Trocknung der Bauteile.



1. BUILDING PHYSICS AND NON-STEADY STATE PHENOMENA

There is no doubt that buildings do not always provide comfortable and healthy conditions for the people who live and work in these buildings [1]. High sky-scrapers are often demonstration objects for "grandiose statics or architecture", where problems of building physics have not been recognized or even badly neglected. Since a very short time the call for "more building physics" has become loud and clear.

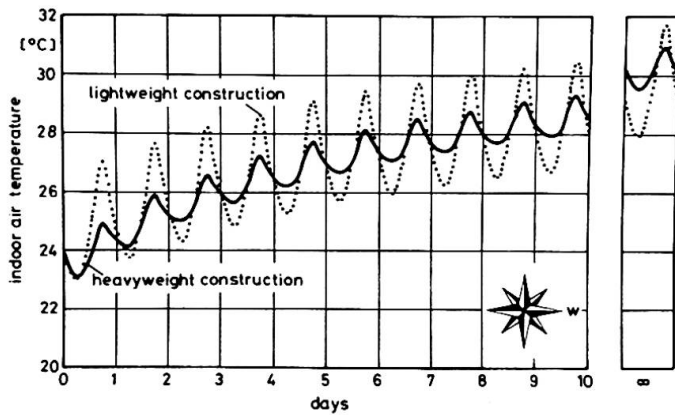
[2] contains a trial of definition about what building physics should include. According to this the building physics examine the transfer phenomena of heat (also regarding higher temperatures in case of fire), the moisture transfer and the sound propagation inside a building, in the building element itself and in the surroundings of a building. Many of these transport phenomena are not constant in time, but are subject to certain short- or long-term changings in time; that means they have a non-steady state character. Especially the phenomena of heat- (energy!) and moisture transfer in buildings follow these non-steady state rules which have been rarely investigated until now but are highly topical. In the following the present introductory report will introduce to the problems of non-steady state heat- and moisture transfer in buildings by means of some examples and it will ask for contributions.

2. NON-STEADY STATE HEAT TRANSFER IN BUILDINGS

The structure of buildings according to non-steady thermal points of view has considerable importance for the practice in three directions: First the building elements and the whole buildings must meet with certain thermal requirements because of the solar radiation in summer or other time-variable influence of heat, in order to provide a comfortable climate in the room for the inhabitant or user. On the other side, the necessary consumption of energy has to be reduced (which is uncontested since the energy crisis!). The third point is that the heating, due to the radiation, must not be so strong that unavoidable thermal deformations entail damages which endanger the function or the stability of the building elements.

The following examples explain this. Fig. 1 shows that rooms of light construction basically have another thermal behaviour than rooms of heavy construction. The daily temperature amplitudes in rooms, as well as the thermal cyclic behaviour in the course of a period of summerdays have a different expression in these two construction methods. The influence of building elements to the thermal behaviour of buildings relies on their capacity to conduct heat, to emit and to absorb radiation, which primarily influences the niveau of temperature, as well as on their capacity to accumulate heat which damps the fluctuations in indoor air temperature. Indoor building elements primarily have an effect on the storage capacity and outdoor building elements have an effect on the absorption of radiation, as well as on the storage and conductivity. The storage capacity of building elements depends definitely on the structural layers. Inside building elements with heat insulation layers on the inner side of the room prove ineffectual especially in cyclic condition, whereas outside building elements with an insulation on the outside show more favorable results.

For obvious reasons, the non-steady state properties of building elements have an effect on the consumption of energy too. For example the different behaviour of heat in one-family houses of light or heavy construction during the transitional season (spring, autumn) results from their different capability to store heat.



Thermal cyclic behaviour of a west-orientated room of light and heavy construction, according to [3].
Basic data
40 % window surface
clear insulation glazing with outer blind change of air $0,5 \text{ h}^{-1}$

Fig. 1

In view to the heating operation, a structure which is without thermal inertia and less capable to store heat, seems to be more advantageous, because air temperature in rooms can decrease much more during those periods when rooms are not used, so that the losses in heating energy are reduced (decrease of temperature during the night).

As to the behaviour of heat in one-family houses during the transitional seasons, there are two opposite phenomena regarding the influence of building construction, the concurrence of which shows the results indicated in fig. 2 for a wooden house construction - light construction - and a house of heavy structure with a concrete ceiling, interior area ca. 100 qm^2 , window surface of south-orientated façade 41 %. The meteorological basic data have been varied, so that the theoretically possible differences are indicated on one side and the practically arising differences on the other side. The heating is regulated in a way that all rooms have a temperature of 22°C from 8.00 h to 22.00 h. The heating is put out of operation between 22.00 h and 7.00 h.

Meteorological boundary conditions			Savings of energy (%)	
			light structure	heavy structure
constant weather	solar radiation and outdoor temperature	extremely high	50	44
		high	42	35
		low	28	21
		extremely low	24	18
change of weather	extremely strong		27	33
	medium-strong		29	28

Saving of energy for one-family houses due to non-steady state effects (intermittent heating, solar radiation) according to [4].

The percentages have been indicated for the consumption of energy for constant heating, without solar radiation.

Fig. 2



Fig. 3 shows how much the thermal strain and the behaviour of deformation and stress is influenced by the non-steady state effects. You can see that the colour of the outside surface, that means the absorption of solar radiation, has an important influence on the heating. Whereas a light-coloured wall reaches just 50 °C, a dark-coloured wall comes up to 85 °C. Moreover it is shown how the non-steady state "wave of heat" is transmitted to the inside of the building element. The deeper layers have a decrease of amplitudes and a time lag.

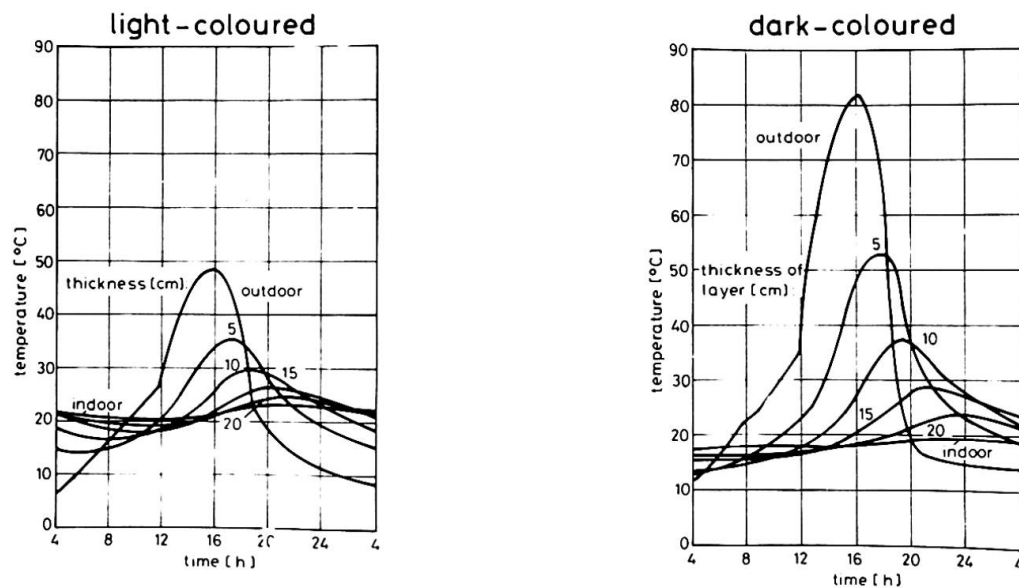
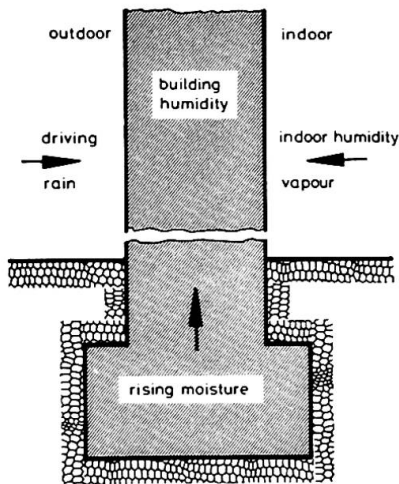


Fig. 3 Thermal stress of outer wall with light and dark colour, according to [5].

Basic data:
west-orientation,
summerday, Central Europe,
cellular concrete material.

3. NON-STEADY STATE TRANSFER OF MOISTURE IN BUILDINGS

The transfer of moisture in buildings is very much spread. Fig. 4 tries to give a schematical review. In the course of time, the moisture coming up from the floor affects the basis of building elements. The building elements have their own moisture, resulting from the production, which dries during a long non-steady state process to the outside or the inside. Temporarily driving rain strikes the outside wall and the inside wall is affected by more or less air humidity, according to the using of the room Whilst the humidity coming from inside the room releases a vaporous water transport (diffusion), the transfer of other kinds of moisture is based on capillary suction in liquid form. Both ways of transport may, according to the structure of pores of the building material, occur at the same time and overlap each other in a very complicated form.



Different kinds of moisture-transport in an outer wall.

Fig. 4

The processes of non-steady state moisture transport urgently need a closer investigation. Fig. 5 shows the possible influence of time for moistening and drying of a wall. The distribution of moisture and its concentration are indicated for several instants for moistening (sucking, rain) and for drying for the cross-section of a 20 cm thick wall. You realize that during the moistening direct "water-fronts" are formed in the body, which constantly advance to the interior. The drying procedure takes about 25 times as long as the moistening.

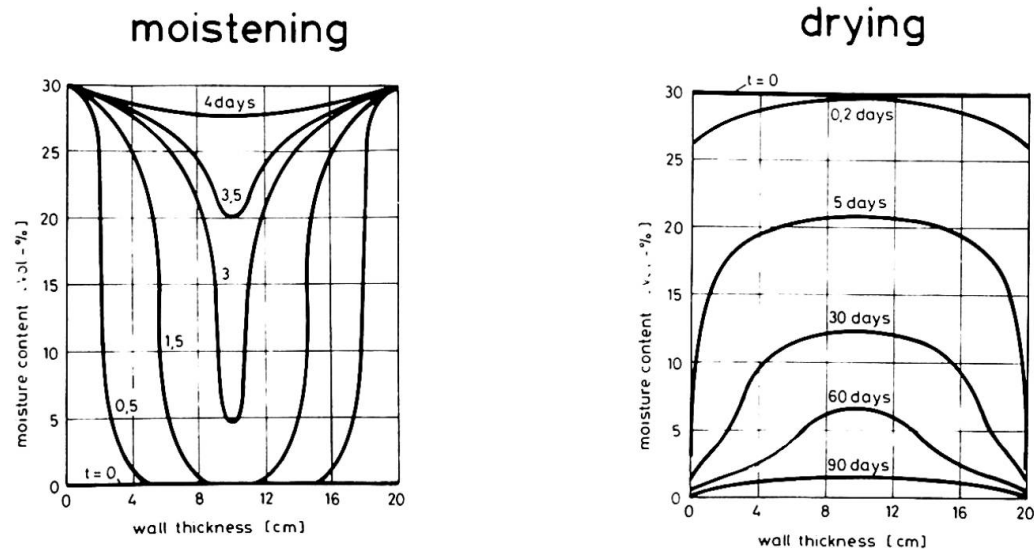


Fig. 5 Distribution of moisture concentrations on a wall of cellular concrete at different instants, according to [6].

On the left: Moistening on both sides (sucking, rain),

On the right: Drying on both sides.



4. CALL FOR PAPERS

The short comments explain that the non-steady state heat- and moisture transfer problems are very important in building physics. A great number of research works has been done in the various countries during the last years concerning this scope of themes. You are therefore kindly asked to present results of such works to the IABSE-Congress. Especially contributions to the following subjects are welcomed:

- Non-steady state heat transfer through outdoor building elements (one-layer and multiple-layer)
- Non-steady state heat behaviour of buildings
- Indoor climate in summer, windows and sun-shading
- Intermittent heating
- Thermal deformations and stress of building elements due to influence of non-steady state temperature
- Basic laws for capillary suction
- Sucking of building material (dates of material)
- Driving rain and outdoor building elements
- Vapour diffusion in building elements under non-steady state conditions.

5. LITERATURE

- [1] Leonhardt, F.: Technik von Hochhäusern. Deutsche Hochhaus-Konferenz. Mainz (1975).
- [2] Gertis, K.: Die Bauphysik im Zielkonflikt zwischen menschlichen Ansprüchen, technischen Möglichkeiten und wirtschaftlichen Zwängen. Ges.-Ing. 100 (1979), H. 1, S.
- [3] Hauser, G.: Das thermische Einschwingverhalten großer Bauten auf ein hochsommerliches Temperaturniveau. KI 6 (1978), H. 10, S. 361 - 365.
- [4] Hauser, G.: Heizenergieverbrauch und Temperaturverhalten von Einfamilienhäusern in Leicht- und Schwerbauweise während der Übergangszeit. Detail (1978), H. 2, S. 160.
- [5] Gertis, K.: Wärmeeigenspannungen in homogenen Außenbauteilen unter instationärer Temperatureinwirkung. Berichte aus der Bauforschung, H. 87. Verlag Ernst & Sohn, Berlin (1973).
- [6] Kießl, K. und Gertis, K.: Isothermer Feuchtetransport in porösen Baustoffen. Eine makroskopische Betrachtung der instationären Transportvorgänge. Schriftenreihe des DAFStB, H. 258. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin (1976).

VId**Sound Insulation in Buildings, and Control of Traffic Noise**

Isolation phonique dans la construction de bâtiments et de routes

Schallschutz im Hoch- und Strassenbau

JUDITH LANG

Dr. techn.

Technologisches Gewerbemuseum

Wien, Österreich

SUMMARY

While requirements for noise insulation in buildings exist in most countries, satisfactory calculation methods for the verifying of their fulfillment are not yet available. In addition, test facilities for noise insulation measurements are not described in enough detail, so that it is difficult to compare measurements and put them into practice.

Control of road traffic noise is supported by computer and acoustic models, and noise maps can help planners. Cost-effectiveness analysis of noise control measures alongside roads is important in the decision-making process, yet for this, only limited data exists.

RESUME

Tandis qu'il existe dans la plupart des pays des conditions pour l'isolation phonique des bâtiments, il n'y a pas encore de méthode de calcul satisfaisante pour vérifier jusqu'à quel degré ces conditions sont remplies. De plus, les caractéristiques des instruments de mesure et de contrôle ne sont pas uniformes et les résultats des mesures sont par conséquent difficilement comparables et utilisables dans la pratique.

En ce qui concerne la protection contre le bruit de la circulation, il existe des modèles de calcul à l'ordinateur et des modèles acoustiques. Les cartes de bruit peuvent être aussi très utiles aux projecteurs. Il n'existe cependant que très peu d'informations sur des comparaisons coûts-avantages relatives à la protection contre le bruit, qui seraient si utiles lors de décisions.

ZUSAMMENFASSUNG

Während die Anforderungen an den Schallschutz in Gebäuden in den meisten Ländern bereits festgelegt sind, sind ausreichende Rechenmethoden zum Nachweis der Erfüllung noch nicht vorhanden. Desgleichen fehlen auch einheitliche Einbaubedingungen für Prüfstände, und Messergebnisse sind damit schwierig vergleichbar und in der Praxis einzusetzen.

Für den Lärmschutz an Strassen stehen Rechenmodelle und akustische Modelle zur Verfügung, Lärmkarten können für die Planer wertvolle Hilfe leisten. Für die zur Entscheidungsfindung wichtige Kosten-Nutzenanalyse zum Lärmschutz an Strassen liegen noch wenig Unterlagen vor.



It is an interesting phenomenon that building acoustics, which was the prevalent topic in acoustics and noise control congresses in the fifties and sixties, is now only scarcely covered and it seems that there are no problems left. However some of still existing problems are mentioned in the following and ask for contributions. Moreover, problems on road traffic noise are mentioned which have got high priority in the last years.

1. Sound insulation requirements in buildings

Requirements on sound insulation in residential buildings exist in most countries and have been reported (1) (2). However requirements on other types of buildings as e.g. hospitals, schools, hotels exist only in few standards and little is prescribed on sound insulation in offices; especially for landscape offices or even landscape classrooms there are no general requirements. In Austria an inquiry in subjective assessment of sound insulation and comparison with measuring results in schools and offices is now started.

2. Calculation of sound insulation in buildings

While the principles of sound insulation of building elements and sound propagation in buildings are known, it is still not possible to calculate exactly the sound insulation between two rooms taking into account all flanking elements and their interaction with the partition element; we only make rough calculations based on mass ratios. Flanking transmission, if taken into account at all, is covered in standards and guidelines on sound insulation by requirements on minimum mass depending on the mass of the partition element, e.g. (3) (4).

With regard to the importance of flanking transmission on the one hand and the little information on its rules on the other hand, building acoustic has to work more on these problems.

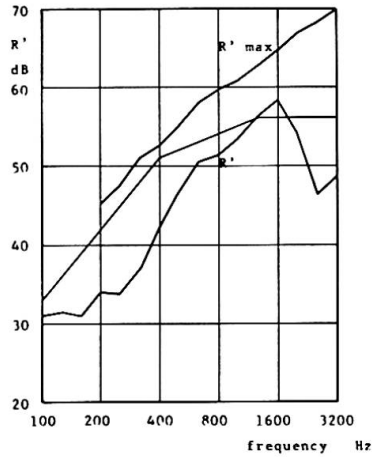
3. Sound insulation measurements

Since many years sound insulation of walls and floors is measured in test facilities and is being reported. It was and is usual to say that a certain construction has a certain sound insulation; but is this true? The result depends, as we now know, highly on the conditions of the test facilities and the kind of connection between these and the test object. We can define "bauübliche Nebenwege" and measure with these, we can define test facilities without or with very little flanking transmission, but how can the results be transferred to practice?

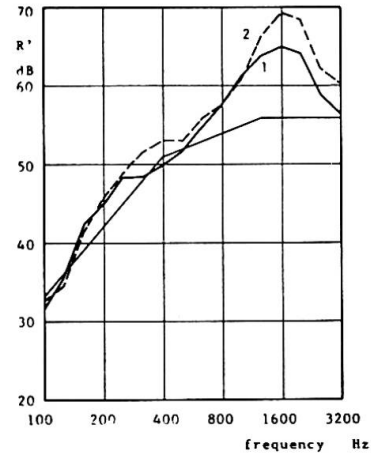
The "bauübliche Nebenwege" defined by the transmission loss measured with a 400 kg/m^2 -wall do change when we measure a light weight construction. The "maximum possible transmission loss" measured with a 400 kg/m^2 -wall is not the "maximum possible transmission loss" with the light weight construction, the latter being much lower. Fig. 1 shows the measuring result on the sound insulation of a light weight construction of gypsum boards, which is quite different for different test facilities. It is obvious that the sound insulation measured with "bauübliche Nebenwege" may be too small; it is also obvious that the high sound insulation measured in the test facility with small flanking transmission will not exist in all condition in practical buildings.

Fig. 1 sound reduction of gypsum board double walls

a) sound reduction measured in laboratory
with "bauüblichen Nebenwegen" 1970



b) sound reduction measured in laboratory
"ohne Flankenübertragung"

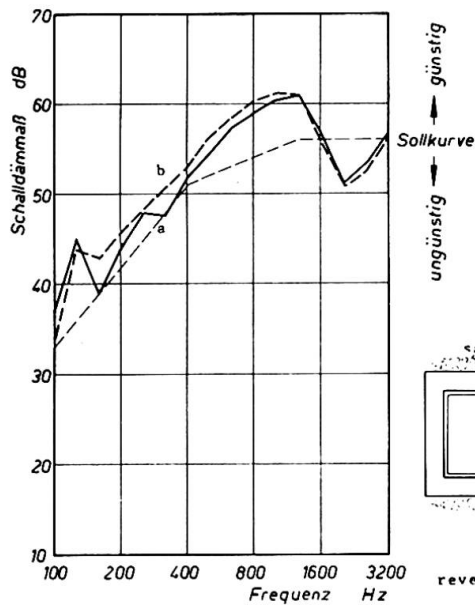


1 old laboratory 1971

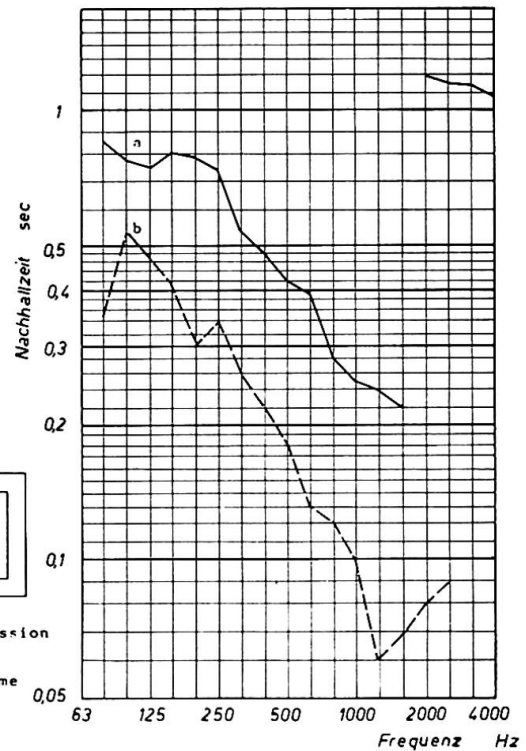
2 new laboratory 1971

Fig 2: Influence of damping on transmission loss

transmission loss with different damping of the flanking walls



reverberation time in the wall measured with accelerometer





If we measure sound insulation in test facilities without flanking transmission the values obtained may be too high and therefore unrealistic. However the results of measurements without flanking transmission could be better compared with each other and be introduced into calculations. But even these results may differ caused by different damping (inner loss). Fig. 2 shows the results of measurements on the same wall (430 kg/m^2) in a test facility with small flanking transmission for two different grades of damping (caused by sand outside the flanking walls) which is described by the reverberation time measured with accelerometer in the wall.

A special problem lies with measurement of impact sound insulation. We know on the one hand that the tapping machine does not provide the best method to describe the impact sound insulation of floors, but on the other hand do we have a better method until now? The change to a new method would mean the loss of a great number of results on impact sound insulation. So it seems best to keep the existing tapping machine if we can prove that it is not too bad (5).

With the growing importance of sound insulation against traffic noise the importance of measurements on windows grows. Here also problems are left; how do we measure the glass alone, as we know that the type of frame and the type of niche has a great influence on the result (6). How does the sound insulation depend on the airtightness?

4. Control of road traffic noise

Road traffic noise has become the most important noise and very much work has been done in this field in the last years. While the method of measurement is nearly the same in all countries the limits of admissible noise are different, although all of them are more or less close to the ISO recommendation R 1996. A great number of investigations on subjective response and objective criteria have been carried out. Differences between urban and rural districts seem to be important, but have been neglected until now.

As the most important task is to control noise from new roads calculation methods to predict the sound levels near roads have been developed and have been introduced in regulations and guidelines. The different methods have been compared recently (7). Large computer models exist to calculate noise levels taking into account buildings, topography a.s.o. Experience on how calculation corresponds to practice would be interesting.

Beside the calculation methods also acoustical models have been developed which especially can work in complex situations where calculations are impossible. A block diagram of such a measuring equipment is shown in fig. 3 (8). Comparison between results of model and practice are carried out as soon as the road is opened.

A lot of noise maps have been drawn in the last years; for city planners noise maps may be of use. Experience in this field would be of interest.

Noise control measures alongside streets cost a lot of money; on the other hand also annoyance of people may cost money in one or another way, but this is not known. Modern decision making is asking for cost-effectiveness or similar, and relevant data should be prepared for this. A first investigation has just been finished in Austria; it showed that people themselves invest a lot of money in (more or less effective) noise control

Skizze der Meßanordnung

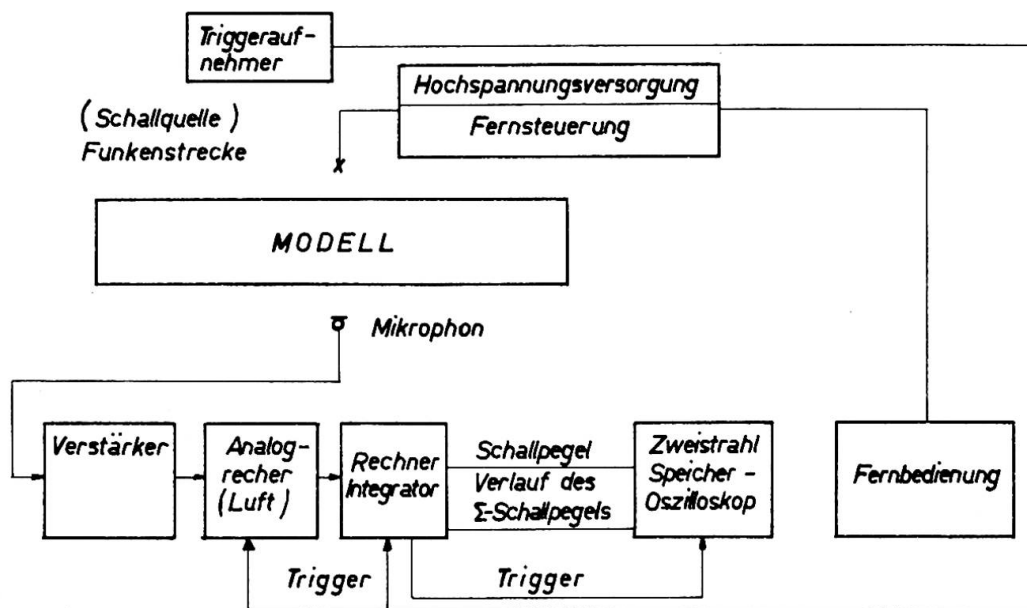


Fig. 3: Block diagram of measuring equipment for acoustic models

Kosten, die die Bevölkerung bereit ist für Lärmschutz an ihrer Wohnung aufzuwenden
 S/alle Befragte (1977)

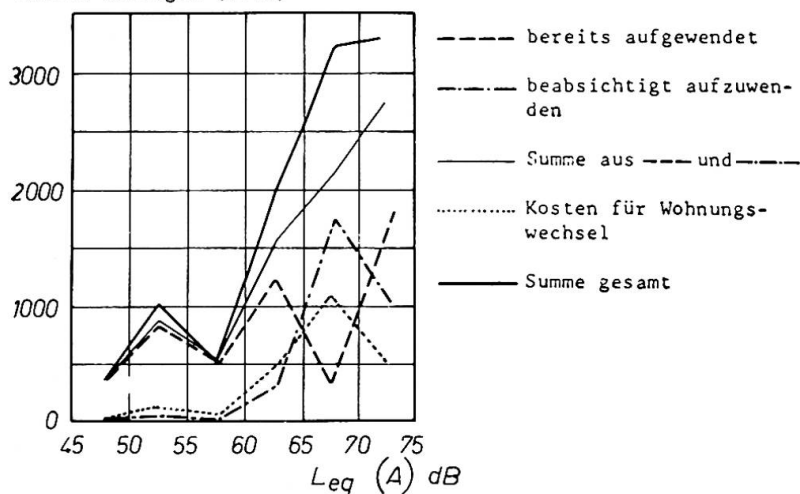


Fig. 4a: Amount of money people invest for noise control measures versus traffic noise level

measures for the dwellings and that prices of houses or flats are highly affected by roads. Fig. 4 shows a table on the change of prices and the amount of money people invest for noise control measures, depending on the equivalent sound level of the traffic noise (note that the amount is per all people living in the area and not only per those people who feel annoyed!) (7) A comparison showed that effective noise control measures alongside roads are much more economic than measures people install or do not install on their houses. Further data from different countries would be interesting.

Wert-(Preis-)unterschied für Wohnobjekte mit und ohne Verkehrslärm

	Prozentueller Wert(Preis-)unterschied zwischen Wohnobjekten mit und ohne Verkehrslärm	
Mittelwert von 83 Realitätenfachleuten	Hauptverkehrsstraße	-35 %
	Autobahn mit Anschluß	-10 %
	" ohne "	-30 %
	geplante stark frequentierte Straße	-20 %
Mittelwert von 379 befragten Personen	ruhige Lage	+22 %
Aussage von 72 in starkem Verkehrslärm in Wien wohnenden Personen	-5 bis über -20%	

gegenüber Lage an Wohnstraße

gegenüber Lage im starken Verkehrslärm

durch Verkehrslärm

Fig. 4b: Difference in prices for residential buildings with and without traffic noise

5. Call for papers

The short comments showed some interesting points; you are kindly asked to present your results or your opinion on these or related problems at the IABSE-Congress.

6. Literature

- (1) T.J. Schultz: Noise Control in Building Codes: Europe and USA. 9. ICA Madrid 1977.
- (2) D.E. Commins: Classes of Acoustical Comfort in Housing. Inter-Noise San Francisco 1978.
- (3) DIN 4109 "Schallschutz im Hochbau"
- (4) NPR 5070 Nederlandse praktijk richtlijn "Geluidwering in woongebouwen. Voorbeelden van wand- en vloerconstructies"
- (5) J. Lang: Vergleichende Messungen des Trittschallschutzes von Gehbelägen und schwimmenden Estrichen mit verschiedenen Methoden. 8. ICA London 1974
- (6) K. Gösele u. B. Lakatos: Zur Messung der Schalldämmung von Glas-scheiben im Laboratorium. Bericht BS 25/77 Institut für Bauphysik, Stuttgart
- (7) J. Lang: Lärmbelastung an Straßen, Wirksamkeit und Kosten von Lärmschutzmaßnahmen. Straßenbauforschung, zur Zeit im Druck. Summary: ÖAL-Fachtagung Wien 1978
- (8) M. Stani: Verkehrslärmprognose für komplexe Bebauungssituation - Modellmessungen. ÖAL-Fachtagung Wien 1978



VII

Computer Analysis and Structural Engineering

**Calcul électronique et constructions
de génie civil**

**Elektronische Berechnung im konstruktiven
Ingenieurbau**

Leere Seite
Blank page
Page vide

VII

Introduction to the Theme

Introduction au thème

Einführung zum Thema

M. FANELLI

Prof. Dr.

ENEL

Milan, Italy

Two half day sessions have been scheduled for the theme "Computer Design and Structural Analysis: Synthesis or Antithesis?"

In addition to the Introductory Reports VIIa and VIIb, it seems appropriate to describe the themes for both sessions:

A. Hardware and software systems evaluation and qualification problems

Choice and organization of hardware and software in relation to structural design objectives and requirements; "quality control" of programs; standardization of input, output; software classification, indexing, information retrieval and maintenance. Danger of diffusion of uncontrolled-quality programs, especially with dissemination of minis.

B. Compatibility of computer applications (in structural analysis) with design practice

- Adaptation of educative programmes (teaching how to use correctly c.s.a., both in engineering schools and in recycling courses for professionals)
- Adaptation of communication structures (dissemination of information about hardware and software possibilities and limits, communication with and between computers (computer networks); telephone mass service to users; communication with people: graphics, intermediate and final written documents, etc.
- Adaptation of legislative structure, e.g. interaction with building codes; legal liabilities for errors or misuse of programs; proprietary rights etc.
- Adaptation of economic structure: costs, cost/benefit analysis, rates and tariff structure for users etc.
- Adaptation (integration) with earlier and subsequent phases of "design": e.g. with planning and fabrication.

Intending authors are invited to submit papers along this line.

Leere Seite
Blank page
Page vide



VIIa

Computers in Structural Design: Some General Thoughts

Emploi de l'ordinateur dans le dimensionnement des structures: quelques considérations générales

EDV-Anlagen in der Bemessung von Bauwerken: einige allgemeine Bemerkungen

DONALD ALCOCK

Alcock Shearing and Partners

Redhill, Surrey, England

SUMMARY

This paper deals with general problems facing structural designers who would use computers; the opinions expressed are subjective ones. The structural designer should be able to program simple calculations himself. To make the task agreeable he should be able to type; to make it rewarding he should reject facilities that are not Standard. When considering programs developed by others, the designer should refuse to use systems that would usurp his engineering judgement unless he is perfectly clear by what criteria the decisions are made. The possibility of publishing descriptions of such programs in an intelligible form is discussed.

RESUME

Cette communication traite des problèmes généraux qu'affrontent les ingénieurs projeteurs qui voudraient se servir des ordinateurs; les opinions exprimées sont subjectives! L'ingénieur projeteur devrait être capable de programmer lui-même des calculs simples. Il devrait aussi savoir écrire à la machine; il devrait enfin renoncer à tout équipement qui ne soit pas standard. En considérant les programmes préparés par d'autres, le projeteur devrait refuser de se servir de tout programme qui lui enlèverait son indépendance de jugement comme ingénieur — à moins qu'il ne connaisse exactement les critères selon lesquels les décisions importantes ont été prises. La possibilité est également envisagée de publier des descriptions compréhensibles de tels programmes.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Artikel behandelt allgemeine Probleme, welche bei der Benutzung von EDV-Anlagen durch den entwerfenden Ingenieur entstehen. Die vertretenen Ansichten sind subjektiv. Der entwerfende Ingenieur sollte fähig sein, einfachere Berechnungen selber zu programmieren. Um sich diese Aufgabe zu erleichtern, ist es von Vorteil, wenn er die Maschinenschrift beherrscht. Damit die gestellten Aufgaben wirtschaftlich gelöst werden können, sollten nur standardisierte Anlagen benutzt werden. Um eine fachmännische Beurteilung zu gewährleisten, sollten vom entwerfenden Ingenieur nicht selber entwickelte Programme nur verwendet werden, wenn er gründliche Kenntnisse über die dabei getroffenen Annahmen hat. Die Möglichkeit, Beschreibungen solcher Programme in einer verständlichen Form zu veröffentlichen, wird erörtert.



1. PROBLEMS FACING DESIGNERS

It is difficult to classify computer applications in structural design because of their interdependence. For example one category might be "Small ad-hoc programs" and another "Large general purpose systems", but in such a classification a typical BASIC program could belong in either category, being an entity in itself as well as a set of data for a large BASIC system. Nevertheless a crude classification of some problems of structural design amenable to solution by computer is attempted below to serve as a framework for the paper.

- simple calculations such as can be programmed ad-hoc by a structural designer who is not an expert programmer
- analytical calculations of a kind so frequently encountered by structural designers that it is worth employing programs designed for general use and developed by professional programmers
- complicated analytical problems needing numerical formulation by applied mathematicians and which may or may not be amenable to solution by existing systems such as those for finite-element analysis
- problems of sizing and synthesis often referred to by structural designers as "design"
- specialized tools for automated drafting, word-processing, estimating, scheduling, information retrieval, and other tasks for which proprietary systems are available, some of which include both hardware and software as a package.

This classification excludes the many applications of computers common to all professions such as job costing, payroll, invoicing and so on.

2. SIMPLE CALCULATIONS

Not long ago every structural designer was expected to be proficient in using a slide-rule and electro-mechanical calculator. Nowadays an electronic calculator is cheaper than a good slide-rule and more powerful than a mechanical calculator. Furthermore the cost of the electro-mechanical calculator was higher (in real terms) than that of today's "personal computer" which is able to compile and execute programs written in a popular programming language. In other words the slide-rule is dead and there is no economic reason to prevent a structural designer using a computer.

This discussion refers to "personal computers" but the arguments apply as well to the use of a terminal connected to a large computer.

There are many and varied personal computers on the market but most have two things in common: the ability to process programs written in BASIC (or a language similar to it) and a typewriter keyboard by which to convey such programs to the machine. There is universal enthusiasm for teaching children and older students how to write programs in BASIC but apparent reluctance (at least in the author's country) to face the problem of communicating with the machine physically.

Typewriter keyboards have had the traditional QWERTY layout since about 1890. For nearly a century millions of people have found such a keyboard efficiently suited to transcribing thoughts to paper using ten fingers acting under the sense of touch. Nowadays the same keyboard is used to convey programs to

computers. This would suggest that anyone who wanted to communicate with a computer would first learn touch typing, for although journalists may pick up amazing speed and accuracy using only three fingers, no secretarial college would impose such acrobatics on trainee typists. Yet the obvious advantage of touch typing seems to be ignored among computer users. Worse! Computer codes are devised which permit abbreviations of words *so as to save on typing!* No trained typist would find LIS DAT, PRG FIL easier or quicker to type than LIST DATA, PURGE FILE, nor would anyone trying to read and understand what had been typed enjoy the cryptic version.

The universal language of the personal computer is BASIC, originally devised as a simple code for tracing the elements of programming to beginners. It proved so popular that it has been imitated and adapted in various ways by different computer manufacturers and others. Now the response to the statement "My program is written in BASIC" is likely to be "*What* BASIC?". Extensions (some of them wild) are being made at a rate outstripping the formulation of Standards.

It is useless to bemoan the inadequacies of BASIC: the impossibility of structured forms, dependence on a fixed set of global variables, absence of integers, *etc.* because BASIC is in popular demand and there is no way (in some countries at least) to impose a "better" language on the populace.

Faced with programming in BASIC the structural designer would do well to apply self discipline. He should read the relevant Standard (ECMA, ANSI, or whatever) and go through the BASIC Manual for his own computer, ruthlessly crossing out non-standard facilities however convenient or exciting they may seem. His reward comes when he finds he can sell his programs to someone who uses a different make of computer, or when he has to use a different computer himself.

At the time of writing, the approach advocated above is not fully realizable because no Standard has yet covered such facilities in BASIC as the MAT statements, yet these are implemented with reasonable consistency in many versions of the language. The author has tried elsewhere to summarize such "de-facto" standards so as to encourage "portable" programming [1].

3. ANALYTICAL CALCULATIONS

A structural designer need no longer *be* a computer to determine the elastic distribution of moments in a frame. To initiate such an analysis he has only to write or type data in the form described by a user's manual, then let a standard program do the rest. Because of the demand for skeletal and finite-element analysis, programs and suites of programs have been developed by teams of computer-minded engineers and professional programmers, and offered to designers on a leasing or royalty basis.

Some of these programs are sound and reasonably free of errors; others are notoriously unpredictable in behaviour especially when transferred to new computers or when there are changes to an operating system.

A structural designer who uses such a program is seldom permitted to study its internal documentation, let alone make changes or extensions. The supplier argues that a complicated piece of software has to be "maintained" by a team of specialists who must be the only people allowed to look inside. Yet the conditions (which a potential user has to accept) stipulate that the supplier of the program takes no responsibility for damages caused as a consequence of wrong results.



This apparent dilemma is not as bad as it might seem as long as a program is *analytical*, in which case its results are essentially right or wrong and may be compared with those produced by a competitor's program. Confidence is thus gained or lost as the case may be. Nevertheless it would be better if structural designers were permitted to know more about the programs they use, and in the author's opinion it becomes vital when programs are used for synthesis. This is discussed later.

4. COMPLICATED ANALYTICAL PROBLEMS

Among academics the advent of the computer stimulated the formulation of engineering problems in matrix and other numerical terms; the necessary "number crunching" being no longer impractical. Many such problems are of interest to structural designers, but few structural designers have the mathematical expertise to formulate solutions themselves. Accordingly they consult experts at Universities and research establishments where large computer installations are often used.

If a problem is difficult to formulate mathematically it does not follow that it must be difficult to program. An abstruse problem resolved as a sequence of matrix operations might be programmed very easily. On the other hand a more simple formulation may demand the expertise of professional programmers before a practical program can be realized. A solution formulated mathematically becomes a *computing* problem when the required volume of input data or intermediate data is large, when iterative techniques are employed, when numerical accuracy is critical, and so on.

There is no reason to suppose that an academic who is an expert at formulating engineering problems in mathematical and numerical terms is *ipso facto* capable of writing foolproof computer programs. The sad experiences of computer bureaux when trying to adapt "University" programs to practical use testify to an unfortunate gulf between the disciplines of mathematical formulation and sound programming.

Computer science has not long been recognised in academic circles as a worthy discipline in itself, and many structural designers are not aware that it has much to offer their profession. In the present state of the art the structural designer should appreciate there is more to the numerical solution of structural problems than mathematics and self-taught fluency in Fortran. But there is nothing he can do to ensure that a program originating from a University or research establishment will be subjected to any form of quality control. Some programs are developed with the very highest degree of professional competence, but some are not.

5. SIZING AND SYNTHESIS

Analysis by computers is an essential part of structural design, but sizing and synthesis by computer is having more impact on the profession. It is now commonplace, for example, to let a computer program choose certain dimensions of reinforced concrete structures.

This practice poses the problem of responsibility for disaster. If such a program is developed and used by a structural designer then responsibility for a subsequent structural failure is obviously his. But if he accepts the results of a program developed outside his own organization he is allowing other people to design his structure for him. And it would seem that ever more structural designers are *willing* to take responsibility for other peoples' designs in this way.



Because these programs have to work according to Codes of Practice it might be supposed they are easy to test and evaluate. An evaluation of this kind was indeed attempted by the Design Office Consortium [2] revealing enormous differences of interpretation of a single Code of Practice among the programs tested. From users' manuals it was not possible to know in advance how each program would interpret the Code of Practice. How, then, is a structural designer to know what program to trust? At present he cannot.

There are two ways in which the situation could be improved:

- by trial and evaluation of proprietary programs carried out by some agency with power to award "Seals of Approval"
- by owners of proprietary programs disclosing in comprehensible form the internal descriptions of their programs.

Whereas the first approach can be made to work in specialized areas (for example by the Highway Engineering Computer Branch of the Division of Transport in the United Kingdom) the second approach may have more general potential and is considered in more detail below.

Program development is often undertaken piecemeal; an original version being augmented as demands for extra facilities arise and as new ideas occur to the developer. This style of development is *encouraged* by computer manufacturers and bureaux who provide software tools for interactive editing, selective tracing of execution, and so on. Although such facilities are difficult for a programmer to resist, the problem with the approach is that a program matures without documentation, and its "listing" might be unintelligible to a potential user even if he were allowed to see it. By adopting the more responsible approach advocated below, documentation automatically precedes testing and is, furthermore, intelligible to a potential user.

To be intelligible a program should be described in a notation less cryptic and less specialized than a computer language but more concise than a natural language. It is not obvious exactly where between these extremes the ideal notation should be pitched but an attempt has been made to define such a notation. It is called 3R and has been used to describe a program for which the internal description has been published [3]. From the published description "realizations" of the program have been written in Fortran, APL, and BASIC. The largest system so far described in 3R has a Fortran realization of some 20,000 statements [4].

Experience with 3R convinces the author that it is both possible and desirable to use such a notation for describing any program for technical application before encoding it in computer language. This approach avoids the problem of programs being developed without documentation - hence avoids the likelihood of their algorithms being intelligible only to their authors (and then only for the duration of the development period).

Even when thorough documentation does exist it may be argued that internal descriptions should not be disclosed outside the author's organization because the secrets are valuable capital to be protected. But against this it can be said that the potential user or buyer is more likely to adopt a program for which the internal description is made available than one for which it is not. Jealously guarding internal documentation may (it is hoped) become a short-sighted marketing policy for program developers. "Open" documentation leads to wider use of a program, so developers stand to recover investment from wider sales at cheaper prices - despite the occasional breach of Copyright that such openness might invite.



6. SPECIALIZED TOOLS

Dependence of structural designers on large installations operated by computer bureaux diminishes steadily as small machines become available. The price of a typical desk-top computer is about the same as that of a family car, and on such a machine a structural designer may run programs covering many (if not most) technical applications in his field.

There are, of course, practical limits to running design-office programs on a small computer; limits on size of program, volume of data, speed of processing. In some cases the designer may still need access to a big computer, perhaps using his small one as an intelligent terminal.

But because this modern electronic machinery is so small and cheap it may economically be dedicated to particular tasks of which a few were named earlier.

An example of a task of particular interest to structural designers is automated drafting. A typical drafting system has a dedicated computer controlling a digitizer for input and flat-bed or drum plotter for output. It may also have tape drives from which to read data generated by a general-purpose computer.

A system of this kind is sold as a package comprising both hardware and software. And, as was predicted a decade ago, the value of the software content is beginning to overtake the value of the hardware.

The structural designer may look forward to having ever more specialized tools at his disposal, each comprising a dedicated computer running dedicated programs. As long as the specialized tool is not designed to take over any of the tasks to which he should apply skilled judgement as a professional engineer he need not be concerned about the details of the software which controls the specialized tool. If the tool does not work properly it can be sent back to the supplier. But the structural designer would be ill advised to adopt the same attitude towards any specialized tool that might usurp his judgement as an engineer. Before using such a system he should know precisely what criteria and algorithms the machine uses to "design" structures.

7. DETAILING

A task that consumes a lot of time both of the structural designer and his draftsman is "detailing". In reinforced concrete work this includes both the choice of concrete dimensions and the selection of bar sizes and their placement; in steelwork it includes the choice of section sizes and details of connections. Detailing falls into the last two of the author's categories and is therefore discussed separately.

Detailing is heavily prescribed by Codes of Practice and might therefore seem to be a task that could be automated completely, making possible a specialized tool comprising items of hardware such as those used for automated drafting systems. The fact that such a tool does not yet exist seems to indicate that detailing is not as simple as it may at first appear. Certainly the evaluations undertaken by the Design Office Consortium [1] suggest this is so because every program chose a different pattern of reinforcement for the same beam. Codes of Practice — however restrictive they may seem — allow enormous variations in interpretation.

Perhaps our "built environment" will retain more interest if detailing is allowed to remain a minor art, but for those preferring to strive for efficiency



the problem could be resolved if future Codes of Practice were written to include *algorithms* as well as constraints. The algorithms could then be transcribed into computer languages, thus encouraging automated detailing.

The problem of detailing can be circumvented altogether by the use of "system building". No such system is complete today without a computer program with which to plan a building on a grid displayed on a screen. All schedules, drawings, documents necessary for construction emerge untouched by human hand. But it pleases the author to reflect that the slightest unusual requirement such as a skew gable or a step in the level of the ground makes many such a system collapse.

8. IN CONCLUSION

The author sees a widening gulf in the use of computers by structural designers; on one side the development of ever more complicated systems: on the other a phenomenal increase of "do it yourself" programming. Developments on both sides of the gulf have one thing in common; how the computer reaches its results is becoming increasingly obscure to all but those who wrote the programs - and often to them as well.

Structural designers can have little influence on developments in computer hardware or general-purpose software because structural design represents such a small market. But it should be possible for them to keep their house in order by adopting policies and attitudes some of which are discussed in this paper. At risk of being judged both trite and arrogant the author dares to summarize his subjective conclusions as follows:

- a structural designer who intends to use a computer frequently should develop some skill in communicating with the machine via its keyboard
- a designer who writes programs in BASIC should take care to use only the forms and facilities of that language that are Standard (and this applies similarly to Fortran programming)
- a designer who uses a proprietary system for analytical calculations should satisfy himself (by comparisons if necessary) that the chosen system is sound
- a designer should not assume a program is sound simply because it is based on a demonstrably sound mathematical model
- a designer should refuse to take responsibility for "designs" generated by a computer program unless he fully understands the processes by which such designs are synthesized.

Finally the author believes it is both possible and desirable to make the working of computer programs comprehensible to potential users; the ideals expressed above are attainable.

REFERENCES

1. Donald Alcock: "Illustrating BASIC", Cambridge University Press, 1977.
2. Design Office Concorium: "Computer programs for continuous beams - CP110", DOC, Guildhall Place, Cambridge, 1978.



3. DOE PSA/LAMSAC/DOC: "FORPA Computer Program", Design Office Consortium, Guildhall Place, Cambridge, 1978.
4. S.I.A. Limited: "NUSTRESS", SIA Ltd., Ebury Gate, London, SW1. (To be published).



VIIb

Evolving Design Practice in the Computer Era

Evolution de l'art du projet à l'époque de l'ordinateur

Projektentwicklung im Zeitalter der EDV-Anlagen

JOHAN BLAAUWENDRAAD

Dr Eng. Sc.

Rijkswaterstaat — DIV

Rijswijk, Holland

SUMMARY

A survey is given of the design society as it evolves in the computer era. The designer's task will be adapted gradually. The dissemination of software is discussed, as well as the adaptation of the education curriculum. Broad spectrum integration of programs and economic matters are considered. Finally the question of responsibility is raised.

RESUME

Une vue d'ensemble de la société des projeteurs est présentée à l'époque de l'ordinateur. La tâche du projeteur évoluera constamment. La dissémination de programmes est discutée ainsi que l'adaptation dans la formation des utilisateurs futurs. Une intégration très large des programmes est considérée et les aspects économiques sont pris en compte. Finalement le problème de la responsabilité est soulevé.

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Artikel wird ein Überblick über die Entwurfspraxis, wie sie sich im Zeitalter der Rechenanlagen entwickelt, gegeben. Die Aufgaben des entwerfenden Ingenieurs sollen allmählich angepasst werden. Die Verbreitung der Programme, sowie die entsprechenden Anpassungen des Lehrplanes wird behandelt. Die Integration der Programme auf breiter Basis und die wirtschaftlichen Aspekte werden erörtert. Zum Schluss wird die Frage der Verantwortung aufgegriffen.



1. SURVEY AND PROBLEM AREAS

It is a commonplace to state today that the computer has become a powerful tool in structural design and analysis. This tool was gradually developed in a twenty year period in which a number of computer generations have been used and in which several types of programmes could be proved. In the early days from the late 1950's till the mid 1960's, structural designers quickly attempted usage of the first type of computers and the corresponding software. This period may be characterized by small stand-alone computers operating in batch-mode only. In the proceeding time sharing and minicomputer period the application area has been widely broadened and a new impetus from the graphics-oriented point of view is seen after the mid 1970's.

Other recent developments are the network concepts and the revolution in hardware miniaturization techniques which caused a drastic fall of prices and led to a new market of micro-computers.

1.1 Penetration and impact

It is worth considering to which extent the development of computer technology and software engineering did penetrate into the structural engineer's environment and which impact and consequences may be shown. Going back for (say) ten years, the expectations had been put very high and the readiness to invest money in this area was reasonable. Today it is not to be denied however that sometimes higher criticism regards computer usage can be heard and in any case a more waiting attitude is adopted. Nevertheless it is certain that the computer has got its role in the structural design process and it is expected that this role may expand, be it perhaps with another speed than assumed in earlier days.

Until now the computer is used rather in structural analysis than in structural design. It is not difficult to show that the majority of applications is in statics and dynamics, specially using general purpose finite element programs. Such advances in computerized analysis have been prompted initially by leading events like jet aircraft design, space flight programs and now the energy crisis, but the achievements are useful in civil engineering as well. Nevertheless we have a disappointingly small number of programs for design and dimensioning structural members. Granted, a huge effort has been made in what is said to be interactive computer-aided design (CAD), but until now the hardware needed was too expensive, and the software, if anyhow manufactured, too high-brow. Above that, the major developments have been tuned to car-industry and electric logic circuit design. Perhaps much will change with the introduction of the microcomputers.

Also an immense progress has been made on the theoretical side of automated optimal design, but its implementation today is only a negligible aspect of computerized structural practice and it has fallen far short of expectations that many held out for it. Some people credit the practitioners for this, stating that they are still too unfamiliar with the underlying mathematical concepts. There are however good grounds to think that the real reason will be a different one. Optimal design is in fact automated analysis and the analysis is only a small part of the whole design activity. Above that not every method of analysis in structural mechanics can be applied with the same ease and it is not clear up to now which technique for linear programming will be the best one in the long run.

Everybody who had to design himself or who had the opportunity to watch designers, knows that the *principal* decisions are made on the basis of a series of considerations among which cost of maintenance, cost of insurance, cost of operation, cost of construction and irrational matters like esthetics. After that, the application of an optimal design program may just be working in the margin.

Apart from some exceptions most computer usage has been of the analysis type if necessary applied iteratively during the design process. The large volume of today calculations is not due to the availability of the computer only. Outer circumstances also make the use of computers obligatory, among which better knowledge of the material properties and perfectionistic design codes. Another reason which forces the use of computers is the introduction of more complicated construction methods. Even the most pertinent representative of the 'old school' will be glad to examine in advance all different construction phases which occur during the erection of (say) a major cable-stayed bridge, be it steel or concrete, to control the deformations and stresses.

1.2 Needs and consequences

It has been mentioned above that a large volume of calculations is made today. This does not mean however that all design offices are mixed up with these calculations and those who are, will not be so to the same extent. According to an estimate of a couple of years ago one out of three structural engineers (chiefs of offices included) is involved. Most of this one third will be found in the bigger offices or departments with ten or more potential users which can afford to have an in-house computer plant, either a main frame or a mini. However these offices and departments cover only 20 percent of all of them. The other 80 percent consists of small design offices which may use a computer incidentally at a service bureau, but will mainly do their job with top-desk calculators and hand-held computers. One can hear of new expectations held out for these smaller firms, considering the cheap microcomputers now arriving on the market, but also of severe concern that a wave of poor and 'grey market' programs are being set up without appropriate documentation.

The undertone of the presentation so far tends to the conclusion that much attention has been paid to sophisticated number crunching programs which are powerful analysis tools but are limited in scope for actual average design practice. The intellectual father of one of the leading structural analysis systems even heaved the sigh that 'we solved the wrong problem'. At several occasions a plea has already been made to manufacture simpler tools for simpler problems which belong to the everyday job of the design offices. The 20 percent bigger offices, mentioned above, did manufacture such software themselves to some extent, but the 80 percent of smaller offices could not.

A major problem is how to finance this. The practice of structural engineering is incredibly fragmented and each small design office cannot manufacture its own software. Above that most users have difficulties to adopt other peoples programs, due to their claim that their own problem solving process is far superior. This symptom has been said to be our NIH-syndrome - 'not invented here'.



To end with in this survey, the computer usage period made some social, legislative and educational consequences manifest. The availability of programs now allows people to analyse a structure without mastering the theoretical basis for such an analysis. It should be examined how to restructure curriculae to cover this unacceptable situation.

Furthermore we face specialisation of the engineering profession. Will a deviation occur now between designers and program specialists comparable with what did occur earlier between architects and designers? How is the relation between designers and program specialists? Does computerization of analysis and design give rise to reduction of engineering manpower requirements? What about responsibility?

The next parts of this introductory paper will enter into some problem areas which have been touched directly or in an implicit way in the comments above and which are intrinsic matters of the design practice in the computer era. Attention will be given in succession to:

- relation between designer and program specialist
- communication structures
- educative curriculae
- integration of planning, design and construction
- economic structures
- legislative matters

It cannot even be tried of course to be complete for each subject or to produce answers to each possible question. At the best it is an initial attempt to locate areas which need adaptations and an indication in which directions we should move.

2. STRUCTURAL DESIGNER VERSUS PROGRAM EXPERT

The adoption of software as a tool in the design process and structural analysis is not an innocent decision without engagement. The structural engineer will notice that he is confronted with a new relation to a type of colleague he did not know before in the profession, the program expert. This colleague not only manufactures the program, but is also supposed to support the use of the software and to provide a proper documentation. The cooperation between designers and program experts give rise to comments of different nature. In this section we want to discuss the consequences for the profession of the designer, that is to say, how does it hit his task. In other sections we will touch other aspects concerning education and responsibility.

2.1 Cooperation between designers and program experts

Good communication between the designer and the program expert does not guarantee that a computation is correct, but the reverse certainly holds that poor communication runs the great risk of a bad result. The background and orientation of the designer and program expert are totally different and you may not expect to convert the designer to a highly qualified computer expert and the computer expert cannot be induced to become a designer. The designer is interested in structural engineering matters, economics and esthetics, whereas the program expert by nature orients to mathematics and software engineering. But even in regards of the mutual interest, the application program, there is a marked difference in the way users and programmers interpret it.

The users are interested in the availability and accessibility of useful programs and have special interest in an understandable way of input preparation and an output which is interpreted in an easy way. On the other hand the software men have more attention for standardization matters and have more other typical software engineering problems.

Watching the profession, one must say that several types of communication can be seen. Part of the designers show a pronounced readiness to cooperate with the program expert and succeed in maintaining a fruitful conversation. This part will be found in bigger offices handling more advanced programs and these designers may have had an academic training. However, a far bigger part, generally speaking performing less advanced design jobs, did not build such a communication bridge and even sometimes suspects the program expert of impertinent penetrating into his cherished profession. On the rebound the program experts fall short of respect as regards these designers accusing them to have too less knowledge of computers and computer science. This description may be too black and white and may be overruled by new facts when time goes on, today it still holds for too many of them. It will be clear that education and responsibility is highly connected with this subject.

As will be discussed later, the designer should autonomously make the final decisions. This does however not exclude the role of computing centres and their programmers to be ready to contribute to the interpretation and understanding of the interface steps and of the limits of applicability of the algorithms used. In bigger offices and departments with their own computer plant and staff such a support task can be realized in a rather easy way, but problems arise for the huge amount of small offices which depend on service bureaux. Practice reveals difficulties to guarantee continuity of such sustaining help for the broad spectrum of all offered programs. Here we touch a serious concern which is strongly connected with the dissemination of software. Incidental attempts to construct a national solution just stayed in the planning stage or lead a poorish existence.

In this context it may be worthwhile to distinguish several user levels. There is a range from the humblest user to the most experienced and most computeroriented user: the programmer. Each level requires a different amount of help and help of different nature. Some papers in literature even make a plea for a new type of profession in between the designer and the software manufacturer. This new support functionary is supposed to be a better medium than documentation.

2.2 Evolution of design profession

We have also to enter into the question if a shift may occur in the task of a designer. Observations make clear that two opposite trends reveal. On the one hand we place new possibilities at the disposal of lower level analysts, who have not been trained at school conventionally to understand the behaviour of the complex stress states which can be calculated with the new capabilities. In such cases the designer/analyst has a lack of knowledge of his limitations, but he does use the software today, no user certification being introduced. It is therefore much more difficult to know the real limits of theoretical capacity of an engineer. All or almost all will analyse structural problems in the same way: with the help of a computer program independent of the fact whether without computer they would be able to solve the problem or not.



To quote a speaker at the 1978-colloquium on 'Interface between Computing and Design in Structural Engineering' who said it a bit exalted: 'with a computer program we have created a means which will allow also the incompetent to give the impression of being competent'. Here it is sufficient to diagnose that at least the educational curriculum of such analysts should be subject of re-examination.

The counter-trend is the danger of specialization between designers and program experts, already mentioned in the first surveying section. Both designers and program experts often are engineers by training, but they specialize on different matters. There are design engineers who propose the total concept of a structure and take final decisions on the basis of the stress results passed to them by others. They have control on the utilization of the results, but the mastering of the forces flowing in a structure will slowly escape, as well as the forming of the structure adequately for this force flow. On the other hand there are analyzing engineers who produce the stress results and force flow. They know how and what to calculate, but have no influence at all on the initial concept and only weak influence (if any) on the utilization of the results.

There are well founded doubts about the acceptability of the two opposite trends described above. However, the question is not if we regret such a development but if we can stop it. It seems hardly possible to change this development drastically but we can canalize it. To quote again: 'It is the duty of schools, engineering societies and organizations to consider these facts in order to remove the negative effects of the computer revolution and in order not to let the engineering profession drop to a narrow-minded level'. Undeniably the design profession will be adapted, but no reasons exist to get up set. The changes will evolve gradually, be it only for reasons of inertia in society and education.

Until here we discussed the evolution in the designers task in regard of the computer programmers task. We could even go one step further and raise the relation of the designer and the computer itself. In the 1960's expectations were held out for electronic brains capable of solving any task reserved for the human brain. Now we judge that high-brow talk and know better the limitations of computers in terms of creativity and ideas. The recent advances in micro-processor technology may have a new impact but this will be rather in 'personal electronics' and text processing. In the design environment this new technology will provide a new set of CAD-tools, but an associative ability is not to be expected in the foreseeable future. For the moment computers are not capable of synthesis in the way designers are and therefore it is an abuse to request for thoughts or creative ideas.

3 COMMUNICATION STRUCTURES

Communication is a problem which did not arise for the first time when computers were introduced, but new needs for communication appear due to computer usage. When we bear in mind that existing communication in the world of structural engineering springs from long time experience, we may understand that new communication types in the computer era come into being by the method of trial and error. Which needs exist for communication?

First we think of the dissemination of information about hardware and software possibilities and limits. Second we may discuss the communication with and between computers. Third the possibilities for support and service to the users belong to it and finally the communication via the documentation.

3.1 Dissemination of information

Many motives exist to justify effort as regards dissemination of information on existing software and possibilities of hardware. As has been said above, the design practice is enormously fragmented while the cost of software manufacturing increases continuously. Above that specially the big number of smallest offices do not use computers intensively. The NICE-survey in the United States of America indicates that much of the existing software is of questionable value in terms of universal transferability. Information concerning the documentation, program size applicable hardware, languages and availability is sparse. Further, the existing information, although highly variable, shows much of the software to be specialized as to application and/or not amenable to easy adaptation to a variety of computer systems.

Another aspect is the point of competition. Economic cooperation between consulting engineers, contractors and governmental institutions will be a new and extraneous feature, for them that traditionally adopt a rather conservative attitude. Especially consulting engineers tend to assume that software development constitutes in fact an engineering effort, and therefore, the development of programs is considered to be a feature of competition. This makes it more difficult to set up dissemination structures.

Despite some disencouraging motives there have been meager attempts to share program libraries, e.g. CEPA in the USA and CIAD in the Netherlands. Other poor means to share libraries are the so-called integrated systems like ICES, GENESYS and IST of which ICES has a lot of users, using however many different versions, and GENESYS adopted a strict centralized concept, resulting in few users. It proves to be very laborious to initiate centres to promote the use of computers and software in civil engineering. The group which should be interested hesitates to give his blessing to such plans and even government only avows by mouth that such initiatives are worth while, not being prepared to make funding available.

Such centres could provide information on the software to the user. The service of such a centre could be extended to a clearing house, and/or broker for information on sources where software is available. Specially included are search, survey and collation of all sources of software information. Also the publication of a current and comprehensive catalogue of existing software which will contain detailed information that will allow the user to make his own evaluation and selection. Such a catalogue has existed in The Netherlands and does now exist locally in a number of countries, e.g. Australie (ACADS) in Sweden, Germany and Italy. It is mostly distributed by means of an engineering periodical or magazine which offers space for this purpose. The IABSE-taskgroup 'On the Use of Computers in Structural Engineering' proposed a model which could be used internationally. Another attempt is the EURONET activity.

The succes of such a dissemination structure stands or fails with the want the users feel for it, and this want seems not to be a very urgent one.



Sometimes it is believed that the only reason to receive and read such a catalogue is to know the state of the art of the colleagues and this is not enough encouragement to keep it in the air. Above that it is not easy to judge from the catalogue the usefulness of a program, taking in account the experience that rather long time is spent in finding your way with an unfamiliar program.

While dissemination within one country is not an easy job, the dissemination between different countries is even more difficult. The problem of code of practice dependency then arises but even more important that not each country has the same organizational degree in the engineering society to realize the wanted transfer of technology. Some countries may not have any institution whilst other countries enjoy the existence of foundations or associations to house such activities, e.g. ACADS in Australia, Design Office Consortium in England and CIAD in The Netherlands.

Recently it is heard that government is supposed to spread the software in future (German view). Observing the increasing government interference in general this might be a trend in the long run if the profession fails to settle its affairs itself. And the profession will most probably fail, being not interested in general standards and a global optimum but on the contrary heavily concentrated at its individual local optimum. It is a concern how far the government should go in establishing and maintaining public domain programs. There are no ready answers yet, but it is clear that such decisions will have strong influence on future progress in computerized structural analysis.

3.2 Structures of user support

When a program has been developed a stage starts in which the program must be implemented in design practice. This is a stage which requires a lot of support to the user. But also after the initial implementation such support is continuously required.

The most self-evident mean for support is the documentation of the program but it will not meet many objections to state that most documentation is poor. It is not recognized much in what way the documentation should be written. If the programmer does it, as is the normal situation, there is a danger to give information which is not relevant and otherwise to omit parts which should have been inserted. It has therefore been heard that infact only the users are able to write the documentation properly. In any case it is not easy to make good documentation in one shot. But who is willing to write (and fund!) a new one after say one year, feeding in all comments and experience got then?

If a program in the structural engineering field becomes more sophisticated and covers various features and complex functions, some kinds of back up user support becomes necessary. Too many programs are developed indeed but not effectively used in the organization because of poor usage promotion and support. For naturally, engineers are reluctant to use what they can not fully understand. This is specially a problem for a practical engineer if he has to study the usage of certain program which he uses once in a while. As a matter of fact, even for a small program, usage consulting support is undoubtedly needed for the effective use of such resources in the organization.

This problem not only plays a role in private firms but as much in public time sharing services. It can prove to be a limitation in the success of a program if no proper support can be offered.

In a Japanese proposal a plea is made for a new type of engineer, the application consultant for structural analysis and design programs. For some complex programs the data preparation is too time consuming even if the program features and data input are reasonably understood. The man power needed for this is also heavily dependent of the engineer's skill of the program usage and his capability for the problem solving of the particular problem to be analyzed. According to the Japanese expectation will the availability of program usage consulting support soon become the key factor for deciding what particular program usage environment engineers choose to use.

Such a development may be unavoidable, but it is not without some concern. Both the design engineer and the consulting engineer are in danger of a degrading profession. The designer will find himself to have evolved after time to a new type of architect (section 2) and the consultant risks to be labelled as a arithmetician who is needed for a while but is not essential in the decision-making situations, with all consequences for his salary and respect in the engineering society. The social implications of such an evolution should not be underrated.

3.3 Communication between users and computers

The practical engineer expects that the computer system is an excellent assistant who is able to respond to our engineer's questions properly and quickly. At the same time the engineer wants to stick to his own profession. There are many possibilities. We have begun with stand-alone single run batch machines, followed by multiprocessing batch machines and timesharing environments. Today the mini's have entered into competition with the main frames and we are waiting, as has been said in section 1, for a new wave of changes due to the micro-computer technology.

The communication with the machines has been improved by introduction of free-format readers, problem oriented languages (POL's) and user friendly operating systems which, for instance, allow conversationally, directing the system to do processing in either foreground or background. In more advanced environments like POLO the user even can select at run time the mode of desired operation. Yet there is still a lot to be desired and to clarify this we quote a UK-author: 'It has been said that the invention of the self-starters for cars did more to liberate women than any militant movement. Today engineers are in a similar position to the ladies of yesteryear. We too have a mighty machine - the computer - but it requires a lot of specialised cranking to get it working'. Recent improvements have been found in the cheap storage tube and the micro-technology based work-station. The tube specially proves itself an interactive visualizing tool which is easy in use and which is appreciated by engineers, more advanced and exciting refresh displays being too expensive for our purpose.

The next stage in communication improvement is expected in replacing the filing system by the database. Up to now general purpose databases are used, but first attempts are being reported to manufacture databases which have been specially designed for engineering projects.



A question which also has been raised with respect to the man-machine communication is whether to use a centralized hardware arrangement or a decentralized arrangement. If much complex software is used which requires a powerful computer it was decided that a central arrangement is preferred. Another reason has been found in the fact that the same code is used by many offices and that manning each office for the management of a larger computer, even if it could be afforded economically, is not an easy task. However increasingly often the advantages of decentralized processing using minis is underlined. The speed in performance is greater and real time assistance can be rendered by software specialists. Above that these specialists acquire better understanding of the requirements of a design office. Of course the maximum availability on the spot is a very important feature as well.

In future we foresee a mixture of the two extreme modes, mentioned above. The rapidly evolving technology in the field of small- and medium-capacity computers makes a decentralized computer network an achievable prospect. Such a structure allows to tune to the engineer on the spot (workstations), keeping a back up for number crunching runs at a main frame. For the moment it is believed, however, that the techniques for creation are still in a premature stage, hampered as yet by both technical and commercial difficulties of different nature. But the situation is supposed to change revolutionary.

4. EDUCATION

The gradual adaptation of the designer's task and the probable introduction of a new type of consulting engineer have consequences for the educative program of engineering schools and recycling course for professionals. It can not even be tried to cover in this introductory report all aspects which could be shown. We have to refer the interested reader to author's paper 'CAD and the Educational System' on the 1977 international conference on computer aided design education at Teesside, England. Here we will touch a couple of relevant items.

4.1 Education for who?

Most contributions in literature concentrate on the education of users and of course this is the main group of interest. However managers and software engineers need education too. It is the manager, the head of a design office, who has to approve the use of software. It may be appropriate to instruct him as regards cost consciousness. A lot of chiefs still are fascinated by the computer bills, not being aware that (reductions of) other cost places are equally important.

The software engineer manufactures the programs. Apart from skill which is typically connected with his own branch, he has to have knowledge of the user. Otherwise he is in danger of producing software which is not recognized as useful by the user. We see in practice continuously sinning against this extremely important facet. Another facet, closely connected with the first one, respects the drafting of specifications. At this territory the user meets the writer of a program in joined action. It is of particular interest to speak the same language for a good communication. The possible new type of usage consulting engineer intervenes here too.

Now coming to the actual user, the designer, we have to distinguish carefully, between the several levels of engineering training. They all have the common interest that education has to be user oriented and not program oriented, but for the rest a practical oriented engineer in a day round design position has another educational want than a somewhat academic engineer. The humblest user may ask for an education in which computer science is hidden behind some user-friendly screen using the simplest input language imaginable, while the specialist user (e.g. the usage consulting engineer) might need a computer science oriented education in its own and allow for a high-level input language.

4.2 Education. What and how

The use of programs is becoming a professional skill and we must decide how far the engineer has to master this skill. And anyhow we have to offer him the opportunity to grow gradually from the humblest level to the most advanced level. The way we taught the usage of computers in the past ten years is disputable. Did we not lecture too much how the tool was composed instead of how the tool should be used? A man who buys an electrical do-it-yourself set for sawing and drilling will not study the internal electrical and mechanical layout of the apparatus, but is only interested in its functions. This indicates the way of thinking for the training of engineers.

Unavoidably we hit the question to which extent we can afford to use software as a black box. The existing engineering curriculum often is already overburdened, making it necessary to drop well established parts before you can put new subjects on the list. This is one more reason to consider if we can accept a measure of canned knowledge. An examination in depth of the existing curriculae shows today that some parts are no longer relevant at all and that other parts can be lectured in a different way. Where we spent a lot of time for the mathematical procedure in the past we get time now to increase the understanding of the physical phenomenon. If we spent hours to solve a differential equation in earlier days, we might concentrate today on the physics of our materials, that's to say what stresses and displacements will occur and what constitutive laws apply. You do not always need in-depth mathematics to show the essence of a structure. We can use with great success well-established simplifying models. For instance, rigid bars connected by rotational springs are pleasant aids to explain buckling and vibrations in an easy way. Each teacher could develop in his area such educational tools, to understand the essence without tiring by superfluous mathematics.

In the design office a structure never consists of the idealized members and components which they have been the subject of at school training. The engineer first has to translate the structure to a scheme which is composed of such idealized members to allow for a calculation. This was already necessary in old days when applying calculations by hand. In the computer era a new stage is added however, making an input model of the schematized structure in order to do a computerized analysis. The computer output is converted to quantities which hold for the scheme of the structure and these quantities in their turn are interpreted for the actual structure under consideration. This is the responsibility of the design engineer or, if he passes it to him, the usage consulting engineer, and therefore we have to stress in their training the skilfulness to translate the physical reality to a scheme and to model this scheme in a proper input model, at the cost of knowledge of the program itself. It has no sense to know all details of the thin plate theory when the most important decision should be to use a thick plate element accounting for shear deformation!



4.3 Education. Where and by who

Above we did not distinguish between regular engineering schools and recycling courses for professionals. The manager education seems to be a matter of recycling courses only whereas the usage consulting engineer and software manufacturing engineers can be trained at engineering schools. The adaptation of the design engineer's training at schools should start readily now, while the designers already in profession may join recycling courses.

Of major importance is the question where to find the wanted teachers. Basic principles of computer science, not explaining in depth how the computers work but rather which functions it can execute, can be taught by mathematicians or people specially trained in computer science matters. However, for the integration of the computer usage in the design office task we prefer teachers with an engineering background. The education in this phase, though connected with computers, is particularly focussed on design. It is therefore highly important to recruit teachers who are willing to prove their power in design knowledge rather than in computer knowledge.

To end with, we just note the special ability of the teacher to react flexibly on the changes in this field. Generally speaking it is felt that we live in a dynamic era in which the training at the start of the career of an engineer will not be sufficient for whole life. If anywhere, the call for permanent education will be heard in the area of computer aided design education. This will impose a continuous heavy load on the teaching staff. One of the main problems of the future might appear to be how to teach the teachers themselves continuously.

5. INTEGRATION OF PLANNING, DESIGN AND CONSTRUCTION

It appears to be very difficult to create a chain or suite of programs which can be used from conception until realization. The bulk of software just tackles design problems. Yet the design and analysis is only a minor part in all tasks to be done. Granted, there are programs for planning and to make automatic drawings, but a real horizontal line of integrated programs does not exist in spite of all pretentious so-called integrated systems or integrating systems.

The reason for this failure can most probably not be found in the computer science matters. It is most likely a matter of bad understanding in what way communication was realized in old days. For also without computers we did and still do communicate. We first have to analyse the mechanism of information transfer between architects and planners, planners and designers, designers and contractors, and so on, for nobody seems to know exactly how they succeed in transmitting data to each other, or -if they fail- why they do so. It may be a hotchpotch when done by hand and the need for rationalization may be great, it does operate nevertheless.

One thing is clear. It will be a mass of data which must be handled and the members which operate on the data belong to multidisciplinary teams. There must be found a methodic approach to structure all deliberation in the several stages. The information which is now carried by drawings and tender and construction documents will consist of datasets on a computer in the future. The shared engineering database is a prerequisite for this purpose and the several programs will operate on this common project datapool.



There is a cost problem here as well. Broad system integration can only be justified if the benefits are evident. Such benefits are more easily shown at the contractor's side than at the architect's side. When scheduling of equipment, maintenance control of equipment and rental of equipment is improved by computers, the gains are remarkable and can be shown. The problems of architects however are less demanding from a computational viewpoint and more from the information processing viewpoint and benefits are therefore not easily seen. It is not believed that revolutionary developments will appear in the near future. The nature of data processing in the other stages than design is so different from the nature of computing in the design stage that a slower evolution must be foreseen. This is a field where it is important to standardize and agree on formats and procedures before software manufacturing comes in picture and such matter needs lots of time.

6. ECONOMIC STRUCTURES

Speaking of economics such matters like costs and cost/benefit analysis should be discussed and rates and tariff policies to earn the money. The software development costs are well mastered today, since a lot of consulting engineers and software houses have experience in this area. It is however less understood which huge costs it will take to maintain software and hardly any information is available as regards the costs of instruction and support. But these last costs are not to be underrated and may be determining in future whether or not some program can be kept in a public domain area.

6.1 Cost-benefit analysis

The most troublesome exercise has been and still is the cost-benefit analysis. Practice shows that most firms have good recordings of all costs but no registration at all of the benefits, which may result in the quick decision that computer usage just increases the costs of the design stage. This may be the case indeed and we could enjoy such an opportunity for better accomplishment of structural engineers professional responsibility. But if it is not a benefit for the designer, it still can be a benefit for the whole project. Here we hit the major barrier that according to existing regulations, agreed in old days, the design costs are allowed to be a fixed percentage of the total construction costs. This excludes the possibility to spend more cost in the design stage in order to save money in the construction stage. Thus the justification of computer usage must be found in the design stage itself and will actually not be found in cost-saving.

Observations make clear that no change to computer usage is made if one has no relevant applications or not sufficient tasks to justify it, but on the other hand, the real reason to change indeed is time-shaving, improved quality and new possibilities and in no manner cost savings. A cost-benefit analysis in its strict meaning can actually only be made for real automatization where routine labor is substituted by computers. This is not the case with the introduction of design programs, for they are not just adopted for labor savings but to improve the ability of the designer. Now the benefit is found, among others, in the possibility to examine more alternatives in a given restricted time and to analyse more advanced structures, which could not be handled before. Nobody can reasonably be supposed to quantify such benefits and fortunately increasingly more managing people start to appreciate this.

Managers will in future ask for a long term plan for computer usage rather than for a cost-benefit analysis for each separate project.



Such a long term plan clarifies the interest of the computer and its costs during a certain time span, which enables management to judge its merits in relation to all other activities of the firm or company. If done in this global way one even can accept some desirable projects which may appear less profitable if on the other hand enough beneficial projects occur as well. A strict piece-wise applied cost-benefit analysis is really killing for the development of a broad spectrum 'toolkit' of design programs. It is a delighting sign that selfconfident managers view this realistically and so give free way for a modern procedure that most probably will be of much importance in the future.

6.2 Rates and tariffs for users

The user must pay the data processing center, be it in his own office or externally for all resources that have been used: the computer, peripherals, input preparation and analysis of output. Each data processing division has its own strategy to compose its tariff and can use it as a policy tool to promote or moderate the load of the components of his plant. It is common practice that such costs only depend on the resources involved, without any relation to the cost of the structure. Normally the same applies for the return rates that are paid to cover the development costs of the software. As a rule such royalties are a fixed percentage of the computer bill, although some attempts have been made to relate these royalties to the extent of the structure and the considered load cases. This latter trend can be wellcomed and will unquestionable proceed in future.

A peculiar symptom can be observed in organizations that did decide to install their own computer. Such a decision is made when the bill of external centres has reached a level which justifies a change to in-house usage, but after the installation of the own plant rather soon users will incidentally complain that external centres offer cheaper service. This indeed can be the case, notwithstanding a careful cost analysis carried out to underline the decision and two apparent reasons can be pointed out, which are briefly discussed here. The first reason is to be found in the greater appeal that is imperceptibly made on the support of usage consulting people when such people are callable in house. But in one way or another such support people have to be paid for, be it via an overhead in the cost of the resources or the rates for the used programs. The firm can easily find grounds to cover these costs in another way and to separate them from the tariffs to eliminate undesirable 'outwards driving forces'.

A second cause of user complaints is found in a difference in the tariff strategy of the in house data processing division and an external centre. In both centres the total costs have to be covered but the distribution of the total costs over the several activities and programs may differ. The single user has normally no global view on all facets but is magnetized by his own problem area and therefore inevitably pursues his own local optimum. This attitude is, sad to say, sometimes encouraged by management in the case that a design office has been bounded to so strict commercial goals, that the trials of users to escape from the own data processing centre can be appreciated indeed. Sound managerial judgement of all aspects will solve such problems and create the climate that is wanted to have the own centre flourish optimally. Possible additional costs can be kept apart from costs which are charged and are to be considered as the premium paid for the new possibilities that undoubtedly attend the installation of an in-house computer.



7 LEGISLATIVE STRUCTURE

Computer usage could lead to adaptations in the responsibility scheme as it was established in old day. Further one might discuss the interaction with building codes and enter in the matter of propriety rights. For reasons of shortness we restrict here to the legal liability for errors or misuse of programs.

A realistic and unremitting presentation of risks which are involved in a computer run results in a long list of potentialities. To start with, limits imposed by the present state of science, syntheses capability of human mind and hardware prevents the writing of a general purpose program to compute any structure while taking into account all possible types of behaviour. One always has to choose from a library of programs only computing some types of behaviour for some parts of the structures. Here the designer has to make a major decision. Having made a choice, one further risks errors in hardware and software. Fortunately the hardware rarely fails and once it happens, it will be clearly visible. However, other sources of errors are numerous, ranging from syntax errors, bugs in the code, wrong interpretations of the results, used approximations in the numerical method and others.

The problem with most programs is that they are 'top secrets'. The list is either not published for economical reasons, or if published it cannot be read due to lack of proper comments and documentation. However, nothing else remains than to use such programmes for which nobody takes any responsibility. In many countries one tried to set guidelines or regulations for liability, and all of them have the common undertone that final responsibility always rests with the designer. He selects the program to be used, the data center to be called for and is responsible for the input data and for the output, no matter whether or not he engages usage consulting support. If needed he can refuse the results.

It is not difficult of course to list in the same way a number of responsibilities which are attached to the mission of the data centers, but it is difficult to connect legal consequences with it. Everybody, having experience in this field, knows and appreciates that a well-tested program which seemed to be correct can show a bad result after years when data input is in a special constellation. And it is agreed praxis not to make the computer centre too much responsible for the consequences. The centre is just supposed in such a case to correct the mistake and to rerun without additional costs.

In fact the only discussion can be how to facilitate the designer to execute his responsible task and not how to share this responsibility with the programmer. This has an impact on the education of the design engineer but may also result in directives how to write manuals and what to include in output. Therefore it is necessary to let the futural users have a big say in the specification of program outputs.

8 CONCLUSIONS

The presented survey and the more or less detailed discussion of several special items allow for some conclusions, listed below.

- A gradual evolution of the design profession cannot be denied. Adaptations take place in time due to the growing role of computer technology.
- Big parts of the designers still do not use computers intensively. Only a minor part has bridged the gap with computer science people.



- Designers are in danger to move away from their original ability to analyse structures. In future they may increasingly more become decision makers who are able to judge all interacting activities at a global level, getting stress results passed from others. But perhaps, this is just the proper definition of a designer!
- The dissemination of software and/of information on software still is a source of anxiety, for a number of reasons.
- Education is needed for chiefs, designers and computer people. The curriculum of design engineers has to be adapted to fit the evolution in the design practice.
- Broad spectrum integration of all stages of the building process meets with difficulties in practice. Probably it is necessary to analyse the existing communication structure before we can propose new computerized approaches.
- Cost-benefit analyses are not always useful for separate design programs. Managers should rather ask long term plans to judge globally the total computer effort in relation to all other efforts of the company.
- The final responsibility cannot rest but with the designer. The discussion therefore should be directed to the means how we can facilitate things for him to prove this responsibility.

REFERENCES

1. FENVES, S.J.: Scenario for a Third Computer Revolution in Structural Engineering, Journal of the Structural Division, ASCE, jan. 1971.
2. BOYER, L.T. and FENVES, S.J.: Environment and Characteristics of Civil Engineering Applications Programs, ONLINE 72 Conference Proceedings.
3. LOGCHER, R.D.: The Impact of Computers by Engineering Practice, ICES-journal, July 1974.
4. CEPA: Proposal for a National Institute for Computers in Engineering (NICE). Rockville, Maryland, USA, 1975.
5. KRAUS, H.: Attitudes towards Computer Software and its Exchange in the Pressure Vessel Industry, Journal of Pressure Vessel Technology, Febr. 1975.
6. BLAAUWENDRAAD, J.: Succes Criteria for the (International) Exchange of Program Systems, Proceedings CIB-W52 Symposium by Correspondence on Computer Languages in Building, Budapest, Hungary, 1975.
7. DOE: Main Study on Use of Computers in the Construction Industry, Department of the Environment, England, August 1976.
8. GALLAGHER, R.H.: Computerized Structural Analysis and Design - The Next 20 Years, Keynote Lecture, Second National Symposium on Computerized Structural Analysis and Design, Washington, March 1976. Comp. and Str., Vol 7, 1977.
9. CIAD: Policy report 1977 - The Way Ahead, Zoetermeer, The Netherlands.
10. LAWRENCE, D.J. and SHEPPARD, D.J.: CAD-Education - The more the Education, the less the Use, Proceedings CAD-ED conference, Teesside, England, 1977.
11. BLAAUWENDRAAD, J.: CAD and the Educational System, Invited paper CAD-ED conference, Teesside, England, 1977.



12. SCHAEFFER, H.G.: A Review of the International Symposium on Structural Mechanics Software, Comp. and Structures, Vol. 8, 1978.
13. DOLCETTA, M.: Trends in Computer Management for Structural Engineering, ENEL-paper for IABSE-Colloquium at ISMES, Bergamo, Italy, 1978.
14. JONES, M.V.: Computers in Engineering, ACADS-paper for IABSE-Colloquium at ISMES, Bergamo, Italy, 1978.
15. LANG-LENDORFF: CAD-Promotional Funds by the Federal Government, IABSE-Colloquium at ISMES, Bergamo, Italy, 1978.
16. TOMINO, H.: The Computer Usage Environment for Structural Engineers, IABSE-Colloquium at ISMES, Bergamo, Italy 1978.
17. KLEMENT, P.: The Responsibility for Electronic Calculations, IABSE-colloquium at ISMES, Bergamo, Italy, 1978.
18. UHERKOVICH, I.: The Influence of the Computer on the Professional Ethics, IABSE-colloquium at ISMES, Bergamo, Italy 1978.
19. DEPREZ, G.: Professional Responsibility of Engineers using Computers, IABSE-colloquium at ISMES, Bergamo, Italy, 1978.
20. KRUISMAN, G.: The Unknown Triangle, IABSE-colloquium at ISMES, Bergamo, Italy, 1978.
21. PEANA, A. and MAIER, G.: Educational and Professional Implications of Reliability Assessment in Computerized Structural Analysis, IABSE-colloquium at ISMES, Bergamo, Italy, 1978.

Leere Seite
Blank page
Page vide



VIII

Trends in Big Bridge Engineering

Evolution dans la construction de grands ponts

Tendenzen im Gross-Brückenbau

Leere Seite
Blank page
Page vide



VIII

Introduction to the Theme

Introduction au thème

Einführung zum Thema

J.-C. BADOUX

Dr. Prof.

Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne

Lausanne, Switzerland

The main object of this seminar is to outline the evolution in big bridge engineering over the past ten years and to discuss possible trends for the coming decade.

Changes have of course been brought about in order to keep up with the economic situation, but one of the main causes of the evolution in bridge engineering has been the rapidly increasing demands of road and rail traffic. The intensive motorway infrastructure construction, carried out in numerous countries over the last few decades, has led to a new generation of bridges which are distinguished by their ever increasing size (average span and deck width) and the ever increasing loads they are required to carry. These tendencies have in turn motivated improvements and innovations in design, in the use of materials and in fabrication and erection techniques.

In order to make full use of their respective merits, the traditional bridge building materials, steel and concrete, have been extensively used together. Prestressed concrete, composite construction and cable staying are just some of the methods and techniques that have been developed and put into widespread application. More recent materials such as lightweight concrete, epoxy resins and adhesives are also starting to be used and show interesting possibilities for the future.

As with the bridge itself, erection techniques and equipment have had to cope with heavier loads and larger spans. Ingenious and often spectacular solutions have been found, such as incremental cantilevering, launching and slip-decking, to mention but a few. Prefabrication and standardization, for concrete as well as for steel, have been put to good advantage and have improved the quality and speed of certain operations, while reducing their cost.



The above-cited developments could not have been brought about without the considerable theoretical and experimental research that has accompanied them. Our improved knowledge of the behaviour of materials has, for instance, enabled us to tackle such problems as welding of high strength steels and other fabrication and construction techniques. Let us also mention the important role the computer has played in developing structural analysis and design methods, without which a lot of today's big bridges could not have been built.

The main them "Trends in Big Bridge Engineering" is divided into the three following subthemes:

- Concept and Design
- Fabrication
- Erection and Maintenance

Although there is inevitably a certain amount of overlapping and interaction between these subthemes, papers should keep within their proposed subtheme as far as possible.

VIIIa

Evolution dans la construction de grands ponts (1^{ère} partie: conception)

Tendenzen im Grossbrückenbau (1. Teil: Entwurf)

Trends in Big Bridge Engineering (Part 1: Concept and Design)

J. MATHIVAT

Professeur

Ecole Nationale des Ponts & Chaussées

Paris, France

RESUME

La plupart des grands ponts en béton précontraint sont actuellement construits par encorbellement. L'évolution de la construction par encorbellement a été marquée dans les dernières années par une simplification et un allègement de l'ossature transversale des tabliers et par une amélioration dans la technique de bétonnage en place des voussoirs. Ce mode de construction a, d'autre part, été étendu à de nouvelles structures, tels les ponts à haubans et les arcs, et a fait appel à de nouveaux matériaux, comme le béton léger, ce qui a permis d'étendre son domaine d'application.

ZUSAMMENFASSUNG

Die meisten Brücken aus Spannbeton werden heute im Freivorbau ausgeführt. Die Entwicklung der Freivorbauverfahren ist in den letzten Jahren dadurch gekennzeichnet, dass das Fachwerk der Fahrbahnen einfacher und leichter gemacht wird und die Technik der Ortsbetonierung von Hohlkasten verbessert wurde. Diese Bauverfahren ist ausserdem an neuen Tragwerken wie Schrägkabelbrücken angewendet worden und ist für neue Baustoffe wie Leichtbeton besonders geeignet, was zur Erweiterung ihres Anwendungsbereiches beigetragen hat.

SUMMARY

Most big bridges in prestressed concrete are now constructed by the cantilever method. The development of cantilever construction has been marked over recent years by a simplification and lightening of the lateral framework of the decks and by an improvement in the technology of in situ concreting of segments. This method of construction has furthermore been extended to new structures such as cable-stayed bridges and arch bridges and lends itself to new materials such as light-weight concrete, which has facilitated the extension of its range of application.



1. INTRODUCTION

Parmi les ponts en béton précontraint, on peut distinguer les ouvrages de portées moyennes (inférieures à 50 m), qui comportent les ponts à poutres préfabriquées lancées, les ponts poussés et ceux construits sur cintres autoporteurs et autolanceurs, et les ouvrages de grandes portées (supérieures à 50 m), relevant de la construction par encorbellement (Fig. 1)

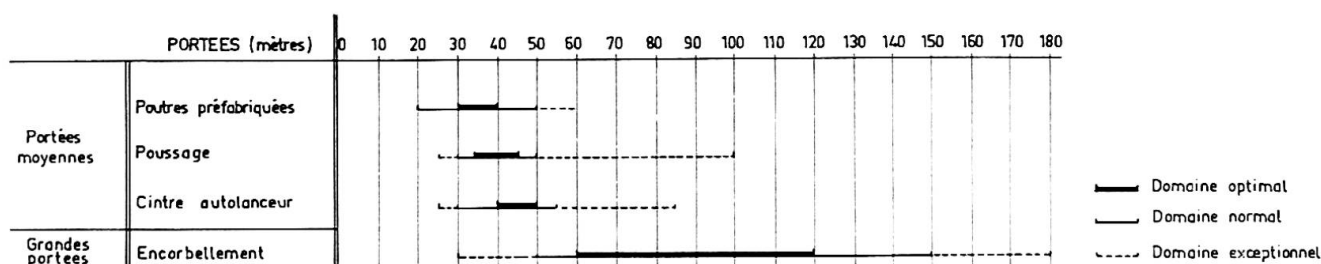


Fig. 1 - Domaine des grands ponts en béton précontraint

Nous nous limiterons dans la suite de ce rapport à cette dernière catégorie d'ouvrages, qui englobe la majorité des grands ponts en béton précontraint.

2. OUVRAGES TRADITIONNELS CONSTRUITS PAR ENCORBELLEMENT

Les procédés de construction par encorbellement sont au nombre de deux : bétonnage en place de voussoirs à l'intérieur d'équipages mobiles et assemblage de voussoirs préfabriqués.

En examinant les ouvrages importants construits par encorbellement depuis 5 ans, on constate que le premier procédé, en Europe Occidentale et en particulier en France, a pris nettement le pas sur le second. Cette tendance résulte à la fois des progrès faits dans la technique par bétonnage en place des voussoirs et de la conjoncture économique, qui incite les entreprises à réduire leurs investissements.

Par ailleurs, l'évolution de la section transversale des tabliers, qui avait été précédemment caractérisée par un accroissement régulier des dimensions et du poids unitaire des voussoirs, semble stoppée et parfois même inversée.

2.1 - Section transversale des tabliers

Le nombre et la forme des poutres-caissons constituant la section transversale dépend avant tout de la largeur du tablier.

Si cette largeur ne dépasse pas 13 m, c'est la poutre-caisson unique à deux âmes de forme classique qui s'impose.

Dans le cas d'ouvrages dont la largeur dépasse 18 m, l'association de deux poutres-caissons simples est actuellement souvent préférée (Pont d'OTTMARSHEIM) à une poutre unique à trois âmes (Pont de GENNEVILLIERS), qui nécessite un matériel spécial plus onéreux (Fig. 2)

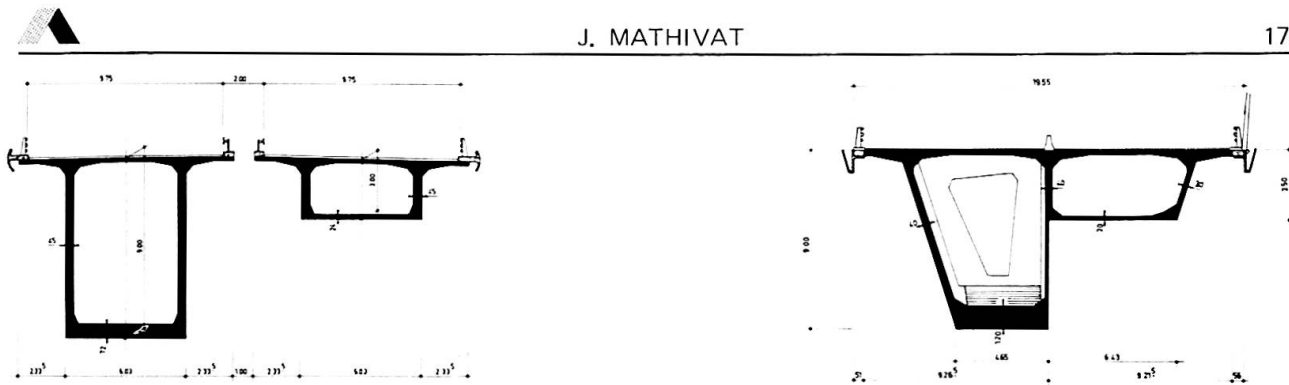
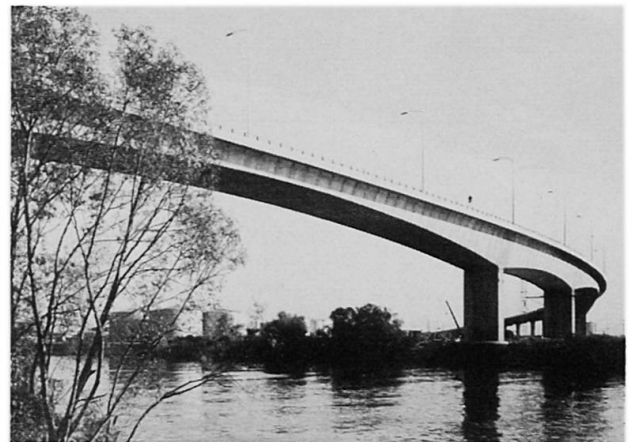
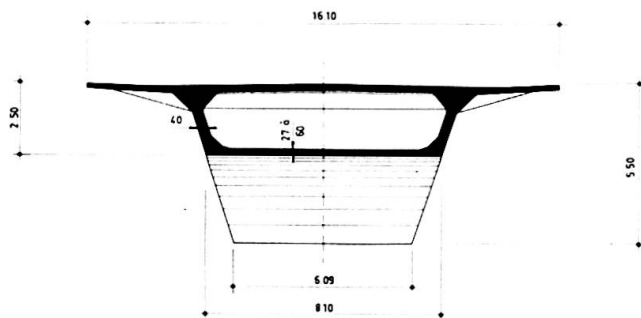


Fig. 2 - Sections transversales des ponts d'OTTMARSHEIM et de GENNEVILLIERS

Pour les tabliers dont la largeur est comprise entre 13 m et 18 m, un nouveau type de structure a connu un développement rapide. Il s'agit d'une poutre-caisson à deux âmes comportant un hourdis supérieur nervuré transversalement, qui conduit à des dispositions constructives plus simples que la poutre tubulaire à trois âmes. (Pont de SALLINGSUND) (Fig. 3).

Fig. 4 - Pont de GENNEVILLIERS

Fig. 3 - Pont de SALLINGSUND



2.2 - Amélioration dans la technique du bétonnage en place des voussoirs

Le double objectif de réduire les déformations des équipages sous la charge du béton et d'accélérer les cycles de construction des voussoirs a entraîné l'évolution suivante :

(1) Utilisation de moules rigides autoportants

La conception des équipages a été modifiée de manière à intéresser les panneaux coffrants à leur résistance, permettant par la même occasion de dégager les surfaces de travail. (Pont de GENNEVILLIERS) (Fig. 4)

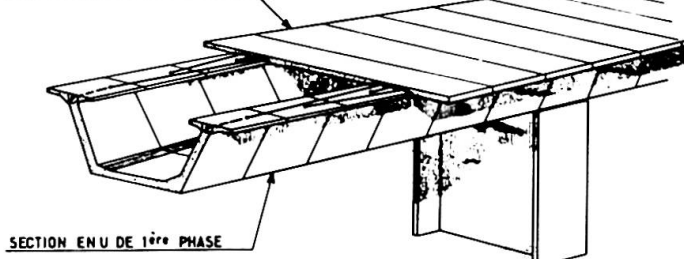
(2) Exécution de la section transversale en deux phases

La section transversale est bétonnée en deux étapes, le hourdis supérieur étant réalisé séparément avec un décalage de plusieurs voussoirs (Viaduc du MAGNAN)

Fig. 5 - Viaduc du MAGNAN

TABLIER BÉTONNÉ EN DEUX PHASES

HOUDIS SUPÉRIEUR DE 2^e PHASE





Les dispositions précédentes, associées au traitement thermique du béton et à l'emploi de plaques de répartition sous les ancrages des câbles de précontrainte, conduisent à une réduction sensible du cycle de construction permettant l'exécution, par semaine et par équipage mobile, de deux paires de voussoirs.

3. EXTENSION DE LA CONSTRUCTION PAR ENCORBELLEMENT

Au cours des dernières années de nouvelles structures de pont ont connu un développement important, grâce aux progrès technologiques réalisés dans la construction par encorbellement et au perfectionnement des moyens de calcul. Ce sont essentiellement :

- les ponts à haubans,
- les ponts en arcs,

Dans le même temps, l'utilisation de matériaux nouveaux comme le béton léger a permis de franchir économiquement de grandes portées avec de nouveaux schémas statiques.

3.1 - Les ponts à haubans

Nous avons vu que, dans le domaine des portées comprises entre 50 m et 150 m, les ponts traditionnels construits par encorbellement constituent actuellement la solution la plus satisfaisante du point de vue technique et économique.

Mais, à partir de 180 m environ, ce type d'ouvrage présente plusieurs inconvénients :

- . augmentation considérable des moments de poids propre par suite de la variation d'inertie des consoles ;
- . accroissement des contraintes de compression dans la membrure inférieure ;
- . multiplication des câbles de précontrainte des fléaux.

Il devient alors plus efficace d'augmenter le bras de levier de la précontrainte en écartant artificiellement les câbles du tablier, ceux-ci se comportant comme des haubans et s'appuyant sur un mât qui assure leur déviation.

On est conduit ainsi à des ponts à haubans multiples répartis qui constituent une nouvelle famille d'ouvrages construits par encorbellement, se différenciant des ouvrages traditionnels par :

- la commodité de remplacement des câbles en cas de détérioration ;
- leur plus grande sensibilité à la fatigue et aux phénomènes vibratoires.

Le développement rapide de ce type de structures, dont on compte déjà plusieurs réalisations et de nombreux projets avec des portées voisines de 300 m, montre l'intérêt économique qu'elles présentent pour le franchissement de grandes brèches.

Du point de vue de leur conception un certain nombre de tendances semblent devoir se dégager :

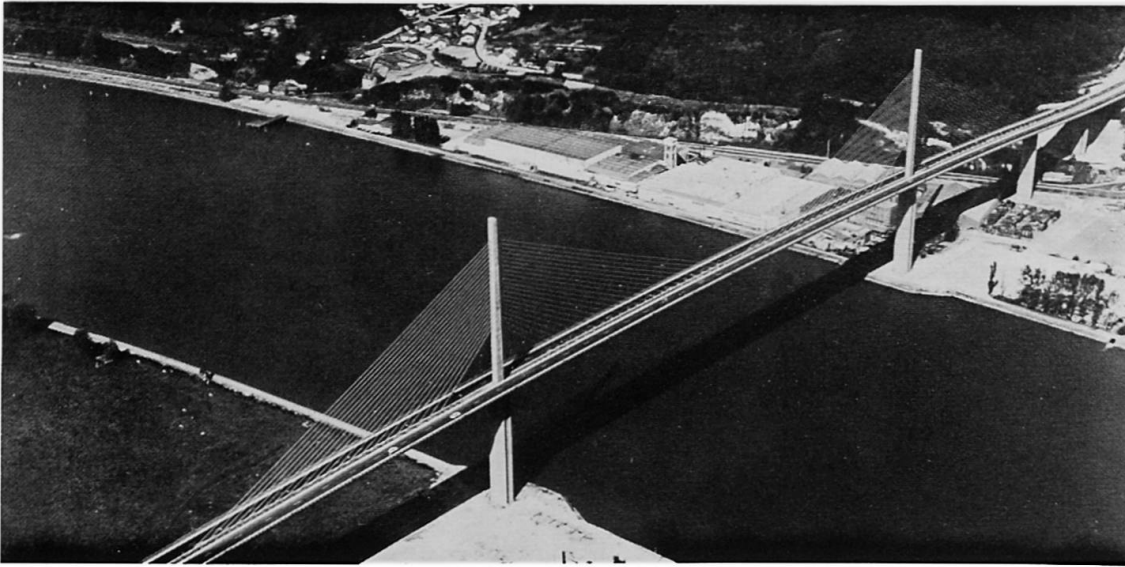


Fig. 6 - Pont de BROTONNE (Portée 320 m)

3.1.1 - Nature et écartement des haubans

Les haubans sont généralement constitués de câbles de précontrainte, disposés à l'intérieur d'une enveloppe, métallique ou plastique, et injectés au coulis de ciment ou à la résine. Ces câbles sont plus performants que les câbles clos, tant du point de vue de la résistance à la rupture que du module de déformation longitudinale.

Ils sont distribués de façon régulière le long de l'ouvrage, avec des écartements faibles, de façon à permettre leur remplacement éventuel et à faciliter la construction du tablier par encorbellement.

3.1.2 - Configuration longitudinale du haubanage

Les haubans sont disposés en éventail ou en harpe, la première solution conduisant à la valeur minimale du poids d'acier pour les élançements courants des mâts, la seconde offrant des simplifications constructives notables dues à la constance de l'angle d'incidence des haubans.

Pour des ouvrages dont la portée principale n'excède pas 200 m, un haubanage en harpe associé à un mât de 60 m de hauteur environ constitue probablement la solution la plus économique.

3.1.3 - Configuration transversale du haubanage

Une suspension axiale du tablier, chaque fois qu'elle est possible, semble préférable, car la disposition des ancrages des haubans, leur mise en place et leur remplacement éventuel s'en trouvent facilités (Fig. 7).

3.1.4 - Schéma du mât

Dans le cas d'une suspension axiale, un mât unique est la solution la plus simple, mais il nécessite souvent une dimension transversale importante, conditionnée par sa stabilité élastique et entraînant un élargissement du tablier. Aussi, dès que la stabilité élastique du mât devient préoccupante, en particulier pour des ouvrages soumis aux séismes, on a généralement recours à des mâts en Y renversé. (Fig. 8).



Si la suspension du tablier est latérale, on prévoiera souvent deux mâts parallèles entretoisés.

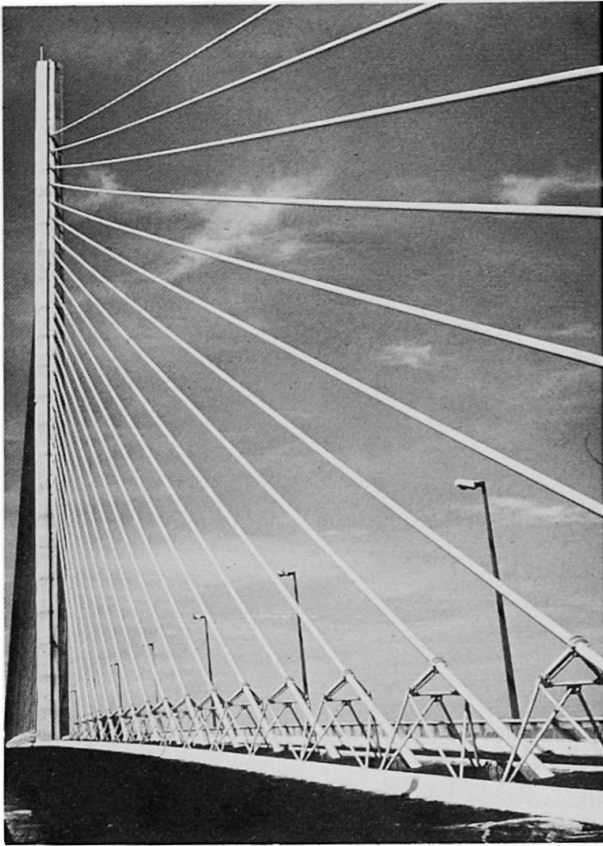


Fig. 7 - Pont de BROTONNE

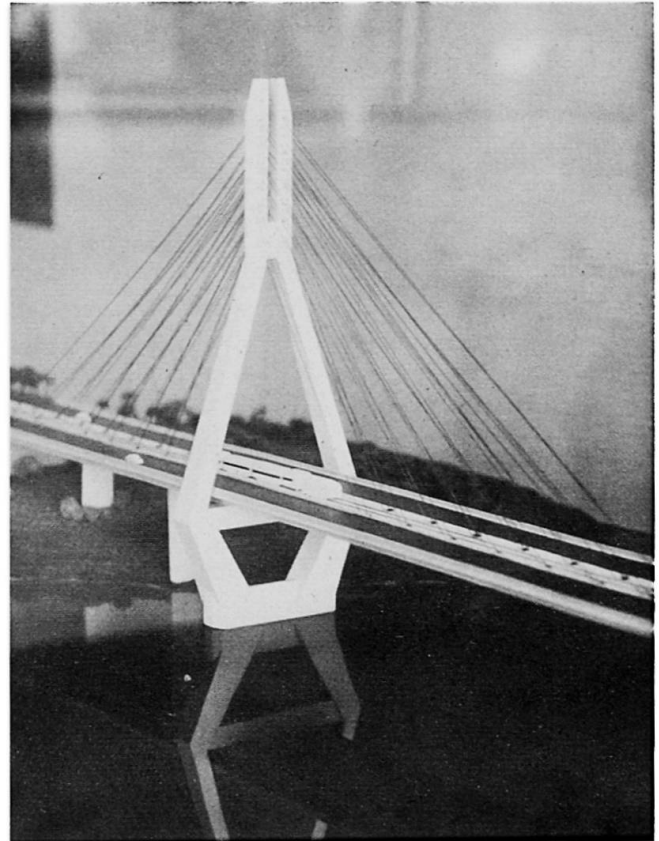


Fig. 8 - Pont sur le Rio CARONI

3.1.5 - Structure transversale du tablier

Elle dépend étroitement du mode de suspension du tablier. On peut cependant distinguer trois types de structures couramment utilisées :

- (1) deux poutres tubulaires latérales entretoisées transversalement au droit desquelles sont ancrés les haubans. Cette structure s'adapte bien aux ouvrages à suspension latérale. Un exemple en est donné par le pont de PASCO-KENNEWICK, aux U.S.A., dont la portée centrale mesure 300 m. (Fig.9)

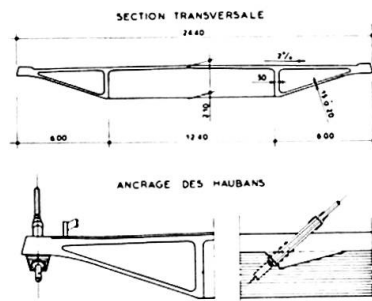
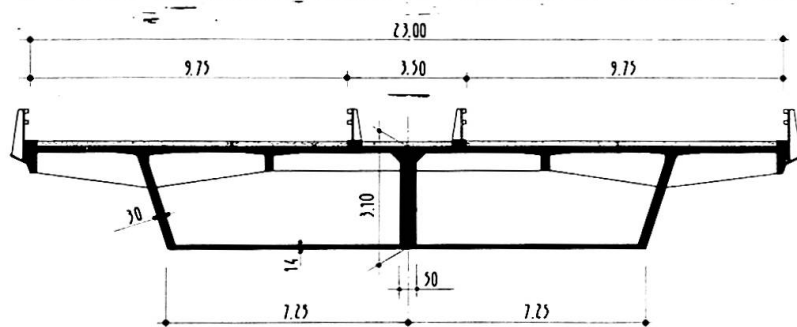


Fig. 9 - Pont de PASCO-KENNEWICK

- (2) une poutre tubulaire à trois âmes, les haubans étant ancrés au droit de l'âme centrale. Les inconvénients de ce type de structure résident dans la mauvaise accessibilité des ancrages des haubans, qui sont généralement disposés sous l'âme centrale, et dans la déformabilité de la section due au transfert de l'effort de suspension des haubans aux âmes latérales. (Fig.10)

Fig. 10 - Pont d'OTTMARSHEIM
(projet de Base)

- (3) une poutre tubulaire à deux âmes, comportant une triangulation intérieure. Cette structure, d'une grande rigidité, est généralement plus légère que la précédente et facilite la mise en tension des haubans qui s'effectue à l'intérieur du tablier. Elle peut s'adapter à des ouvrages de largeurs très différentes, comme le montre la figure 11, le hourdis supérieur pouvant être nervuré transversalement dans le but de diminuer la portée du hourdis inférieur et de réduire l'inclinaison des âmes, afin d'améliorer les conditions de bétonnage du tablier.

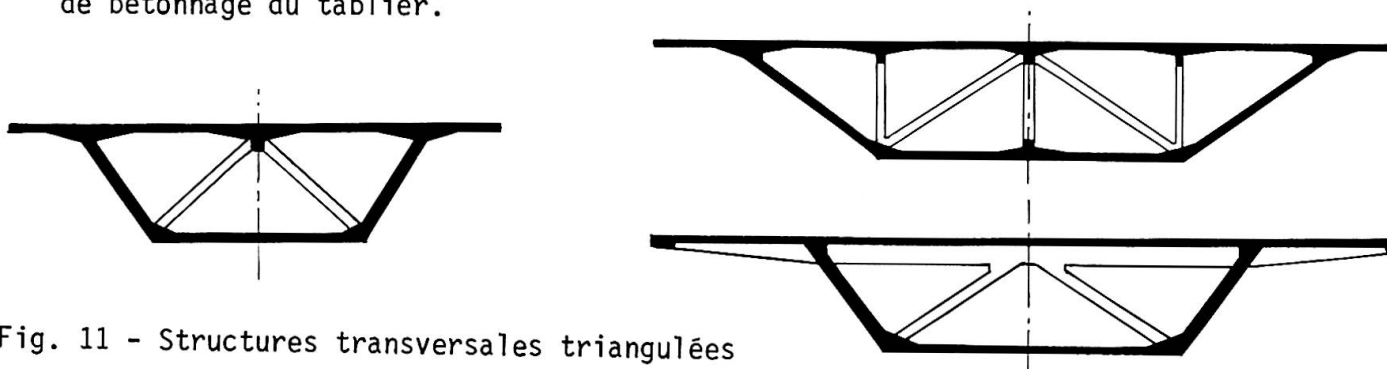
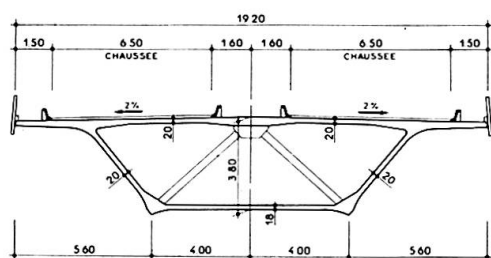
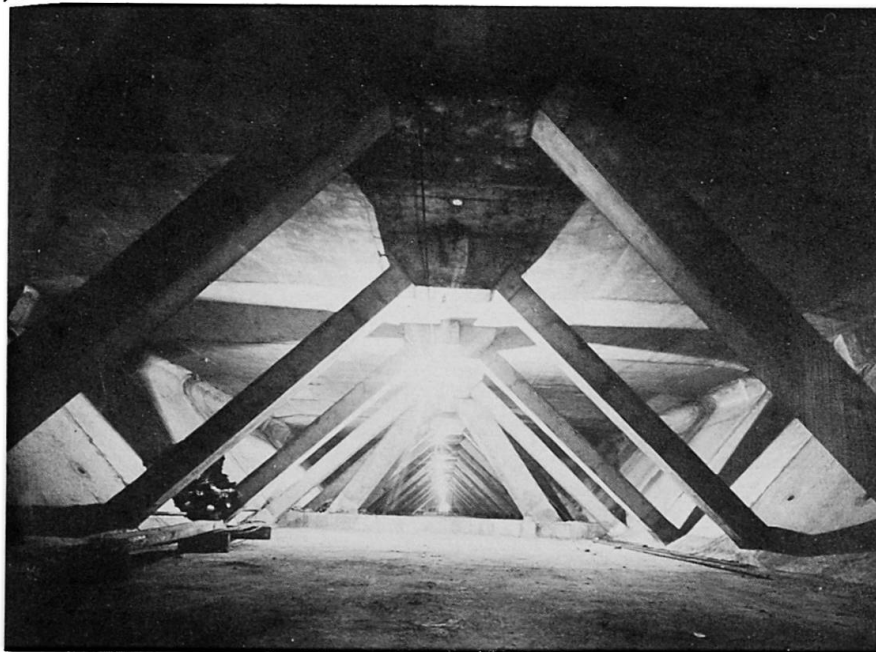


Fig. 11 - Structures transversales triangulées

C'est une section de ce type, sans poteaux verticaux, ni nervures, qui a été choisie au pont de BROTONNE, la structure monocellulaire étant raidie par des butons inclinés convergeant au point d'ancrage des haubans et disposés longitudinalement tous les 3 m (Fig. 12).

Fig. 12 - Section transversale
du pont de BROTONNE

Les solutions (2) et (3) s'appliquent aux ouvrages à suspension axiale.

3.1.6 - Structure longitudinale de l'ouvrage

Elle est liée au mode de construction du tablier, qui est inspiré directement de la technique de l'encorbellement, et aux caractéristiques de la brèche à franchir. Elle se compose généralement de fléaux symétriques assemblés entre eux par pré-contrainte.



Dans certains cas toutefois, les fléaux peuvent être dissymétriques, la travée d'équilibrage reposant sur des appuis intermédiaires rapprochés contribuant à l'ancrage des haubans et augmentant la rigidité de la suspension (Fig. 13)

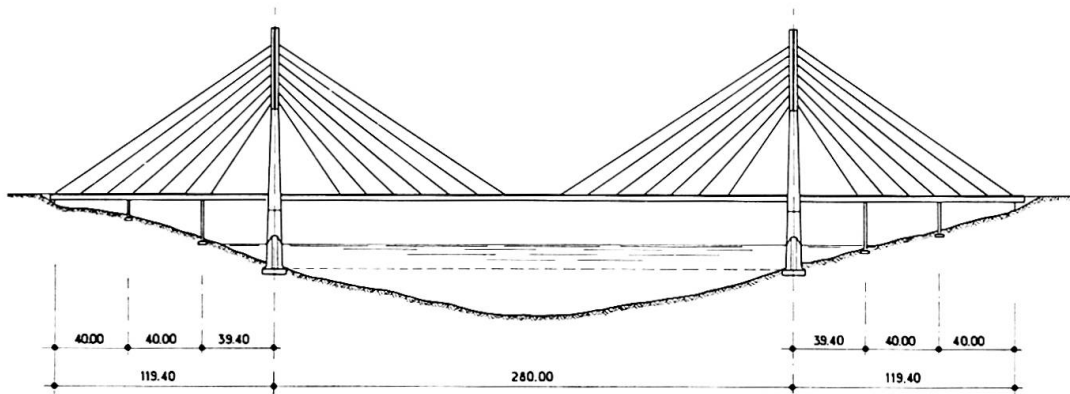


Fig. 13 - Coupe longitudinale du pont sur le Rio CARONI (portée : 280 m)

Dans les ponts à haubans multiples répartis, la résistance à la flexion longitudinale de la structure est assurée par l'utilisation de haubans rapprochés, capables de supporter des contraintes élevées et s'accommode par conséquent d'un tablier de faible rigidité. Mais dans certains ouvrages à l'exemple du pont sur le GANTER, en Suisse, on peut envisager de faire participer à la fois le tablier et les haubans à la reprise des charges verticales. On est alors conduit à une structure hybride tenant du pont à haubans et du pont en encorbellement traditionnel (Fig. 14 et 15).

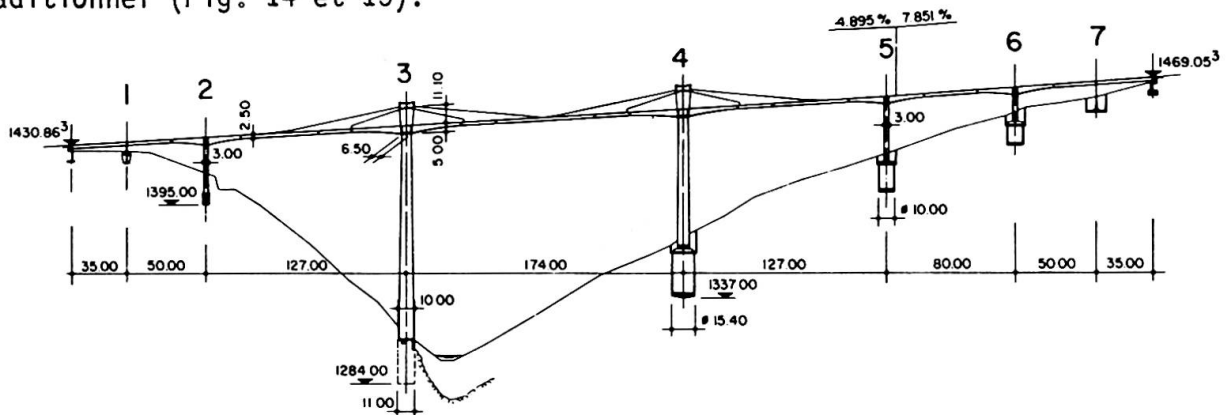
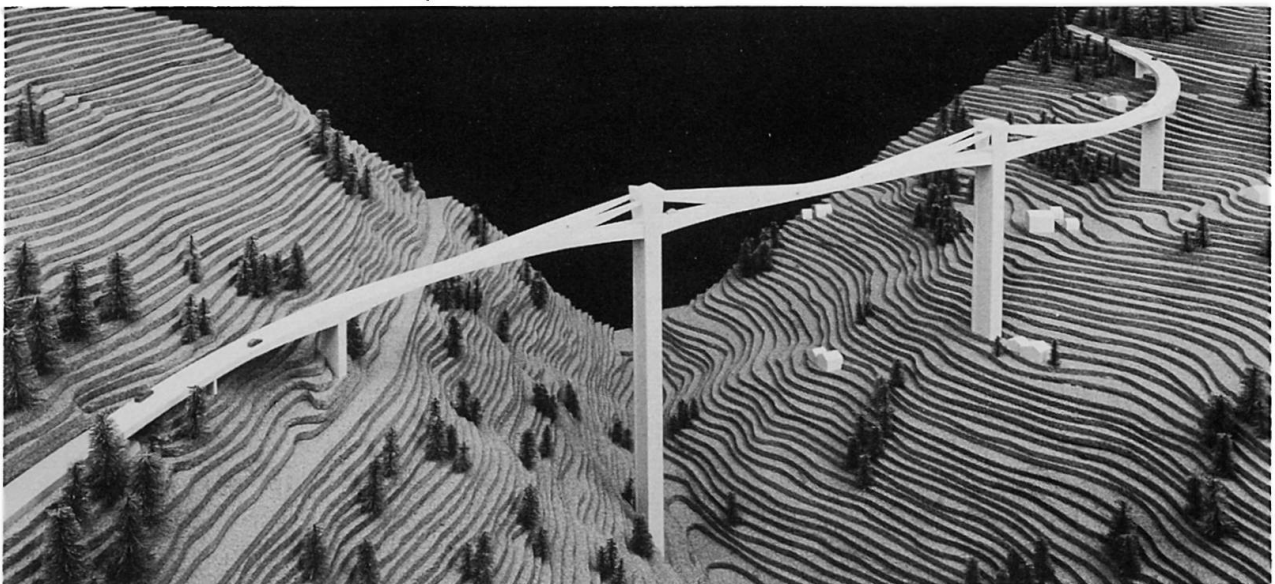


Fig. 14 - Coupe longitudinale du pont sur le GANTER

Fig. 15 - Pont sur le GANTER



Enfin, les mâts étant généralement les éléments les plus sollicités et les plus vulnérables d'un pont à haubans, il est tentant, quand on le peut, de les supprimer en ancrant directement les haubans dans les rives de la vallée, si la nature du terrain le permet. C'est ce qui a été imaginé pour le projet du pont de RUCK-A-CHUCKY, en Californie, dont le tablier, au tracé en plan fortement courbe, est suspendu sur une portée d'environ 400 m par des câbles ancrés dans les falaises (Fig. 16).

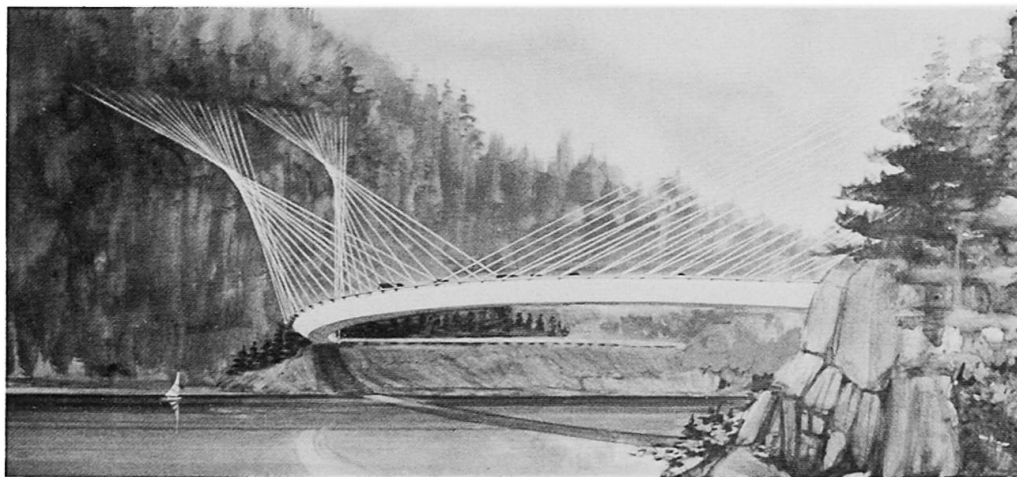


Fig. 16 - Pont de RUCK-A-CHUCKY

3.2 - Les ponts en arc

Le développement des grands ponts en arc a été stoppée il y a une vingtaine d'années par suite du coût élevé des cintres nécessaires à leur construction, comme le montre la liste des ouvrages les plus connus :

- . le pont de PLOUGASTEL - portée 186 m (1929) (Fig. 17)
- . le pont sur le Rio ESLA - portée 210 m (1939)
- . le pont de SANDÖ - portée 264 m (1948)
- . le pont sur le DOURO - portée 270 m (1960)

Mais le recours à la technique de l'encorbellement, qui permet le montage d'un arc au moyen d'un haubannage provisoire, en se libérant des cintres, a redonné un intérêt économique certain à ce type de structure dont la silhouette s'intègre parfaitement à certains sites accidentés.

Cette méthode avait été imaginée par FREYSSINET en 1950 à l'occasion de la réalisation des viaducs de CARACAS, bien qu'il ait fait alors appel à un cintre partiel pour la construction de la partie centrale de l'arc (Fig. 18).



Fig. 17 - Pont de PLOUGASTEL
(portée 186 m)

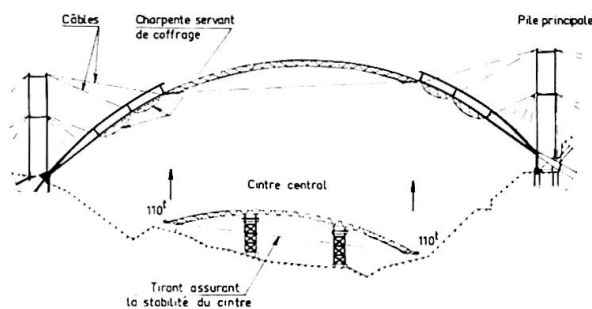


Fig. 18 - Viaduc de CARACAS
(portée 152 m)



Nous avons proposé plus récemment, pour le viaduc du MAGNAN sur l'Autoroute A. 8, près de Nice, un arc de 260 m de portée, entièrement monté par encorbellement dont le coût était comparable à une solution plus traditionnelle à poutre qui fut finalement préférée.

Afin de réduire le poids de l'arc et de diminuer les haubans, il avait été envisagé de construire sa section transversale en deux phases. L'alvéole central, appelé arc primaire, devait d'abord être exécuté jusqu'au voisinage de la clé, une charpente métallique prolongeant le porte-à-faux et assurant le clavage. Le reste de la section transversale de l'arc, appelé arc secondaire, était alors achevé (Fig. 19).

Depuis, plusieurs ouvrages importants ont été construits suivant un procédé analogue. Ces ouvrages sont caractérisés par les dispositions suivantes :

(1) la conception du haubanage provisoire

Dans la majorité des cas les haubans s'appuient sur les piles situées à l'aplomb des culées de l'arc et sont ancrés sur les rives. Pour la construction des éléments de l'arc voisins de la clé un pylone auxiliaire est souvent utilisé afin d'augmenter l'inclinaison des haubans. Les ancrages des haubans sur les rives se font généralement au droit des fondations des piles ou des culées du tablier supérieur (Fig. 20).

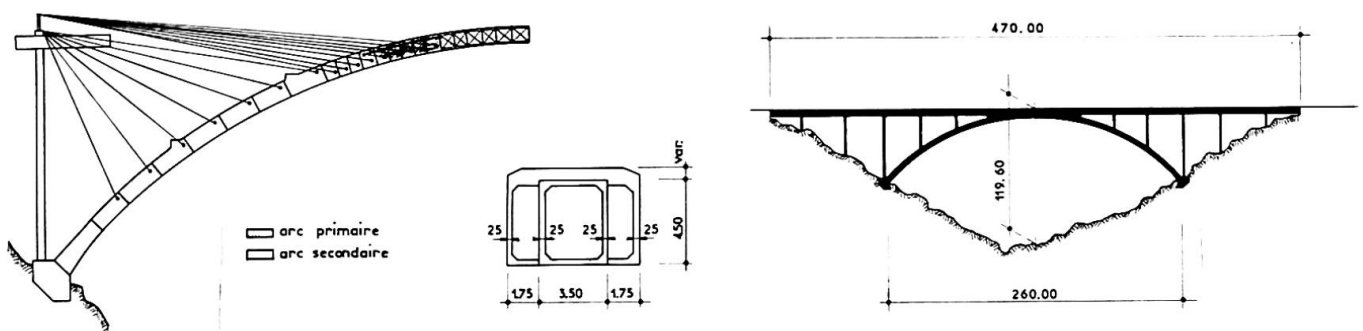


Fig. 19 - Construction du projet du viaduc du MAGNAN

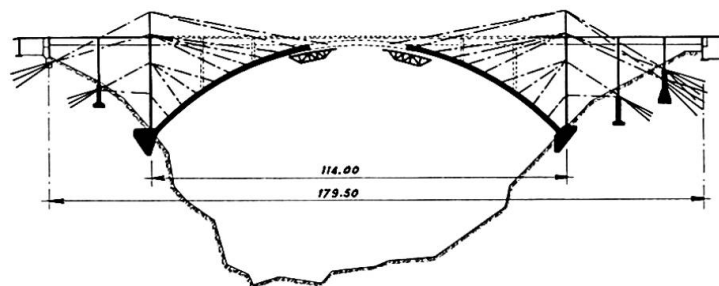


Fig. 20 - Construction du SCHWARZWASSERBRÜCKE

Pour d'autres ouvrages, les haubans sont disposés suivant les diagonales joignant les sommets des pilettes à la base des pilettes voisines, ce qui augmente leur efficacité (Fig. 21)

(2) la structure de l'arc

Pour les ouvrages de grande portée, il est généralement souhaitable de donner à l'arc une structure tubulaire qui peut être constituée d'un caisson multicellulaire ou de deux caissons monocellulaires. Dans le cas de portées moyennes, on peut se contenter d'un caisson monocellulaire ou de deux nervures parallèles.

(3) la structure du tablier supérieur

Les portées du tablier supérieur étant le plus souvent comprises entre 15 m et 30 m, sa structure transversale se compose soit d'une dalle, élégie ou non, soit de poutres, rectangulaires ou en double té.

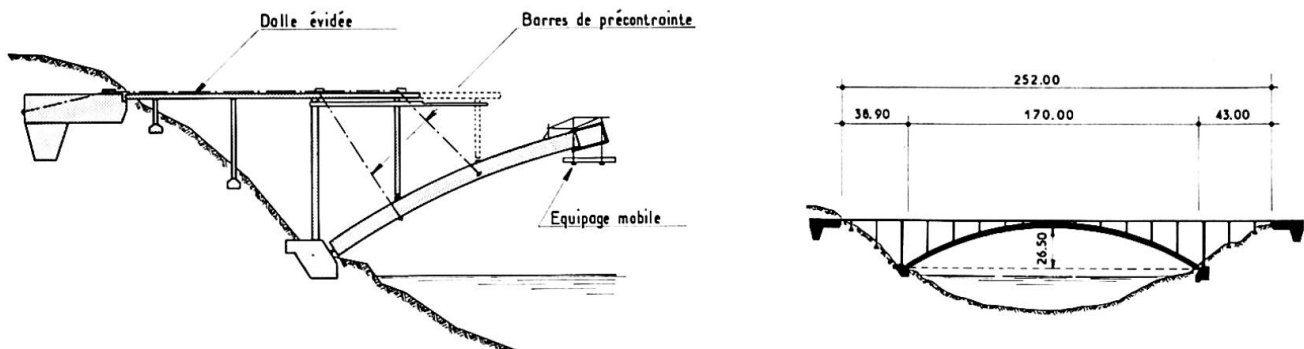


Fig. 21 - Construction du pont de HOKAWAZU (Japon)

3.3 - L'utilisation du béton léger

L'utilisation du béton léger dans la construction des tabliers permettra probablement dans les années à venir d'accroître le champ d'application de la construction par encorbellement et d'améliorer la compétitivité de certaines structures. Il est particulièrement intéressant pour la construction de grandes travées encadrées de travées d'équilibrage de portées plus faibles, où son emploi, combiné avec le maintien du béton traditionnel dans les travées d'équilibrage, permet de raccourcir et d'alléger ces dernières en réduisant les quantités de précontrainte à mettre en oeuvre.

Deux grands ouvrages ont été récemment construits, en France, suivant ce principe. Il s'agit du pont d'OTTMARSHEIM sur le Canal d'Alsace, qui comporte une travée de près de 172 m de portée, réalisée par voussoirs préfabriqués (Fig. 22) et du pont de TRICASTIN, sur le Canal de DONZERE-MONDRAGON, dont le tablier, bétonné en place, a une travée centrale de 142,5 m (Fig. 23).

Enfin, le béton léger doit permettre également de rendre encore plus compétitifs les arcs, construits par encorbellement, et les ponts à haubans multiples réparés, où son emploi entraîne une réduction très sensible de la section des haubans, qu'ils soient provisoires ou définitifs.

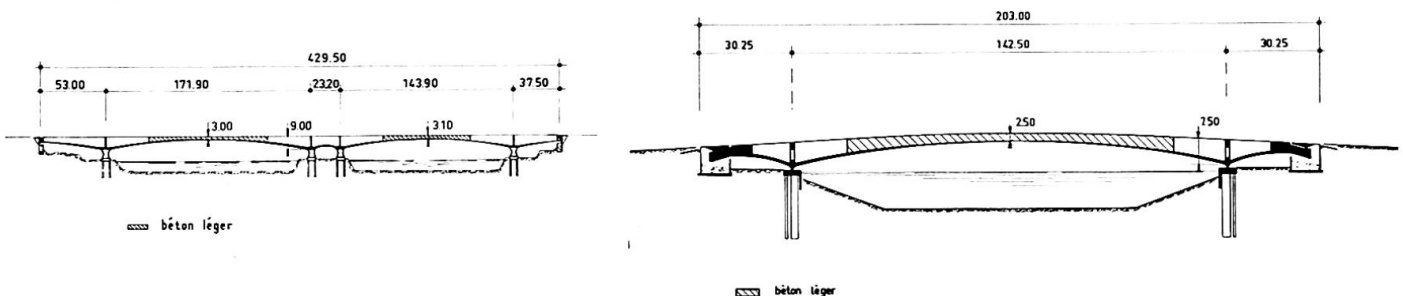


Fig. 22 et 23 - Pont d'OTTMARSHEIM et de TRICASTIN

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIIIb

Trends in Big Bridge Engineering (Part 2: Fabrication)

Evolution dans la construction de grands ponts (2^e partie: fabrication)

Tendenzen im Grossbrückenbau (2. Teil: Fabrikation)

ICHIRO KONISHI

Professor Emeritus
Kyoto University
Kyoto, Japan

TOSHIE OKUMURA

Professor
Saitama University
Saitama, Japan

SHUZO SUSEI

Manager, Technical Institute
Kawasaki Heavy Industries
Kobe, Japan

KAZUHIKO YOSHIDA

Manager, Kobe Shipyard
Mitsubishi Heavy Industries
Kobe, Japan

SUMMARY

HT80 steel with satisfactory weldability and toughness due to low C_{eq} was used for the Osaka Port Bridge. Fracture mechanics concept was applied to the evaluation of the toughness of steel for bridge use. The establishment of the welding procedure and the quality control system was important in using high strength steels, such as HT70 and 80. The quality system, where full size drilling without reaming is made at the fabrication stage, has been established.

RESUME

L'acier à haute résistance HT80 choisi pour le Pont d'Osaka présentait des qualités de soudage et de résilience satisfaisantes, dues à un bas C_{eq} (équivalent carbone). Le concept de la mécanique de la rupture a permis d'évaluer le degré de résistance désiré dans un acier destiné à être utilisé dans la construction de ponts. L'utilisation d'aciers à haute résistance tels que HT70 et 80, rend le choix d'une méthode de soudage et du contrôle de qualité extrêmement important. Le contrôle de qualité a conduit à un percement au diamètre nominal sans alésage, à l'atelier.

ZUSAMMENFASSUNG

Für die Osaka Hafenbrücke wurde ein HT80 Stahl gewählt, der wegen seines niedrigen Kohlenstoff-äquivalentes befriedigende Schweissbarkeit und Zähigkeit aufweist. Zur Festlegung der für den Brückenbaustahl erforderlichen Zähigkeit wurden bruchmechanische Konzepte herangezogen. Beim Einsatz hochfester Stähle wie HT70 und 80 kommt der Festlegung des Schweissverfahrens und der Prüfverfahren grösste Bedeutung zu. Die festgelegte Herstellungsgenauigkeit erlaubte ein volles Ausbohren der Löcher in der Werkstatt ohne nachträgliches Aufreiben.



1. INTRODUCTION

The high strength steels with minimum ultimate tensile strengths of 70 and 80 kg/mm² (HT70 and 80) have already been used with increase of the size of bridges. On using high strength steels, one should bear in mind that it is important to clarify required performance in strength, toughness and weldability and select one with a suitable combination of these properties. In Japan, in order to evaluate the steels used for the Osaka Port Bridge, fracture mechanics concept for strength and toughness, and carbon equivalent (Ceq) for weldability were employed. In this paper, the specifications and the fabrication standards for high strength steels in Japan are discussed with reference to the application to big bridges.

2. APPLICATION OF HIGH STRENGTH STEELS TO BIG BRIDGES

The high strength steels frequently used for bridges, their specifications, and also how steel selection was made in Japan are described in this chapter.

2.1 Kinds of High Strength Steels

The high strength steels being used for bridges can be divided according to ultimate tensile strength into three classes ; 60, 70 and 80 kg/mm². The former has been used for more than 20 years and are standardized in The Japan Industrial Standard (JIS) as shown in Table 1. HT80 has been used for spherical storage tanks since 1960. As for bridges, it was first used in 1964. It was the case of the Osaka Port Bridge when a large quantity of HT70 and 80 was at first used in Japan. Table 2 shows the specification for the steels used for the Osaka Port Bridge.

TABLE 1 SPECIFICATION OF SM58 (JIS)

STEEL	CHEMICAL ANALYSIS						MECHANICAL PROPERTY										
	CHEMICAL COMPOSITION(%)					1) Ceq	TENSION TEST				BEND TEST		IMPACT TEST				
	C	Si	Mn	P	S		THICK- NESS t(mm)	YIELD POINT OR PROOF STRESS (N/mm ²)	TENSILE STRENGTH (N/mm ²)	ELONGATION		BENDING ANGLE	INSIDE RADIUS	TEST TEMPE- RATURE (°C)	CHARPY ABSORPTION ENERGY (kg-m)	TEST PIECE	
										THICKNESS t (mm)	GAUGE LENGTH (mm)						(%)
SM58	0.18	0.55	1.50	0.040	0.040	0.44	6≤t≤16	47 min.	50 to 73	6≤t≤16	50	19min.	180°	1.5t	- 5	4.8 min.	ALONG ROLLING DIRECTION
	Max.	Max.	Max.	Max.	Max.	Max.	16<t≤40	46 min.		16<t	50	26min.					
								40<t≤50		44 min.	20<t	50					

REMARK 1) CARBON EQUIVALENT (Ceq%) = $C + \frac{Mn}{6} + \frac{Si}{24} + \frac{Ni}{40} + \frac{Cr}{5} + \frac{Mo}{4} + \frac{V}{14}$

TABLE 2 SPECIFICATION OF HIGH TENSILE STRENGTH STEEL FOR
OSAKA PORT BRIDGE

STEEL	THICKNESS (mm)	CHEMICAL COMPOSITION								TENSILE PROPERTY			NOTCH TOUGHNESS
		C	Si	Mn	P	S	V	B	Ceq	Y.P (kg/ mm ²)	T.S (kg/ mm ²)	EL (%) Gl=50mm	
HT70	6 ≤ t ≤ 50	0.14 max	0.55 max	1.50 max	0.030 max	0.030 max	—	—	0.49 max	63 min	70 ~ 85	6 < t ≤ 16 17% min. t > 16 23% min.	vE-15 ≥ 4.8kg.m vTrE ≤ -35 °C
	50 < t ≤ 100	0.17 max	DO	DO	DO	DO	—	—	0.53 max	60 min.	68 ~ 73	t > 20 17% min.	
HT80	6 ≤ t ≤ 50	0.14 max	DO	DO	DO	DO	—	—	0.53 max	70 min	80 ~ 95	6 < t ≤ 16 16% min. t > 16 22% min.	DO
	50 < t ≤ 100	0.17 max	DO	DO	DO	DO	—	—	0.57 max	68 min.	78 ~ 93	t > 20 16% min.	

2.2 Required Performance of HT70 and HT80

There are basically two properties required for high tensile strength steels. One is the mechanical properties on which design is based and the other is the workmanship. One should pay special attention to toughness and weldability with increasing strength. In order to ensure the toughness and the weldability, the specification of the chemical compositions is a very significant subject. In case of the Osaka Port Bridge, the specification was set up by investigating test steels prepared by six Japanese steel makers.

(1) Toughness

The design temperature the bridge might be exposed was assumed to be -15°C which was lower than -7.5°C , the lowest temperature record in the past in this district. The steels were thus specified not to be fractured in a brittle manner at this temperature. To confirm this, wide plate tension test with through the thickness center notch was carried out. Based on the correlation between the results of the wide plate tension test and of 2 mm V-notch Charpy impact test shown in Figs. 1 and 2, the production tests of the steels and welding procedure were done with Charpy impact test. As for specifying required toughness, the crack initiation temperature on wide plate tension test was determined to be -60°C by taking account of the increase of the brittle fracture initiation temperature due to residual stresses in the weldments and errors in the shop fabrication, and missdetection of defects. From the results of Charpy impact test at this temperature, the required toughness was specified.

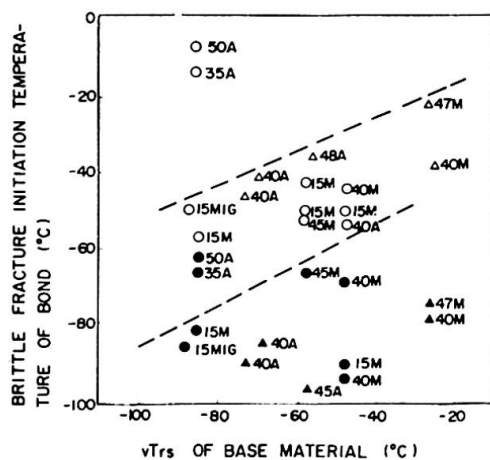


FIG. 1 RELATION BETWEEN THE BRITTLE FRACTURE INITIATION TEMPERATURE ($n=2.0$) AND $v\text{Trs}$ OF BASE MATERIAL

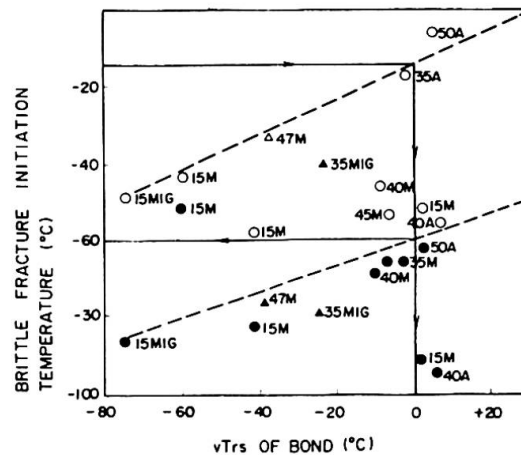


FIG. 2 RELATION BETWEEN THE BRITTLE FRACTURE INITIATION TEMPERATURE ($n=2.0$) AND $v\text{Trs}$ OF BOND.

NOTATION

BRITTLE FRACTURE INITIATION TEMPERATURE = $[T_i]C = 40$
(HEAT INPUT 50 KJ/cm max.) + RESIDUAL STRESS + ERROR IN
FABRICATION + SIZE EFFECT (STANDARD THICKNESS = 50mm)
(NOTE) THE MARKS IN THE FIGURE SHOW HEAT INPUT
AND WELDING PROCESS.

Ex. 15M HEAT INPUT 15 KJ/cm SMAW
45A HEAT INPUT 45 KJ/cm SAW
15MIG HEAT INPUT 15 KJ/cm MAG WELDING

HT 80

○ THROUGH THICKNESS CRACK
● SURFACE CRACK

HT 70

△ THROUGH THICKNESS CRACK
▲ SURFACE CRACK

(2) Weldability

For the prevention of cold cracking in welds, it is necessary to decrease C_{eq} values of steels.

On the other hand, as HT70 and 80 are quenched and tempered steels, a decrease in C_{eq} value may lead to the loss of hardenability. Especially in thicker steels, this tendency becomes more pronounced in the middle part of the thickness. It is well recognized that the loss in hardenability results in the deterioration of the toughness and also in the aggravation of the softening phenomenon in the welded joints. From these facts, the decrease of C_{eq} values has to be limited in order to obtain steels with enough strength and toughness. It is therefore necessary for specifying the C_{eq} range to reflect the preheat temperature, applicable for the practical fabrication and not injurious to the performance of base materials and their welded joints.

An investigation was made on the relation of C_{eq} to mechanical properties of the steels, and the critical preheat temperature for weld cracking. For HT80 with thickness of 50 mm, it was concluded that the necessary preheat temperature and C_{eq} were 100°C and in the range from 0.47 to 0.53%, respectively.

As Fig.3 shows, with increasing the carbon content, both the required preheat temperature and the transition temperature ($vTrs$) of the weld bond zone rise. It is therefore desirable for the carbon content to be less than 0.13% for the thickness less than 50 mm and to be less than 0.14% for the thickness over 50 mm. However, the specification was established, as shown in Table 2, with the wider range for the enough hardenability of the steels.

(3) Lamellar tearing test and restraint weld cracking test

It sometimes happens that the welding of thick plates is troubled with lamellar tearing. It was therefore important to clarify whether or not the steels specified in Table 2 were safe against the initiation of lamellar tearing. The modified Cranfield cracking test and restraint weld cracking test shown in Figs. 4 and 5, were carried out. The former test is the case where free angular distortion was allowed and the latter is the case where it was not allowed. No lamellar tear cracks were found. Thus, it was confirmed that any cracking could be prevented by the preheating up to 125°C .

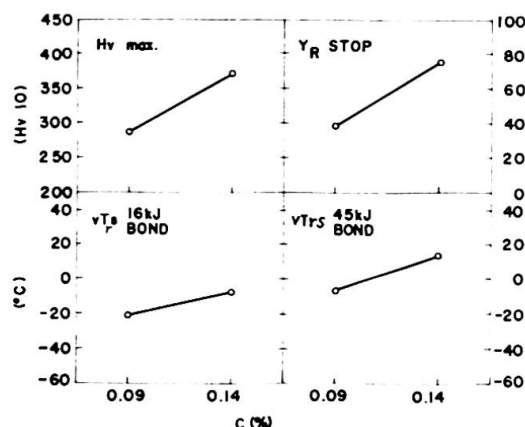


FIG. 3 EFFECT OF CARBON

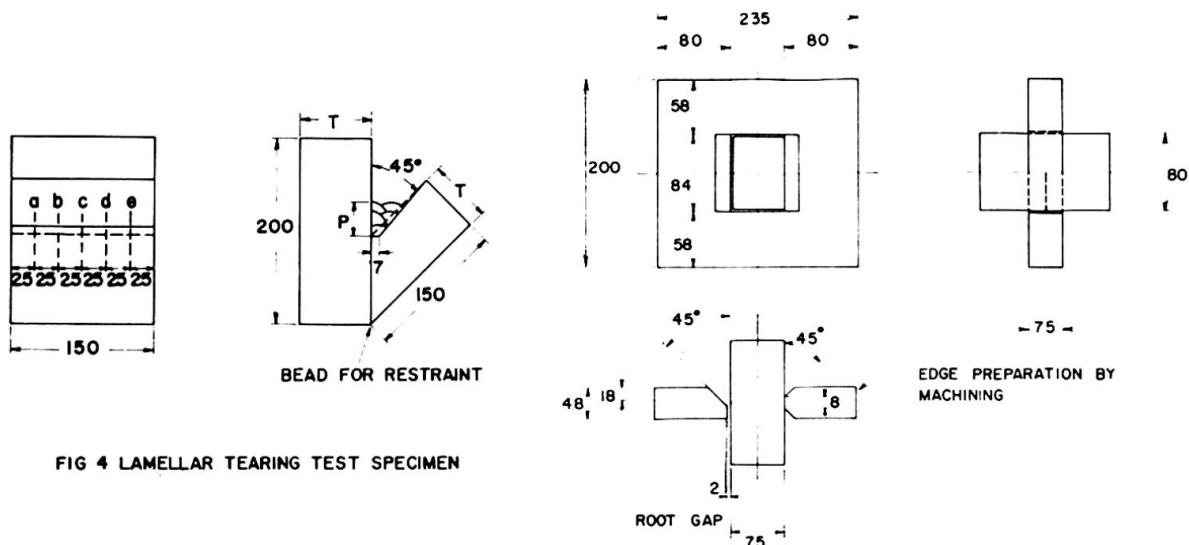


FIG 4 LAMELLAR TEARING TEST SPECIMEN

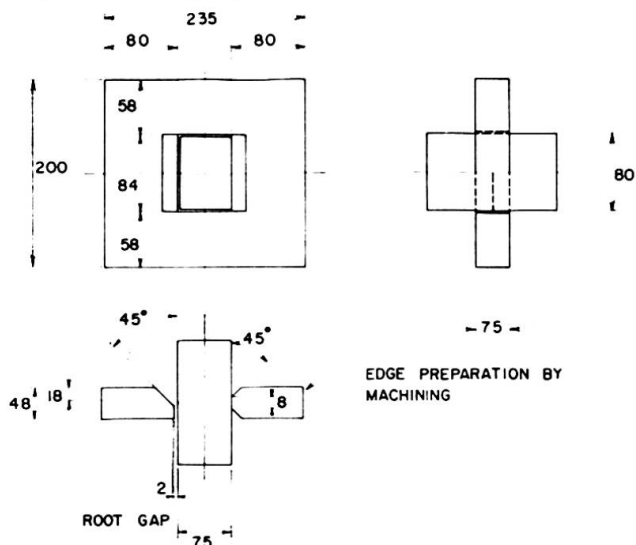


FIG. 5 DETAILS OF RESTRAINT CRACK TEST SPECIMEN



3. FUTURER SUBJECTS IN THE USE OF HIGH STRENGTH STEELS

3.1 Future project

One of the biggest projects concerning bridge construction in the next decade in Japan, is the Honshu Shikoku Bridge project. The steel specification in this project is recommended as shown in Table 3 by the Honshu Shikoku Bridge Committee of the Japan Society of Civil Engineers referred to the specification used for the Osaka Port Bridge construction.

Some of the bridges have both highways and railways, so it is necessary to clarify the fatigue strength. In 1971, HT80 was used for a railway bridge in Japan. According to its experience, it was pointed out that, even under compressive stress condition, a fatigue crack initiation could occur due to residual stresses. At present, fatigue tests by the Honshu Shikoku Bridge Authority have been carried out using the model truss panel construction.

TABLE 3 SPECIFICATION OF HT70 AND HT80 FOR HONSHU-SHIKOKU BRIDGES

STEEL	THICK- NESS t (mm)	CHEMICAL COMPOSITION (%)					CARBON EQUIVALENT		MECHANICAL PROPERTY									
		C	Si	Mn	P	S	THICK- NESS t (mm)	(%)	TENSION TEST					BEND TEST		CHARPY V NOTCH		
									THICK- NESS t (mm)	YIELD POINT OR 0.2% PRO- OF STRESS (kg/mm ²)	TENSILE STRENGTH (kg/mm ²)	ELONGATION		BENDING ANGLE (°)	INSIDE RADIUS	TEST TEMPER- ATURE (°C)	ABSORB- TION ENERGY (kg-m)	TEST PIECE
												THICK- NESS t (mm)	GAUGE LENGTH (mm)	(%)				
HT70	8 ≤ t ≤ 75	0.14 max.	0.15 0.55	0.60 1.50	0.015 max.	0.015 max.	8 ≤ t ≤ 50	0.49 max.	8 ≤ t ≤ 50	60 min.	70 ~ 85	8 ≤ t ≤ 16	50	17 min.	180	1.5 t t ≥ 32 2.0 t	-35	4.8 min.
							50 < t ≤ 75	0.51 max.	50 < t ≤ 75	58 min.	68 ~ 83	16 < t ≤ 25	50	23 min.				
HT80	8 ≤ t ≤ 75	0.14 max.	0.15 0.55	0.60 1.50	0.015 max.	0.015 max.	8 ≤ t ≤ 50	0.53 max.	8 ≤ t ≤ 50	70 min.	80 ~ 90	8 ≤ t ≤ 16	50	16 min.	180	1.5 t t ≥ 32 2.0 t	-40	4.8 min.
							50 < t ≤ 75	0.55 max.	50 < t ≤ 75	68 min.	78 ~ 93	16 < t ≤ 25	50	22 min.				
												25 < t ≤ 75	50	16 min.				ALONG ROLLING DIRECT- ION

3.2 Approach toward new high tensile steels

As a new steel for future big bridges, an approach toward HT100 (Tensile strength ≥ 100 kg/mm²) can be conceivable. Some of steel makers have already made a couple of HT100 trial steels of which thickness are up to 100 mm and their weldability have also been investigated. According to the results obtained so far, one of them has comparable weldability to that of HT80. An example of typical chemical compositions and mechanical properties of HT100 is shown in Table 4.

In addition, other quenched and tempered steels, weldable under high heat input and/or low preheat temperature are available for the purpose of enhancing the productivity in welding.

TABLE 4 PROPERTIES OF HT100 (ONE EXAMPLE)

STEEL	PROCESS	CHEMICAL ANALYSIS											TENSILE PROPERTY					CHARPY ABSORPTION ENERGY VE-15 (kg-m)		
		CHEMICAL COMPOSITION (%)											Ceq (%)	LOCATION OF TEST SPECIMENS	YIELD POINT (kg/mm ²)	TENSILE STRENGTH (kg/mm ²)	ELONGATION (%)		REDUCTION OF AREA (%)	
		C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	B								
HT100 (50mm)	LADLE	0.09	0.28	0.92	0.009	0.005	0.26	1.85	0.56	0.55	0.06	0.0012	0.55	L	1/4 t	92.1	98.0	23.0 (GL-50)	69.0	16.3
															1/2 t	89.4	96.2	23.0 (GL-50)	68.1	18.1
	CHECK	0.09	0.28	0.90	0.009	0.006	0.25	1.88	0.50	0.52	0.073	0.0010	0.534	C	1/4 t	92.5	97.6	22.0 (GL-50)	63.5	6.9
															1/2 t	89.0	96.2	22.0 (GL-50)	64.0	6.3
														Z		89.0	95.9	19.6 (GL-14)	49.2	-



3.3 Future subjects in the use of atmospheric corrosion-resistant steels

In the United States, the use of unpainted atmospheric corrosion-resistant steels like ASTM A588 material is recently increasing, although it is not so often for bridges in Japan.

The reason why the application of unpainted atmospheric corrosion-resistant steels is not widely used is attributable to the fact that the amount of alloying addition is restricted due to the limitation arising from their weldability. Therefore, it is important to develop the highly atmospheric corrosion-resistant steels and to establish their welding procedure techniques. In addition, if a chemical surface treatment method, which is inexpensive and stable, is developed, the practical use of the unpainted steels will be more prevailed.

4. FABRICATION

4.1 Subjects on the Fabrication of HT70 and HT80

In the fabrication of the Osaka Port Bridge for which HT70 and 80 were used, the fundamental studies on the following subjects were conducted prior to the establishment of the fabrication standard.

- (1) Effects of thickness, restraint intensity, preheat temperature, welding process and welding materials on cracking
- (2) Influences of angular distortion, missalignment in welded joint on joint strength and fracture strength
- (3) Relationship between welding process and welding materials
- (4) Relationship between welding conditions and depth of fusion in partial penetration welding
- (5) Correlation between tack welding and cracking mechanism in main welds
- (6) Relationship between the assembly and welding sequence and welding distortion
- (7) Problem of hardening on gas cut surface

4.2 Fundamental Tests on the Fabrication of HT70 and HT80

In the fabrication of the Osaka Port Bridge, following various procedure tests were carried out to clarify the items shown above.

- (1) Cracking test using small size test specimens

Relationship between the crack length in welds made by various processes and the amount of angular distortion was investigated by means of y-slit type cracking test on thick HT80 plate, which was subject to various restraint conditions and preheat temperatures.

It was concluded from the test results that so-called "Lamellar Tearing" could not occur in SAW and MAG welds, and by the preheating up to 125°C, any cracking could be prevented within the amount of angular distortion which could be occurred in an actual fabrication.



(2) Investigation on the influence of angular distortion and missalignment

Using wide butt-jointed test specimens, the following influences were investigated on HT80 with the thickness of 38-50 mm; ① the influences of angular distortion and missalignment occurred in actual fabrication on the tensile strength of welded joints; 2. the influences of initial deformation of welded joints which is press-reformed on the Charpy impact values. Test results showed that there was a tendency to decrease the tensile strength by the increase of angular distortion and missalignment, and the fracture toughness of the welded joints by press reform.

(3) Confirmation tests of fabrication procedures using pilot members

The pilot members for the Osaka Port Bridge were made using HT80 for the investigation of fabrication procedure. These test members have the same size and thickness for the chord member and the tower. Measurements of the fabrication accuracy, the residual stresses, impact test, tension test, etc. were carried out. For the inspection of the depth of fusion and the cracking on the corner joints with partial penetration, the reliability of ultrasonic inspection was checked by the macroscopic examination. From the test result, ultrasonic inspection was proved to be reliably used for actual works.

Test results revealed that, even though the welding materials for 60 kg/mm² class steel was used for the HT80 corner joints, the strength of 70 kg/mm² class could be attainable, and CO₂ welding was appropriate for the tack welding of HT80 because of its low hydrogen content.

(4) Gas cutting procedure test

On thick section HT70 and 80, the roughness of gas cut surfaces and the hardenability of the heat affected zones were investigated. Test results showed that usual cutting conditions were proved to be applicable, because the gas cut surface roughness could meet the requirement and also the hardness was within the permissible levels as shown in the following.

HT70 : Hv (10 kg) $\sim$ 390

HT80 : Hv (10 kg) $\leq$ 410

4.3 Fabrication of the Osaka Port Bridge

The total weight of the Osaka Port Bridge was 34,910 tons, 5,272 tons of which was made of HT70 and 80.

For the fabrication, the various test results mentioned in 4.2 were summarized into a standard for the fabrication of steel bridges using HT70 and 80.

(1) Configuration of corner joints in chord members

Corner joints of thick section members such as chord members and tower members of the Osaka Port Bridge were decided to be welded with partial penetration type groove welds by taking account of design considerations, the fabrication accuracy, and the weldability. The designed throat thickness of the single beveled joint was decided to be $\sqrt{2T} + 3$ mm (T signifies the thickness of the thicker plate).

(2) Full size drilling method for chord members

Although in the foreign specifications, reaming is sometimes specified to be conducted at the stage of shop assembling after making small size drilling during member processing. In Japan, the procedure without reaming at the stage of shop assembling has been employed as full size drilling method for



ordinal steel bridges. To do this, the amount of weld shrinkage statistically obtained is included as an extra size, when the marking is carried out. The full size drilling is done with a template with steel hardened bush. In the fabrication of the Osaka Port Bridge, this drilling method was extensively used and the result was satisfactory.

(3) Milling of metal touch compression joints of lower chord members

Compression joints of lower chord members near the center support of the Osaka Port Bridge was designed to have metal-touch structural joints. It was decided that the milling accuracy of the member's edge surface was less than 10 S (10 μ) and the clearance at the stage of the shop assembling was narrow enough to refuse the clearance gauge of 0.2 mm (Fig. 6).

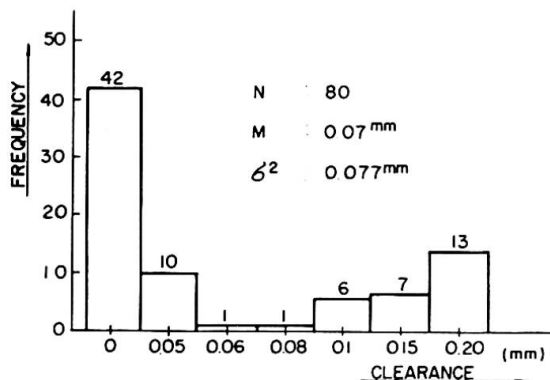
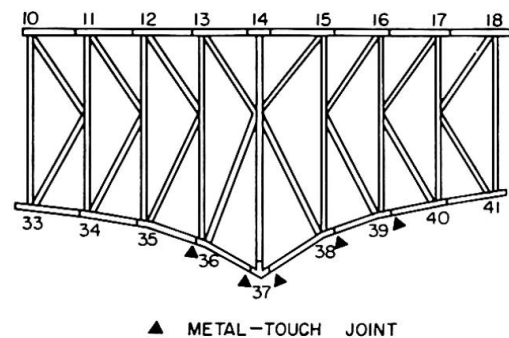


FIG. 6 DISTRIBUTION OF CLEARANCE IN METAL-TOUCH JOINTS (OSAKA PORT BRIDGE)



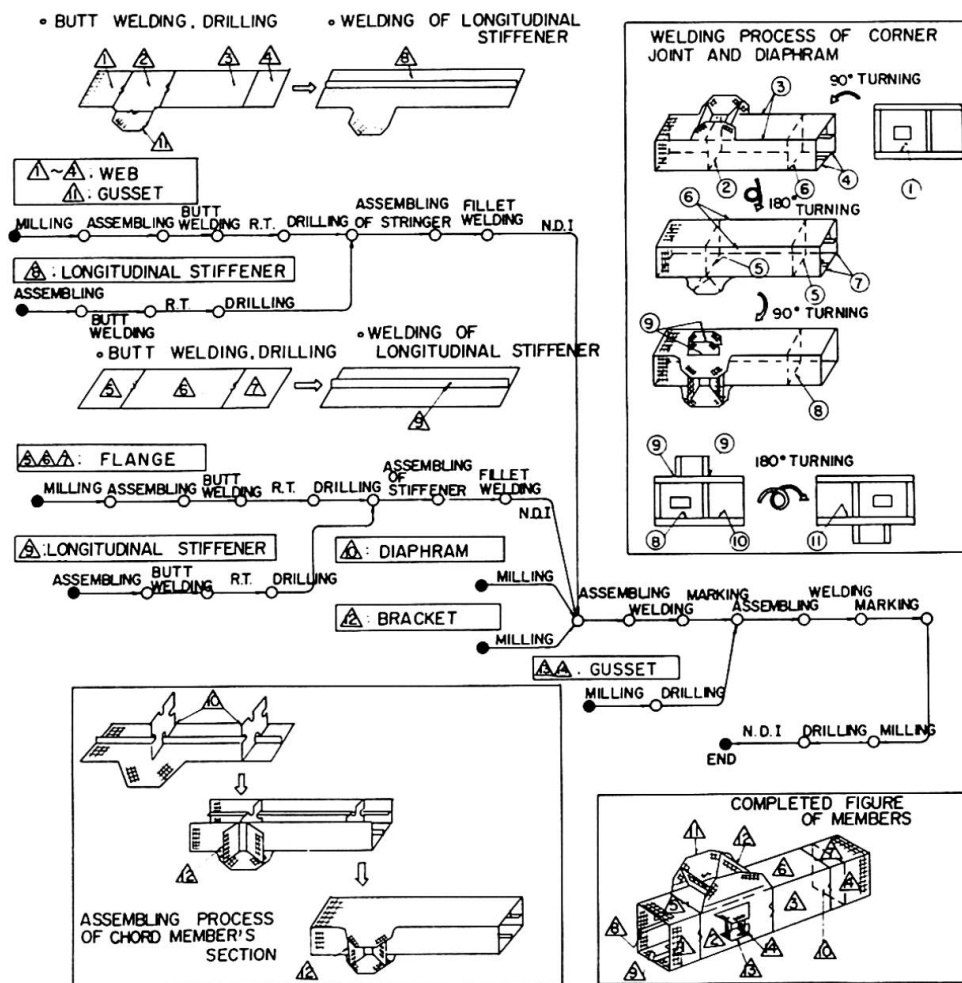
(4) Assembling by panel assembling method

For assembling chord members and tower columns, a panel assembling method conventionally used in ordinal bridges, was applied. Longitudinal stiffeners attached to flanges and webs were welded by an automatic process in a panel state prior to assembling to a box shape (Fig. 7).

(5) Welding procedures for HT70 and HT80

- a) Weather survey : It was decided that, as for HT70 and 80, an in-door welding procedure was basically employed. The measurements of temperature, humidity and the partial pressure of water vapor was carried out four times in a day and the procedure control was made with these data.
- b) Welding materials for dissimilar joints : The materials appropriate for higher strength materials were used in the welding of butt joints where the two of HT70, HT80 or other steels were combined. On the other hand, 60 kg/mm² class materials were used for the welding of fillet and corner joints of HT70 and 80. In this case, the preheating was conducted in a same manner done in cases of HT70 and 80, respectively.
- c) Drying of welding materials : The welding electrodes for shielded metal arc welding and flux for SAW welding were used under the controlled humidity as specified following,

Electrode ; drying temperature : 380-450°C	Flux; drying temperature :
drying time : 45-75 min.	250-300°C
holding temperature: 120°C	drying time : 60 min.
	holding temperature:
	120°C



- d) Control of preheat temperatures : The preheat temperatures were determined with reference to the various procedure test results and the recommended data by steel makers. The preheating was carried out by electric strip heaters with self control devices and fixed type heating devices (Fig. 8 and Table 5). For ensuring toughness, the upper limits of heat input and interpass temperature for various steels and thicknesses were specified.
- e) Tack welding : For the tack welding of HT70 and 80, low hydrogen type electrodes were used and the welding was made with the preheat temperatures higher than those in main welding by 30 - 50°C. To the tack welding of the corner joints of HT70 and 80, however, CO₂ semi-automatic welding method was applied to minimize diffusible hydrogen.
- f) Symmetric preheating and welding : In order to minimize the weld deformation, symmetric preheating and welding were carried out for HT70 and 80 weldments.

(6) Reforming

Reduction of deformation in HT70 and 80 weldments was basically done by press reforming. However, to places where press reforming are not applicable, correction by gas burner heating without water cooling was used under the condition of the maximum temperature of 750°C.

TABLE - 5 MINIMUM PREHEAT AND INTERPASS TEMPERATURE

(UNIT : °C)

WELDING PROCESS WELDED PLATES THICKNESS OF PLATES TYPE OF WELDS	WELDS								TACK WELD	
	SMAW	MAG & SAW	SMAW	MAG & SAW	SMAW	MAG	SAW		SMAW	MAG
	SM50		SM58		HT70, HT80				HT70, HT80	
	GROOVE FILLET CORNER	WELD WELD WELD	GROOVE FILLET CORNER	WELD WELD WELD	GROOVE FILLET CORNER	WELD WELD WELD	GROOVE WELD	FILLET WELD	GROOVE & FILLET WELD	CORNER WELD
$t \leq 25 \text{ mm}$	—	—	40	—						
25mm< $t \leq 38$ mm	40 *	—	80	40 *	100	80	100	80	120	100
38mm< $t \leq 50$ mm	80	Corner 40 *	80	60	100	80	100	80	120	100
$t > 50 \text{ mm}$	100	80	100	80	120	100	150	100	150	120

NOTICIES : 1. MAXIMUM PREHEAT TEMPERATURE AND INTERPASS TEMPERATURE FOR HT70 & HT80 SHALL BE LIMITED UNDER 200°C ($t \leq 50$ mm) AND 230°C ($t > 50$ mm)

2. SIGN* MEANS SUCH CONDITION HEATED BY GAS BURNER LIGHTLY

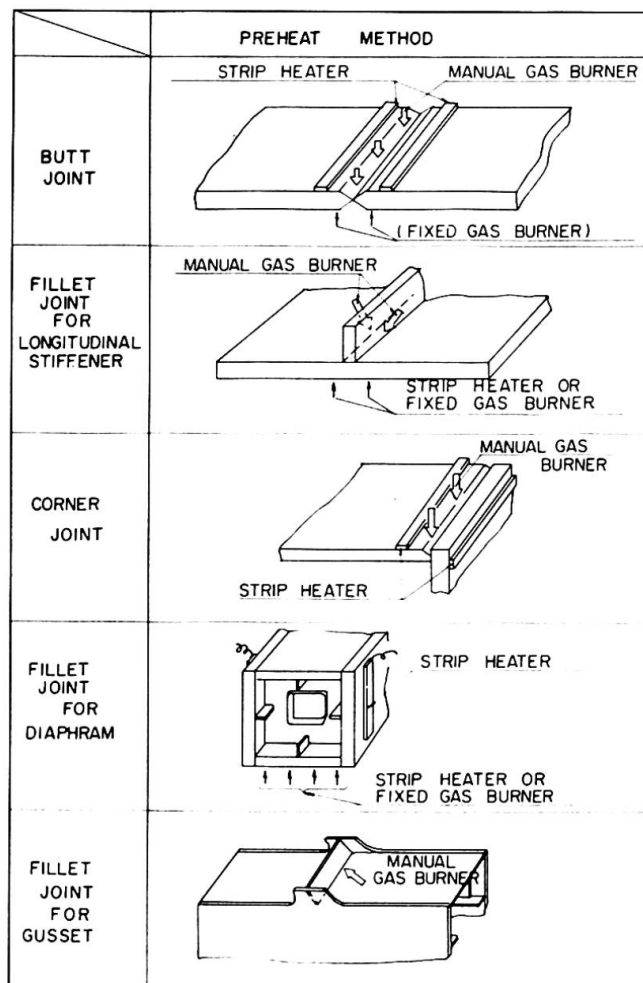


FIG 8 STANDARD PREHEAT METHOD

(7) Non destructive inspections

- a) Radiographic test was applied to butt joints.
- b) Magnetic or penetrant tests were applied to the fillet joints of HT70 and 80.
- c) Ultrasonic inspection was applied to the corner joints of chord members and tower columns.
- d) As for the butt and corner joints of HT70 and 80, macroscopic examination and mechanical test by means of end tab were also made.

(3) Fabrication accuracy

In the fabrication of the Osaka Port Bridge, the accuracy in the shop fabrication was specified in details to avoid troubles during its erection (Table 6, Fig. 9).

TABLE 6 TOLERANCE FOR TRUSS BRIDGE

(UNIT: MM)

TOLERANCE FOR MEMBERS		TOLERANCE FOR SHOP ASSEMBLY	
TERMS	TOLERANCE	TERMS	TOLERANCE
LENGTH	$\Delta l \leq \pm 2$	PANEL LENGTH	$\Delta l \leq 2.5$
STRAIGHTNESS OF MEMBER	$\delta \leq \frac{l}{2000}$	TOTAL LENGTH	$\Delta l \leq 2 \times N$ N: NUMBER OF PANEL And $1 \Delta l_1 - \Delta l_2 \leq 9$ Δl_1 : RIGHT MAIN TRUSS Δl_2 : LEFT MAIN TRUSS
TORSION	$\delta \leq \frac{h}{500}$ And $\delta \leq 3$	HEIGHT OF TRUSS	$\Delta h \leq 2 \times N$ N: NUMBER OF PANEL And $\Delta h \leq 10$
SIZE OF SECTION	BOX TYPE $B \leq \pm 2$ $H \leq \pm 2$ $l_{21} - l_{22} \leq 3$	DISTANCE BETWEEN CENTER TO CENTER OF TRUSS	$\Delta W \leq \pm 3$ (ON SUPPORT POINT) $\Delta W \leq \pm 5$ (OTHERS)
	I - TYPE $H \leq \pm 2$ $-1 \leq B \leq 2$	CAMBER	$\delta \leq \pm 8$ (FOR 4-PANELS) $\delta \leq \pm 10$ (FOR 5-PANELS)
ANGLE OF FLANGE & WEB	$\frac{d}{(b/2)} \leq \frac{1}{100}$	STRAIGHTNESS OF GIRDER	$\delta \leq \pm 8$
DEFORMATION OF WEB	$H \leq 1m: \delta \leq \frac{1}{3}$ $1 < H < 4: \delta \leq \frac{1}{2}$ $H \geq 4: \delta \leq \frac{2}{3}$	DIAGONAL LENGTH OF TRUSS SECTION	$ d_1 - d_2 \leq 10$ d_1, d_2 : DIAGONAL LENGTH OF TRUSS SECTION
ANGLE DEFORMATION OF BASE PLATE	MEMBER ON SPAN END NORMAL: $\delta \leq l/1000$ TRANSVERSE: $\delta \leq B/1500$	CLEARANCE OF FIELD JOINT	ORDINARY JOINT: $\delta \leq 2$ METAL-TOUCH JOINT: $\delta \leq 0.2$
	MEMBER ON SUPPORT POINT NORMAL: $\delta \leq l/1000$ TRANSVERSE: $\delta \leq B/3000$	MISS ALIGNMENT OF BUTT JOINT	$\delta \leq 2$

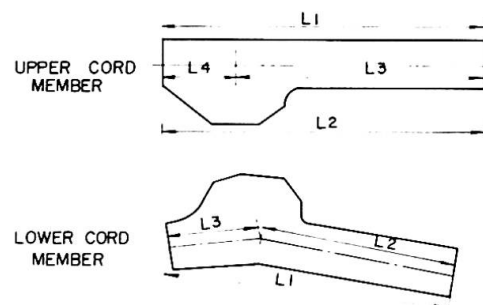
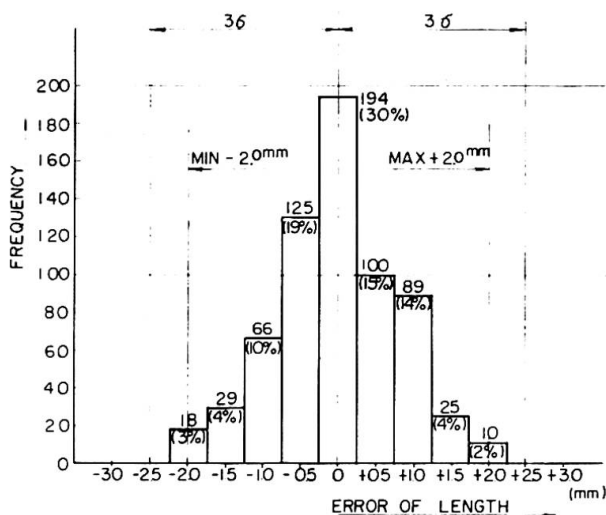


FIG. 9 DISTRIBUTION OF ERROR OF LENGTH IN CHORD MEMBERS (OSAKA PORT BRIDGE)



4.4 Future Subjects in the Fabrication of Steel Bridges

(1) Shapes of cross sections of members and the productivity of welding

As the cross sectional shape of the members used in the Osaka Port Bridge, the simple square section of two web-flange was employed from the stand-point of simplicity and productivity of welding and erection, although other sections including members with cruciform middle web-flange and single middle web-flange types were considered. From the view-point of the productivity, it is desirable for the shape of the member section of high strength steel to increase the height of web, the width of flange and also thickness with increasing the rigidity of section, and to minimize the number of longitudinal stiffeners.

(2) Fatigue strength of HT30

It is effective for improving the fatigue strength of bridges to have good appearance beads and to finish welded beads. As for future subjects to be studied, the improvement of welding materials or the employment of Toe Melting method are still left.

(3) Simplification of joint design

Up to now, a high tensile strength bolt (HTB) joint is widely used in the field joint of steel bridges. In order to simplify joint design, it may be worthwhile studying whether metal-touch can be applied to compression joints, or the joint of HTB combined with welding used in steel-deck-plate joints can be used extensively.

(4) Coating system in inland sea bridges

As discussed in 3.3, there are unsolved aspects concerning the effect of salt granule in a sea on atmospheric corrosion-resistant steels. It is therefore desirable to investigate them and also carry out the finishing coating in shops as much as possible, because usually the painting of inland sea bridges is specified to use heavy coating due to the maintenance.

(5) Establishment of fabrication accuracy for big bridges

In the determination of the fabrication accuracy, the accuracy in fabrication processes in every stage should be statistically known and the use of cumulative error concept, in which Propagation law of error is utilized, should be promoted to streamline the fabrication and shop assembling procedure and the control of accuracy.

REFERENCES

- * I. Konishi : "World's third longest span cantilever bridge", Civil Engineering, Feb., 1976, pp. 84-86.
- * I. Konishi, T. Okumura, S. Minami, M. Sasado : "Welding of High Strength Steels", IABSE, 10th Congress, Final Report, 1976, pp. 369-372. and Preliminary Report, 1976, pp. 491-496.
- * Honshu Shikoku Bridge Authority : "HBS G3102", 1978 (in Japanese)
- * J. Tajima, F. Ito, et al : "Application of 80 kg/mm² Class High Tensile strength Steel to Railway Bridge", IIW, Doc. No. XIII-706-73, 1973.

VIIIc

Evolution dans la construction de grands ponts (3^e partie: montage et entretien)

Tendenzen im Grossbrückenbau (3. Teil: Errichtung und Unterhalt)

Trends in Big Bridge Engineering (Part 3: Erection and Maintenance)

JEAN MULLER

Directeur

Campenon Bernard Cetra

Paris, France

RESUME

Cette communication rappelle les progrès accomplis dans les procédés de construction de grands ouvrages en béton précontraint et décrit les solutions qui se révèlent être les plus économiques actuellement. Il est fait mention de méthodes telles que la préfabrication de travées entières, la construction par avancement ou par encorbellement au moyen de voussoirs préfabriqués ou coulés sur place, et les ponts haubannés pour les portées de 250 à 450 m.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht handelt vom erreichten Entwicklungsstand in der Bauausführung von Grossbrücken in Spannbeton. Er beschreibt die Bauverfahren, die sich zur Zeit als die wirtschaftlichsten erweisen. Im weiteren werden die folgenden Baumöglichkeiten aufgezählt und umschrieben. Vorfabrikation der ganzen Brückenfelder, Freivorbau mittels vofabrizierter Elemente oder in am Ort betonierten Etappen, seilverspannte Tragwerke für Spannweiten zwischen 250 m und 450 m.

SUMMARY

This paper recalls the progress accomplished in the construction procedures of big bridges and describes the solutions that are the most economic at present. Various methods are discussed, such as: prefabrication of whole spans, incremental and cantilever construction using prefabricated or cast-in-place segments, and cable-stayed bridges for spans of 250 to 450 m.



1 - APPUIS ET FONDATIONS

On note l'utilisation très fréquente de pieux préfabriqués en acier ou en béton de grande capacité (300 à 400 t) ainsi que de pieux moulés de gros diamètre (1.50 à 2.00 m) ou de parois moulées porteuses coulées sous bentonite.

L'étude attentive de l'implantation des pieux permet des économies intéressantes. C'est ainsi qu'au Pont de Sallingsund, au Danemark, le nombre des pieux par appui a pu être ramené de 56 à 24 sans augmentation de la force portante en remplaçant la semelle rectangulaire traditionnelle avec pieux verticaux et pieux inclinés dans les deux directions longitudinale et transversale par une semelle annulaire portée par deux séries de pieux convergents implantés sur deux cones concentriques (fig. 1).

En fondations massives, les caissons à l'air comprimé disparaissent à cause des législations sociales draconiennes, au profit des caissons havés à l'air libre ou des fondations réalisées à l'abri de parois moulées constituant batardeau (fondations principales du Pont de Brotonne, fig. 2).

Les piles ont généralement des sections soit en H soit en caisson et sont coulées économiquement en coffrage glissant dès que la hauteur dépasse 20 m. Pour les grandes portées construites par encorbellements symétriques, des piles dédoublées (Viaduc de Magnan à Nice) permettent une stabilité provisoire très satisfaisante, tout en maintenant la souplesse vis-à-vis des déformations linéaires du tablier.

2 - PONTS A VOUSOIRS PREFABRIQUES. CARACTERISTIQUES ET METHODES DE FABRICATION

L'évolution constante vers des voussoirs de dimensions et de poids unitaires croissants depuis le Pont de Choisy-le-Roi (25 t) jusqu'au Pont de Saint-Cloud (130 t) semble ralentie en Europe Occidentale, mais se poursuit maintenant à un rythme accéléré aux USA ; ce qui correspond bien à la mentalité d'un pays très industrialisé disposant de moyens de levage puissants. Au Pont de Zilwaukee (tablier de 108.000 m² de superficie avec des portées maximales de 120 m) sont prévus des voussoirs de 22 m de largeur pesant au maximum 160 t (fig. 3). Le Pont sur la rivière Columbia fait appel de même à des voussoirs de 200 t pour une portée maximale de 180 m (fig. 4).

La coordination s'est progressivement réalisée entre la conception des projets, les détails technologiques et les conditions de réalisation pour améliorer la qualité globale des ouvrages. On note dans ce domaine les points suivants :

- a - les clés multiples permettent la meilleure transmission des efforts de cisaillement dans les âmes quelle que soit la qualité réelle de l'époxy mise en oeuvre;
- b - des dispositions sont prises pour assurer en toute sécurité les transferts des efforts tangents dans les membrures, particulièrement pour les tabliers de hauteur variable ;

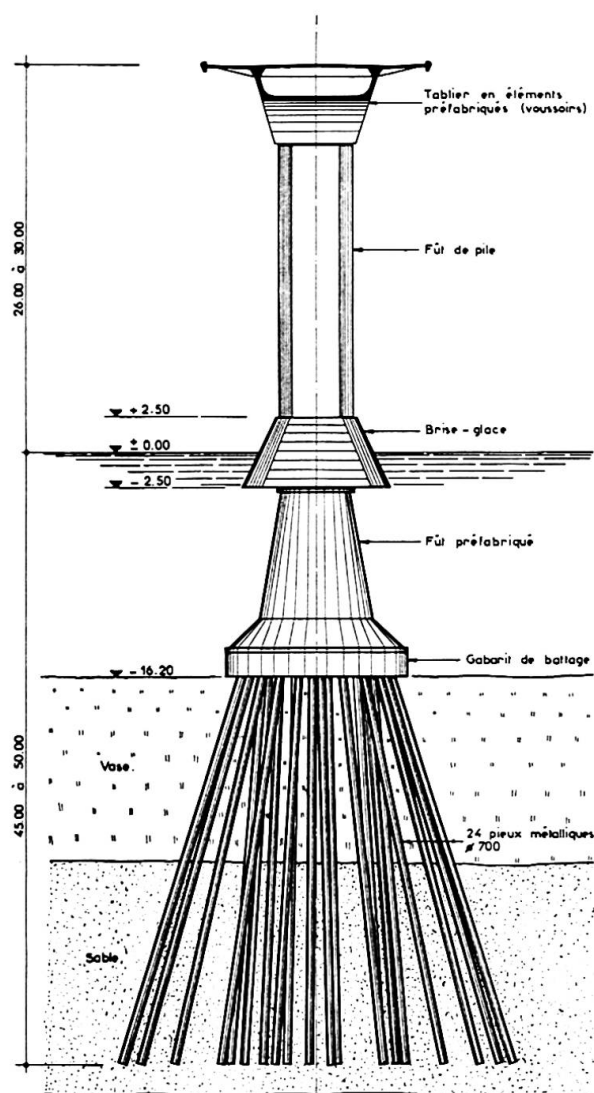
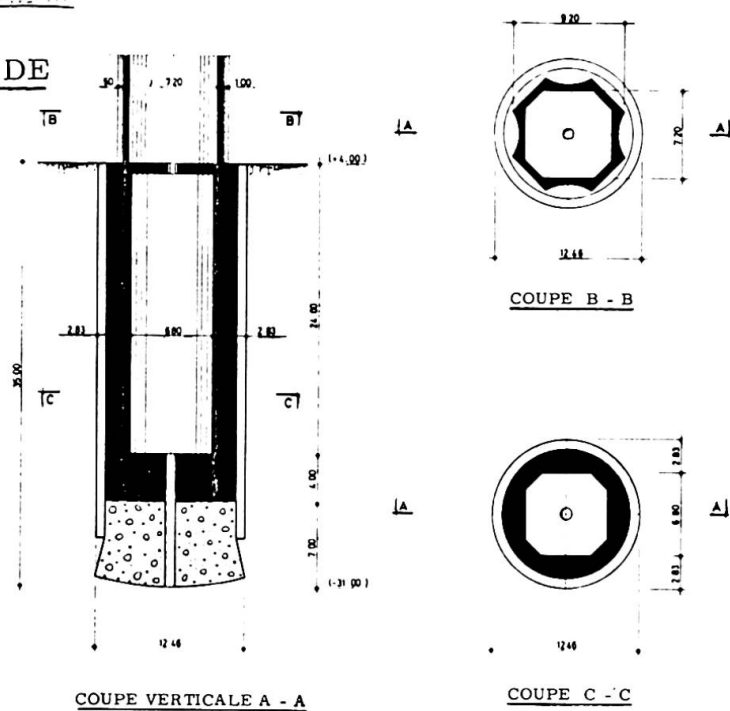
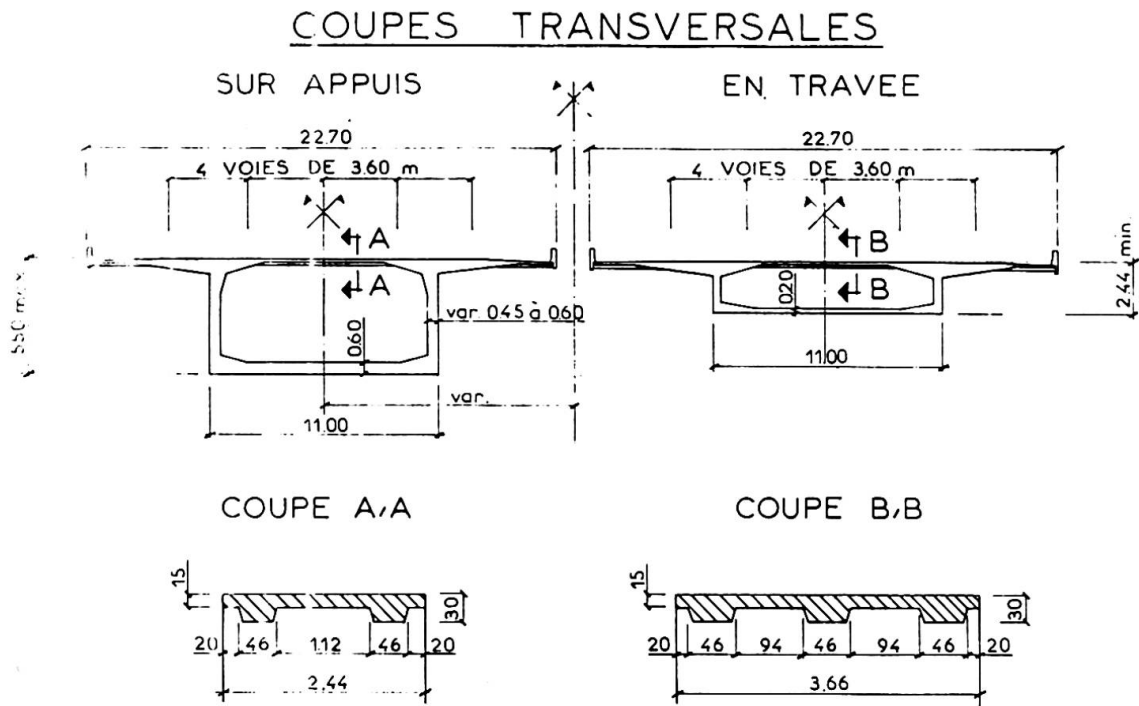
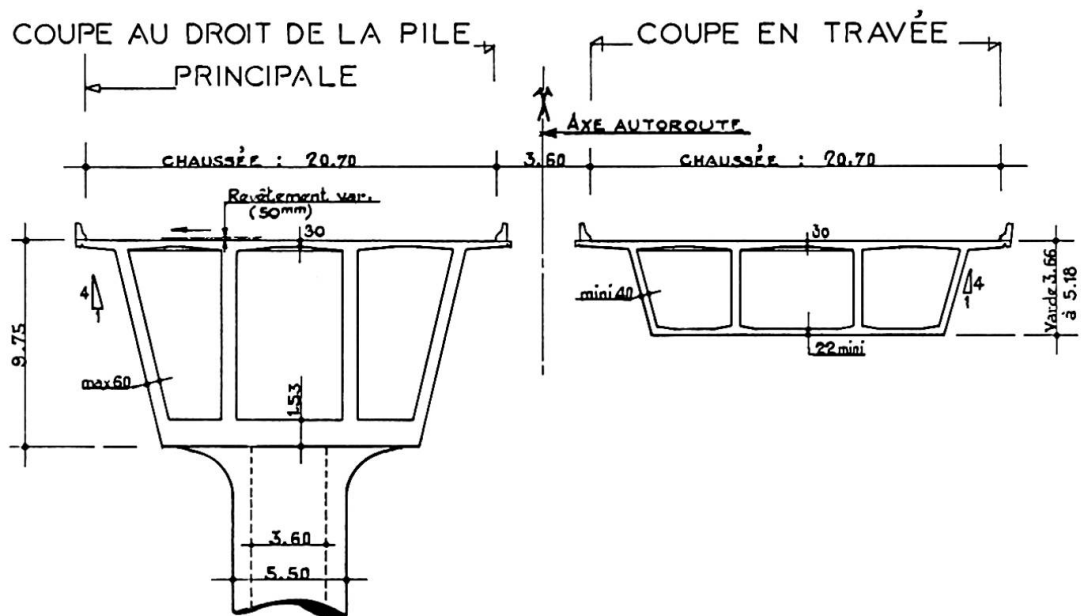


fig. 1 - FONDATIONS DU PONT DE SALLINGSUND

fig. 2 - FONDATIONS PRINCIPALES DU PONT DE BROTONNE



fig. 3 - PONT DE ZILWAUKEEfig. 4 - PONT SUR LA RIVIERE COLUMBIA

- c - une attention particulière doit être portée au risque de poussée au vide et de défaut d'alignement des gânes pour les armatures de précontrainte longitudinale;
- d - les injections de ces armatures sont maintenues effectuées avec des coulis de ciment retardés et par familles entières ;
- e - l'étude de la redistribution des efforts due aux déformations différées ainsi que la prévision précise des déformations en cours de construction sont rendues possibles grâce à des programmes électroniques perfectionnés prenant en compte tous les phénomènes connus;
- f - les gradients thermiques dans les tabliers en caissons constituent une forme de sollicitation importante trop souvent négligée et devant être prise en compte dans l'élaboration des projets.

Sur le plan de la fabrication des voussoirs, les deux méthodes du long banc et de la cellule poursuivent leur évolution. Cette dernière solution a connu un essor plus rapide que la première et s'adapte particulièrement à la réalisation d'ouvrages à géométrie tourmentée (ponts courbes à devers variable) à condition de surveiller très attentivement le réglage des cellules.

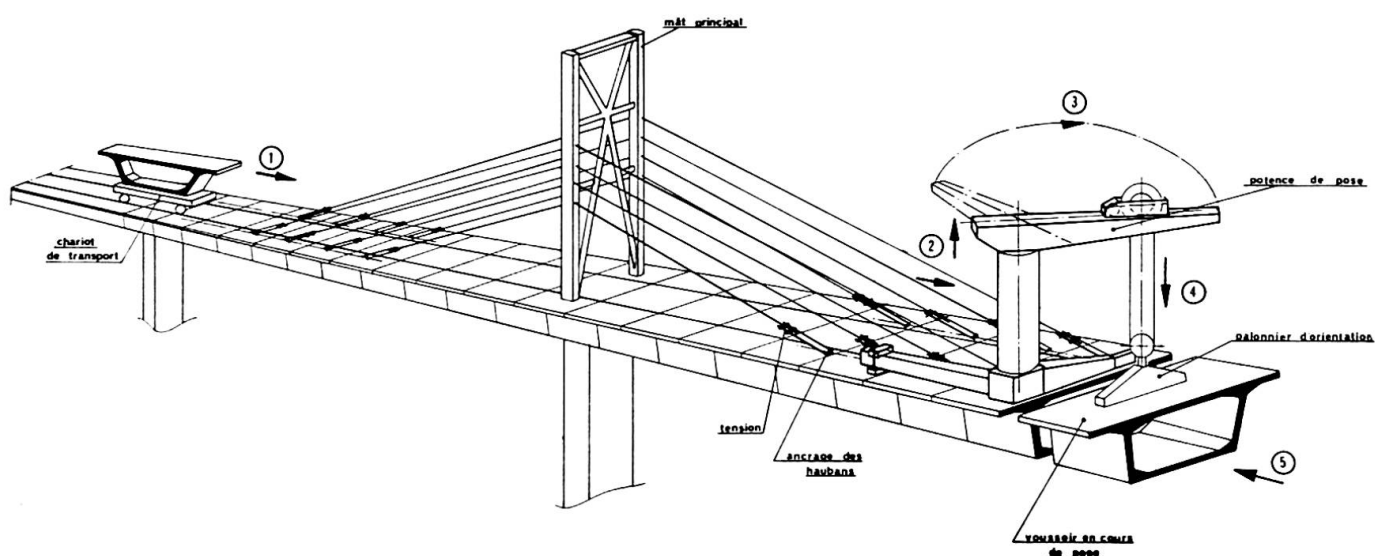
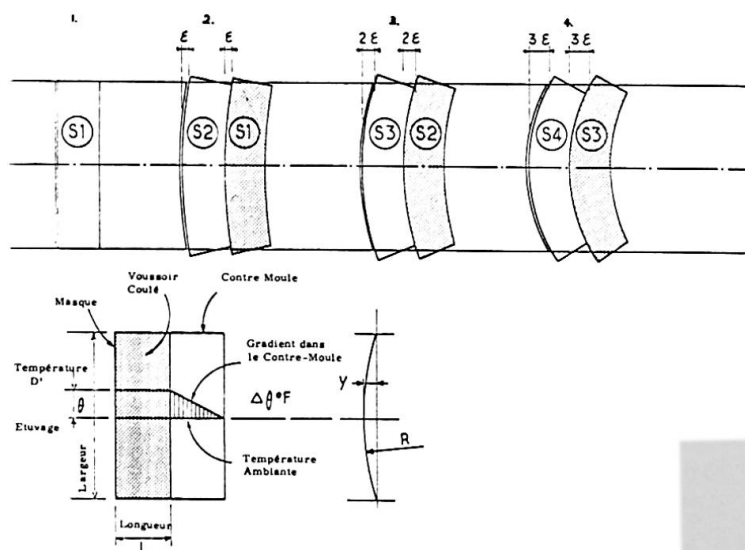
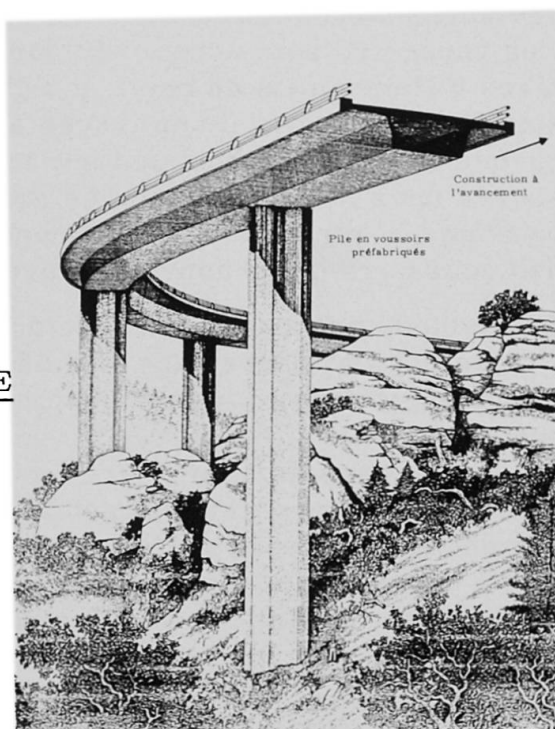
L'influence des gradients thermiques au cours de l'étuvage d'un voussoir et de son contre-moule (fig. 5) a été mise en évidence expérimentalement et conduit à préconiser maintenant l'étuvage simultané des deux voussoirs dans chaque cellule.

3 - CONSTRUCTION A L'AVANCEMENT

Selon cette méthode, le tablier est construit par étapes dans une même direction et par encorbellements successifs toujours du même côté des appuis. Utilisée initialement en Allemagne, conjointement avec le coulage en place sur un équipage mobile la méthode a été étendue en France à la pose d'éléments préfabriqués (Ponts de Rombas, de Woippy, de Pierre la Trèche et de Fontenoy). Les voussoirs sont acheminés sur la partie déjà construite du tablier et mis en place à l'extrémité de celui-ci à l'aide d'un engin de pose simple (fig. 6). La stabilité provisoire d'une travée est assurée par des haubans mis en place à chaque étape s'infléchissant sur un mât disposé au droit de l'appui précédent et ancrés dans la dernière travée construite. Lorsque la pile suivante est atteinte on s'appuie sur elle par les appareils d'appui définitifs et on continue la pose des voussoirs d'une nouvelle travée.

La méthode présente des caractéristiques analogues à celles du poussage des tabliers et s'applique dans les mêmes domaines. Elle offre sur cette dernière la supériorité de pouvoir s'adapter à des ouvrages de trajection évolutive quelconque.

Une application digne d'intérêt concerne le Viaduc de Linn Cove, USA (fig. 7). Situé dans un parc national soumis à des contraintes de protection de l'environnement draconiennes, l'ouvrage sera constitué de voussoirs préfabriqués à joints conjugués mis en place à l'avancement à la fois pour la réalisation des appuis et du tablier ; les seules parties d'ouvrages construites sur place étant

fig. 6 - CONSTRUCTION A L'AVANCEMENTfig. 5 - EFFET DES GRADIENTS THERMIQUES DANS UNE CELLULE DE PREFABRICATIONfig. 7 - VIADUC DE LINN COVE USA.

les micro pieux et les semelles de fondation.

Le même principe de construction selon lequel les appuis de l'ouvrage sont réalisés à partir du tablier permet de résoudre élégamment et économiquement le problème de la construction de ponts de faible portée dans des zones autrement inaccessibles. Aux USA, de très nombreux ouvrages sont à réaliser au-dessus de marais ou de larges étendues d'eau pour lesquels la construction d'une digue ou la réalisation de dragages importants, amènent une perturbation inacceptable à la faune et à la flore locales. La construction à l'avancement de tabliers en béton précontraint de faible portée (10 à 20 m par exemple) s'adapte parfaitement à tels sites.

4 - PREFABRICATION D'OUVRAGES PAR TRAVEES ENTIERES

L'exemple le plus remarquable a été la construction des ponts sur le Lac de Pontchartrain, en Louisiane où 2240 dalles de 200 t et de 17 m de portée ont été placées bout à bout sur des pieux circulaires précontraints battus pour constituer un tablier de 38 km de longueur.

L'investissement considérable pour la préfabrication, le transport et la pose d'éléments très lourds ne se justifie évidemment que pour de très grands ouvrages disposant de moyens d'accès faciles. L'ouvrage définitif (tablier et fondations) ne pouvant pas en général supporter le passage de charges aussi lourdes que le poids d'une travée entière, la solution n'est possible que pour les ouvrages sur l'eau ou lorsque le dragage d'un chenal d'accès pour le matériel flottant est possible.

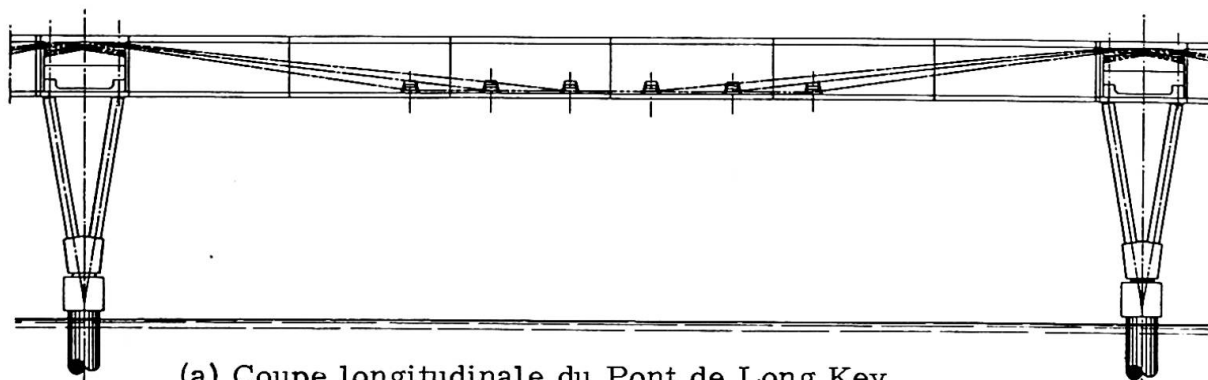
A une toute autre échelle, la solution avait été proposée par Eugène Freyssinet tout à la fin de sa vie, pour la traversée de la Manche avec utilisation de travées complètes de 600 m de portée réalisées en béton pré - éteint ; le projet n'a jamais vu le jour. Peut-être les générations futures auront-elles l'occasion de mettre l'idée en oeuvre ?

5 - OUVRAGES PREFABRIQUES DE FAIBLE PORTEE

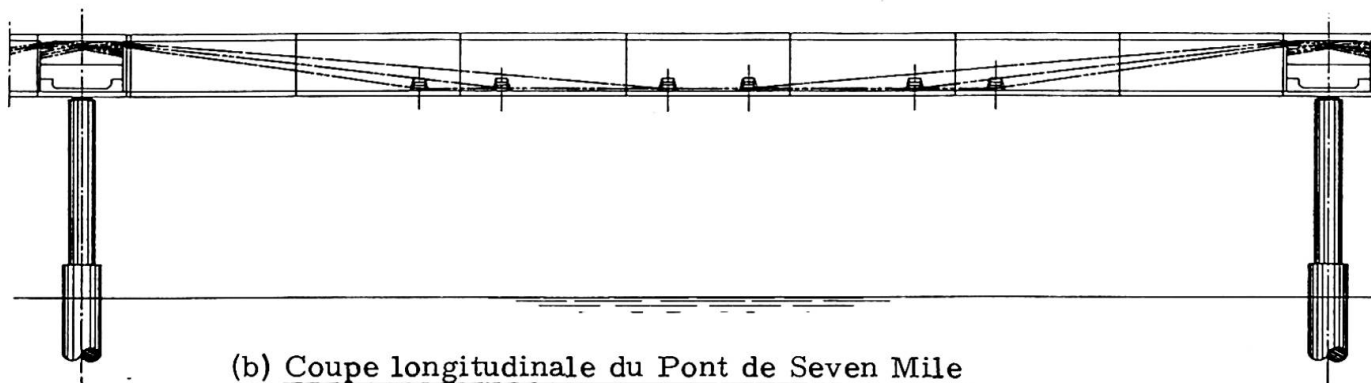
L'utilisation de voussoirs préfabriqués dans des ouvrages de portée moyenne (35 à 45 m) vient de s'imposer sur le plan économique dans deux grands ouvrages de l'Etat de Floride, USA : le Pont de Long Key constitué de 100 travées de 36 m de portée et le Pont de Seven Mile constituée de 270 travées de 42 m de portée.

Le projet initial de ces ouvrages faisait appel à des poutres préfabriquées à torons adhérents supportant une dalle de chaussée en béton armé coulée en place. Dans les deux cas, une solution avec voussoirs préfabriqués s'est révélée sensiblement plus économique (15 à 20 %) et plus rapide d'exécution.

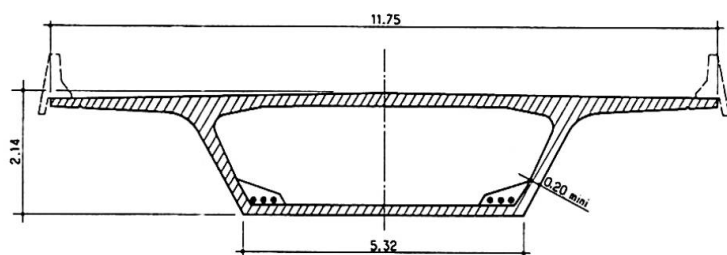
Le projet (fig. 8) fait appel à un caisson unique formant le tablier complet de l'ouvrage et constitué par des voussoirs préfabriqués de 5.60 m de longueur assemblés longitudinalement par une précontrainte extérieure au béton jouant



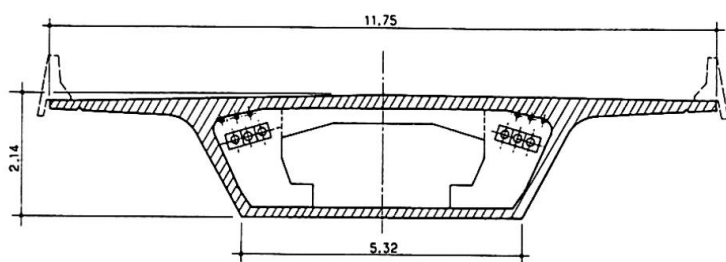
(a) Coupe longitudinale du Pont de Long Key



(b) Coupe longitudinale du Pont de Seven Mile



(c) Coupe transversale en travée



(d) Coupe transversale près d'un appui

(e) Principe de pose sur cintre d'assemblage

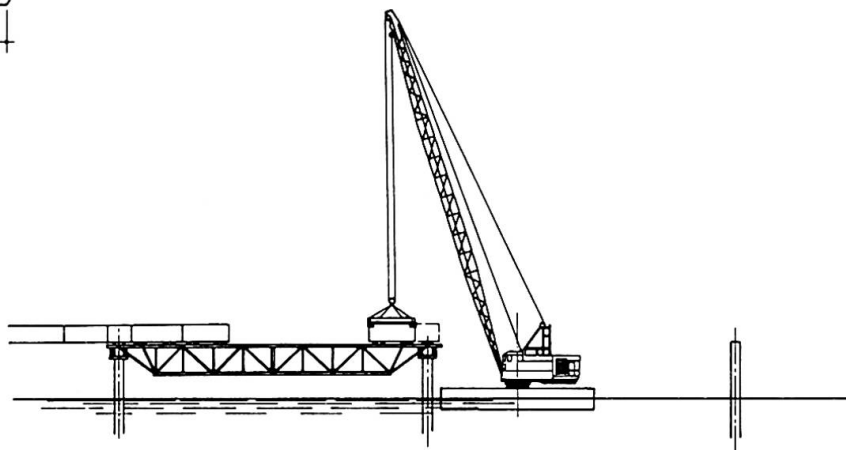


fig. 8 - PONTS DE LONG KEY et DE SEVEN MILE, USA

en fait le rôle de haubans intérieurs. Des selles de déviation et des blocs d'ancrage au droit des appuis assurent à la précontrainte le tracé optimal et permettent une mise en oeuvre extrêmement simple. Les armatures de précontrainte sont placées à l'intérieur de gânes en polyéthylène injectées au ciment de sorte que la protection contre la corrosion - problème majeur dans cet environnement marin au climat chaud - est parfaitement assurée.

Le projet envisageait la pose des voussoirs soit par encorbellements successifs à l'aide d'une poutre de lancement, soit sur un cintre d'assemblage par travées complètes. Cette dernière solution a été retenue pour les deux ouvrages. Les voussoirs sont acheminés par eau et posés à la grue flottante sur une poutre métallique fixée provisoirement à ses extrémités sur les appuis définitifs de l'ouvrage ; après assemblage des voussoirs d'une travée par précontrainte, le cintre de pose est lui-même transféré à la travée suivante par la grue flottante. Ce procédé ne nécessite pas d'investissements très élevés en matériel spécial et permet des cadences de poses rapides (2 travées de 36 à 42 m par semaine), comparables à celles qu'autorisent les poutres de lancement opérant au niveau du tablier.

6 - OUVRAGES PREFABRIQUES DE GRANDE PORTEE

La méthode de construction par encorbellements successifs est actuellement la solution la plus économique et la plus répandue dès que les portées dépassent 50 à 60 m, le poids et le prix d'un cintre d'assemblage tel que décrit au paragraphe précédent devenant prohibitif.

Parmi les méthodes de pose des voussoirs préfabriqués qui ont la sanction de l'expérience et qui doivent continuer à connaître un développement dans l'avenir on peut citer : le levage à partir du tablier et les poutres de lancement.

6.1. - Levage à partir du tablier :

Les voussoirs sont acheminés au droit de leur position dans l'ouvrage à terre ou sur l'eau, puis levés à leur emplacement par des treuils portés par une charpente ancrée au tablier déjà posé.

Au Pont de Saint André de Cubzac, il a été possible de mettre en place sur la pile les voussoirs préfabriqués constituant l'amorce de chaque travée qui était coulée en place dans les ouvrages antérieurs (fig. 9).

Cette méthode de levage à partir du tablier a fait appel initialement à des treuils électriques. Pour des charges très lourdes (voussoirs de 300 t pour le Pont de Pasco-Kennewick, USA) des systèmes mécaniques dérivés de procédés de levage des planchers dans les bâtiments à étages multiples se sont révélés plus économiques mais par contre sensiblement plus lents.

6.2. - Poutre de lancement :

Utilisée pour la première fois au Viaduc d'Oléron, la méthode a été perfectionnée au fur et à mesure de son utilisation dans de nombreux ouvrages (Viaducs de Chillon, Pont de Rio Niteroi, Viaducs de l'Autoroute B3, Pont de Saint-Cloud, etc...).

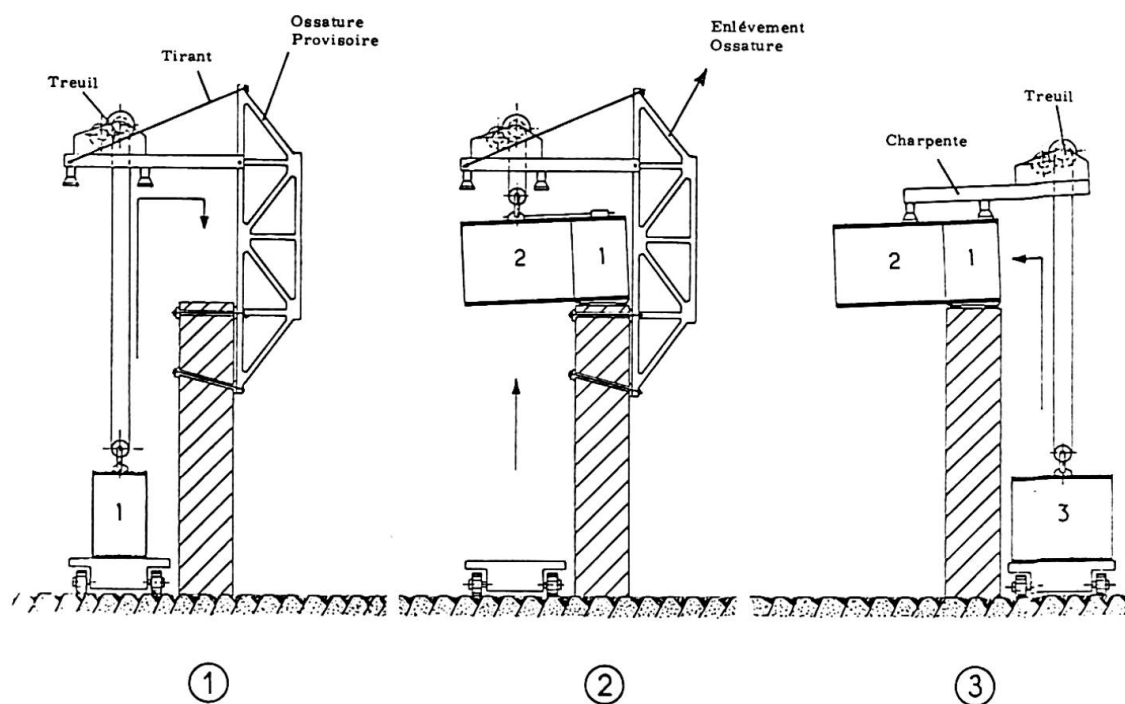


fig. 9 - POSE DU VOUSOIR DE PILE DANS LE LEVAGE PAR TREUILS

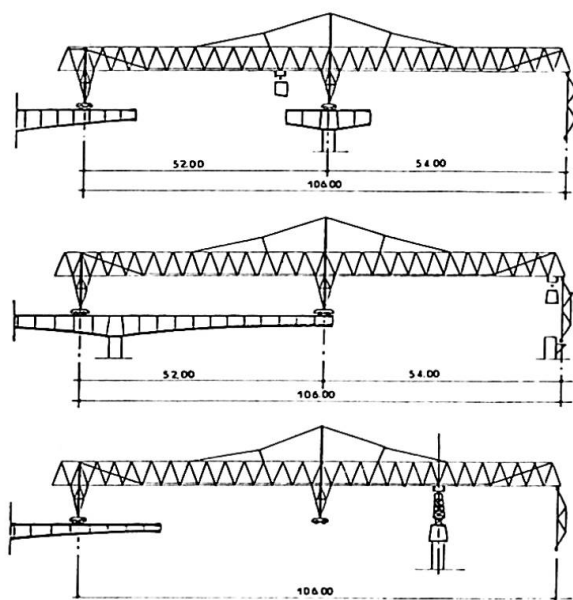


fig. 10a - POUTRE DE LANCEMENT
(Première famille)

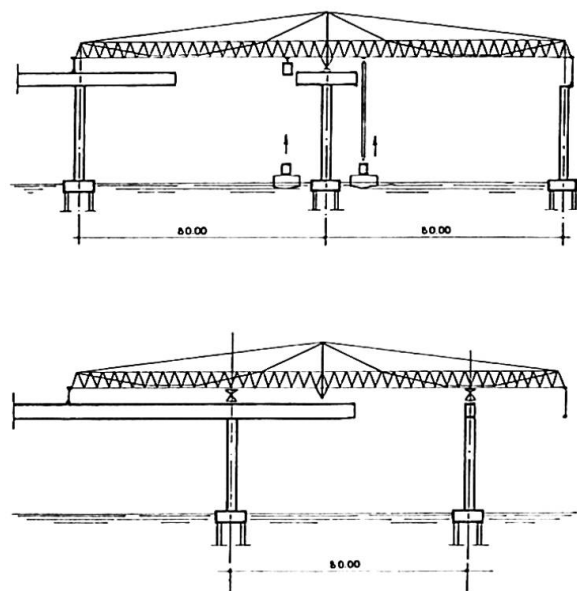


fig. 10b - POUTRE DE LANCEMENT
(Deuxième famille)

Le principe d'utilisation, maintenant bien connu, permet de classer les poutres de lancement dans les deux catégories figurées schématiquement sur les fig.10a et 10b.

La poutre la plus puissante utilisée à ce jour est celle du Pont de Saint Cloud (portée de 110 m et voussoirs de 130 t) utilisée aussi au Pont de Sallingsund. Une étude détaillée faite pour le Pont de Zilwaukee (portée de 120 m et voussoirs de 160 t) montre que le principe est parfaitement viable dans cette gamme de portée et de poids unitaires. On saurait aujourd'hui étendre le procédé à des portées de 140 à 150 m. Au-delà des dispositions nouvelles seraient à développer.

De grands progrès ont été accomplis récemment pour simplifier les transport, le montage et le démontage de ce type de matériel en vue d'utilisations multiples rapides et économiques (poutre des viaducs de l'Area par exemple).

7 - OUVRAGES INDUSTRIALISES ET VIADUCS URBAINS

Le domaine d'application est immense, eu égard aux besoins de réalisation des infrastructures des transports urbains en site propre ou des autoroutes de dégagement des grandes villes.

Les méthodes mises en oeuvre pour la construction des passages supérieurs et des viaducs des autoroutes alpines ont pleinement justifié l'intérêt technique et économique de la préfabrication et de la standardisation (fig. 11) la répétition étant un facteur d'économie et de sécurité dans le contrôle de qualité.

Parallèlement, la construction des viaducs de l'Autoroute B3 Sud près de Paris a permis de résoudre des problèmes difficiles de réalisation d'ouvrages au-dessus de multiples obstacles (routes et voies ferrées en service). Les mêmes méthodes sont actuellement adoptées pour la réalisation des viaducs surélevés du West Gate Freeway à Melbourne, Australie et devraient connaître de nombreuses applications dans d'autres pays.

8 - PONTS - RAILS EN BETON PRECONTRAINTE

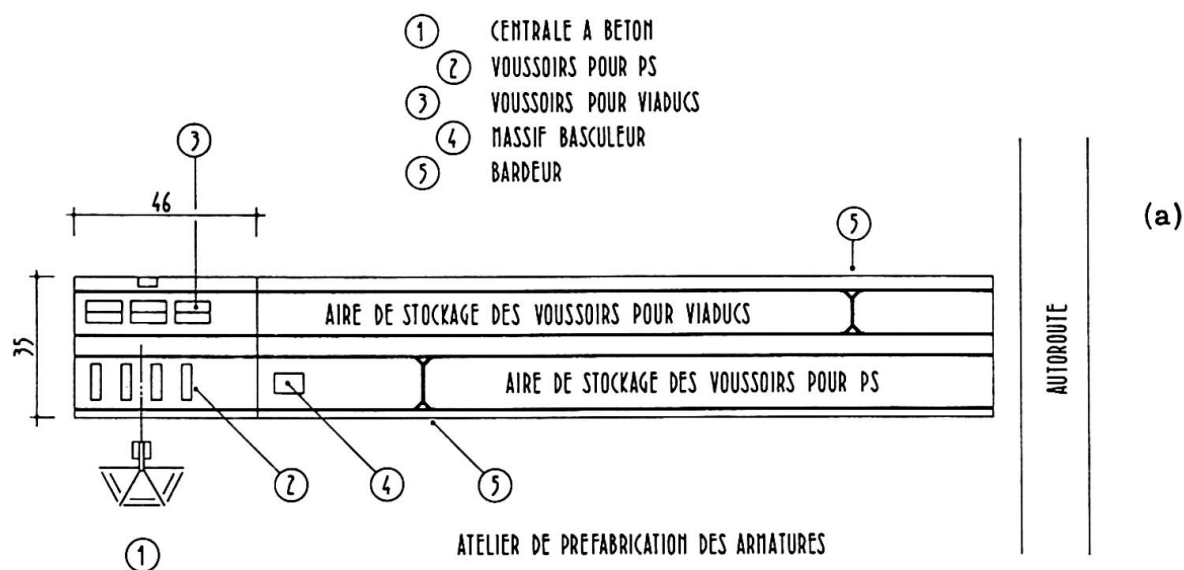
L'emploi du béton précontraint se développe régulièrement en Europe Occidentale dans le domaine des ponts rails à l'occasion de la construction de lignes nouvelles (ligne TGV de Paris à Lyon par exemple) ou de l'extension de réseaux urbains (réseau express régional de Paris).

La construction du viaduc surélevé de Marne-la-Vallée (Est de Paris) a fait appel à la technique des voussoirs préfabriqués posés avec une poutre de lancement (fig. 12). La traversée de la Marne (portée 75 m) et la réalisation d'une station de voyageurs complète ont pu être traitées par les mêmes procédés que le viaduc courant. La mise en place d'écrans phoniques esthétiquement satisfaisants a donné lieu à des études poussées compte tenu de l'urbanisation extrême du site.

Au Pont-Rail sur la Seine à Clichy, une combinaison inédite de voussoirs préfabriqués et de dalles de jonction coulés en place a permis la réalisation d'un ouvrage important



USINE DE PREFABRICATION



PORTIQUE DE 40 T

AIRE DE STOCKAGE

(b)

MOULES

BASCULEUR

1

2

3

4

(c)

VUE PERSPECTIVE D'UN MOULE

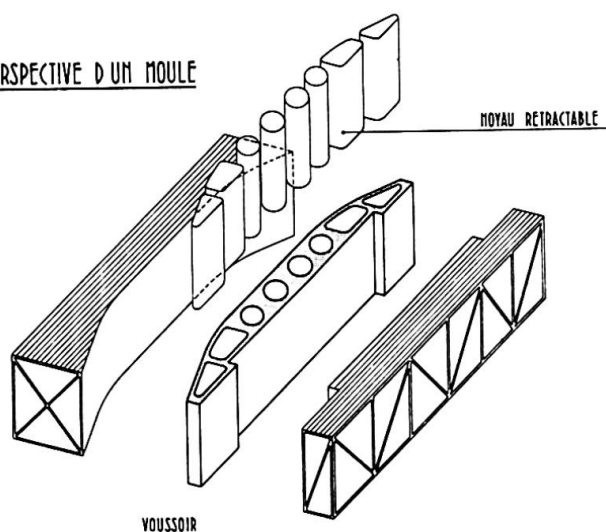
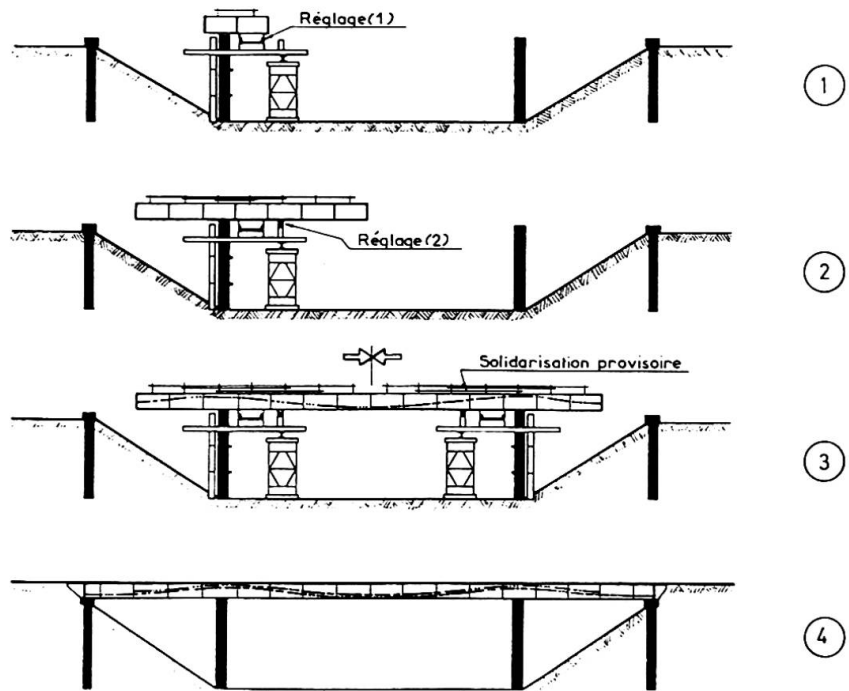
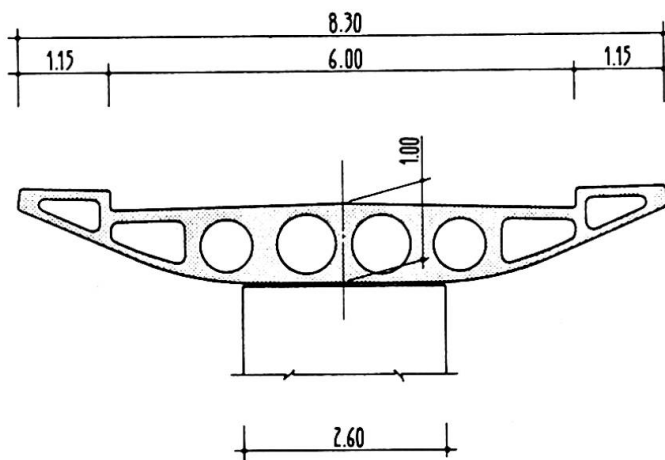


fig. 11 (a)-(b)-(c) - OUVRAGES PREFABRIQUES DES AUTOROUTES ALPINES

(d) Principe de montage



TYPE II



(e) Coupe type

TYPE III

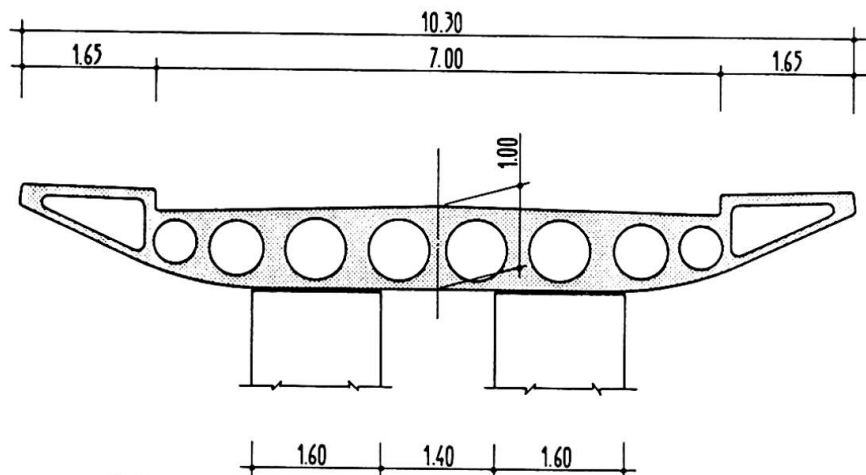
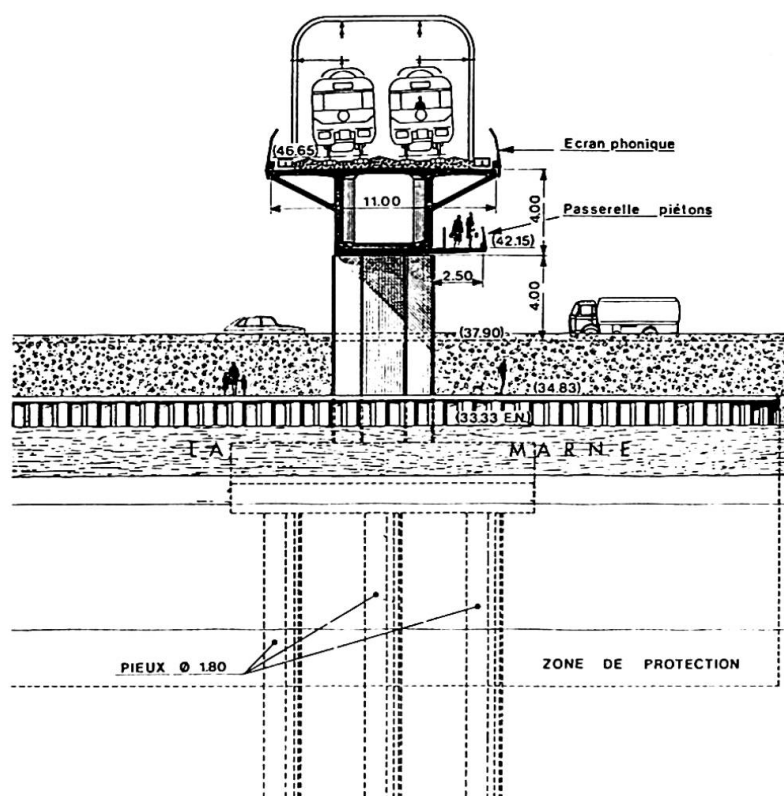
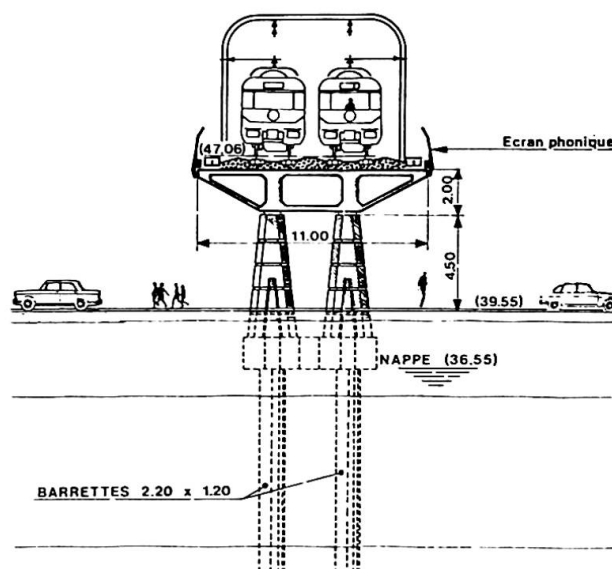
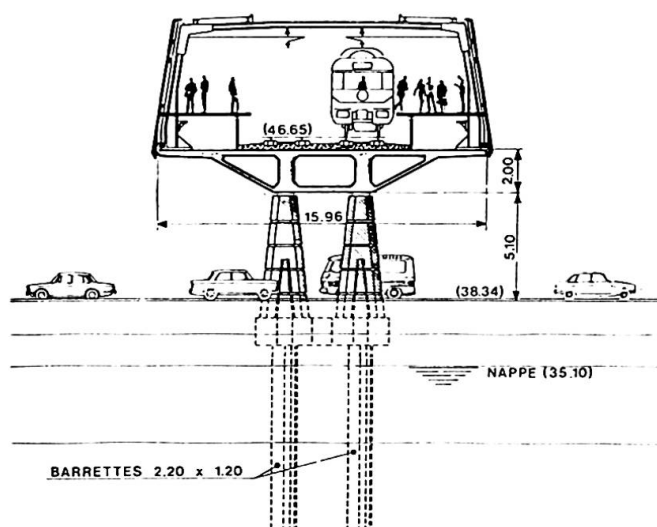
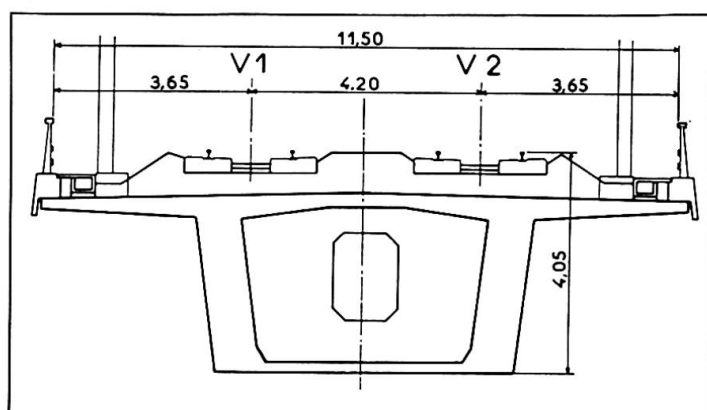


fig. 11-(d)-(e)-(f) - OUVRAGES PREFABRIQUES DES AUTOROUTES ALPINES

(a) Pont sur la Marne(b) Viaduc courant(c) Station de voyageursfig. 12 (a)-(b)-(c) VIADUC DE MARNE-LA-VALLEEfig. 13 - COUPE TRANSVERSALE DES VIADUCS TGV PARIS-LYON

Compte tenu de l'importance des surcharges de service vis-à-vis du poids propre de l'ouvrage, les ponts-rails présentent des caractéristiques mécaniques qui se prêtent bien à l'utilisation du poussage : c'est le procédé adopté pour plusieurs viaducs de la ligne TGV Paris-Lyon tandis que le viaduc-rail de l'Olifant's River en Afrique du Sud détient avec 1040 m le record de longueur des ouvrages poussés. (fig. 13).

9 - OUVRAGES DE GRANDE PORTEE COULES EN PLACE

En France, les ouvrages coulés en place de portée supérieure à 100 m sont beaucoup plus nombreux que les ouvrages à voussoirs préfabriqués. Sans être l'effet du hasard, cette circonstance ne dénote pas toutefois une tendance durable et irréversible.

Le désir a été naturellement ressenti de mettre à profit l'expérience acquise dans les ouvrages préfabriqués à la réalisation d'ouvrages coulés en place, cherchant la synthèse d'une sorte de préfabrication en place.

Parallèlement, l'attention s'est concentrée sur les conditions de sécurité des ouvrages réalisés en encorbellement pendant leur phase de construction (fig. 14).

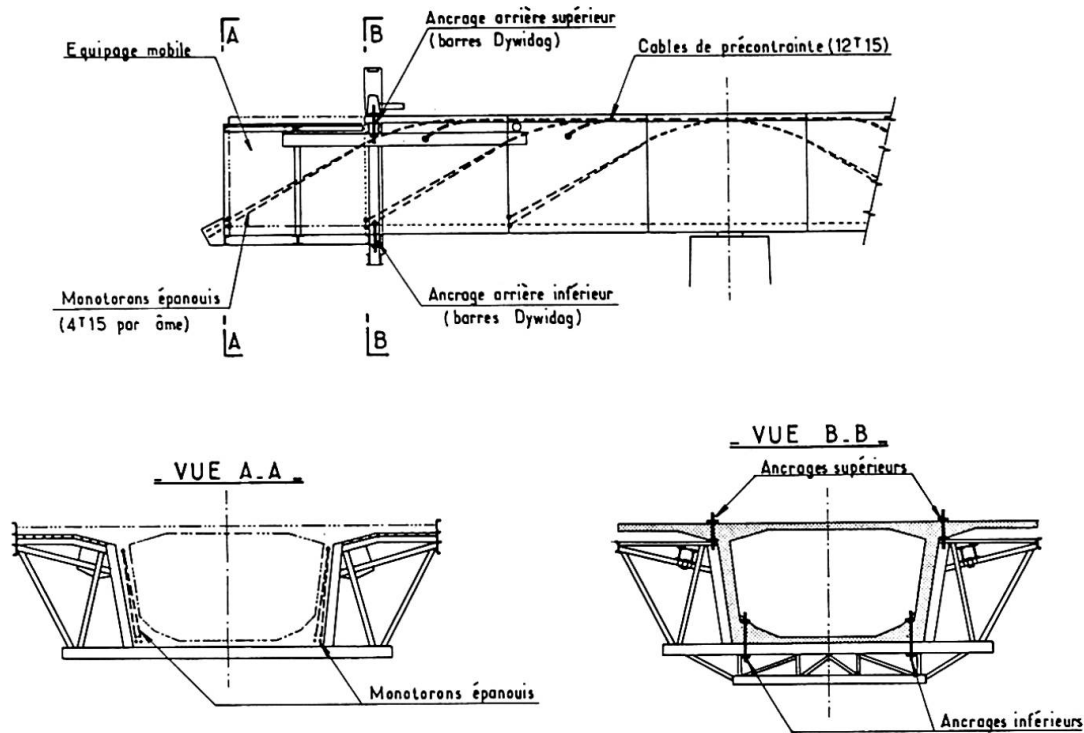
Du point de vue des investissements en matériel spécial et rendements de main d'oeuvre, le procédé de coulage ne se révèle toutefois pas à ce jour systématiquement plus intéressant que la préfabrication, même sur un nombre réduit de travées. Dans les ouvrages longs (10 travées ou plus) la rapidité de construction autorisée par la préfabrication place celle-ci sans concurrence sérieuse.

10 - PONTS A HAUBANS EN BETON

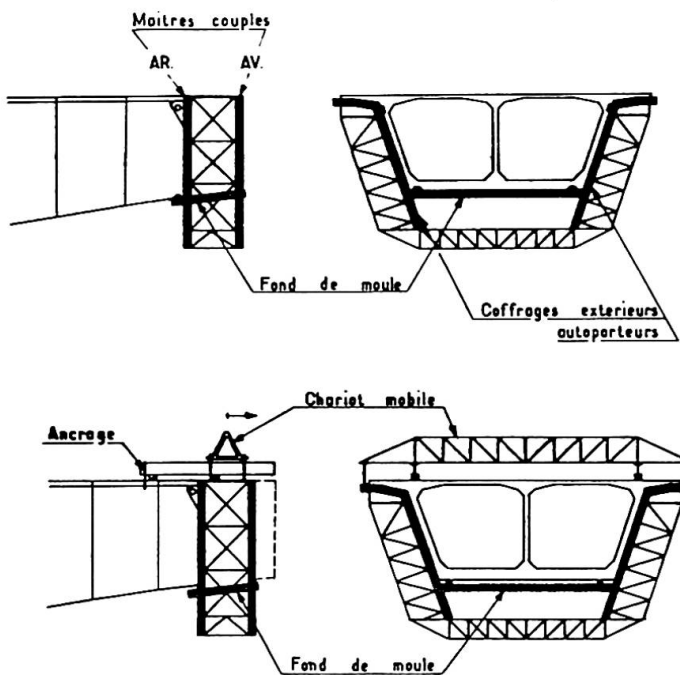
Plusieurs projets sont en cours d'étude avec des portées libres supérieures à celle du Pont de Brotonne (320 m) et une section transversale radicalement différente de celle des ouvrages antérieurs (Brotonne avec caisson unique ou Pasco avec caissons latéraux triangulaires et poutraison transversale). A titre indicatif, la fig. 15 donne les caractéristiques de principe du projet de Dames Point en Floride, USA avec une portée libre de près de 400 m et une structure de tablier ayant une rigidité de flexion longitudinale particulièrement faible, à la limite de la stabilité élastique.

Tous ces projets sont de réalisation commode parce que les principes de la construction par encorbellements symétriques développés pour les ponts à poutres leur sont appliqués.

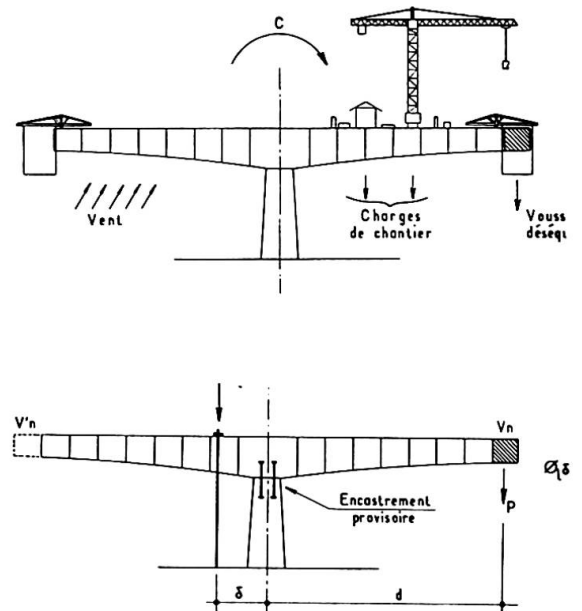
Parallèlement à la mise au point de ces procédés constructifs, l'attention s'est concentrée sur la constitution des haubans eux-mêmes, particulièrement pour les projets à haubans multiples répartis. Aux premières solutions comportant soit une membrure en béton précontraint soit des câbles clos galvanisés, on préfère maintenant les haubans constitués d'armatures de précontrainte (fils lisses ou torons) disposées à l'intérieur d'un tube de protection (acier protégé par peinture ou gaine de polyéthylène) et injectées au mortier de ciment. Ces haubans peuvent être fabriqués en usine ou assemblés sur place, tandis que



(a) Solidarisation de l'équipage au tablier par précontrainte

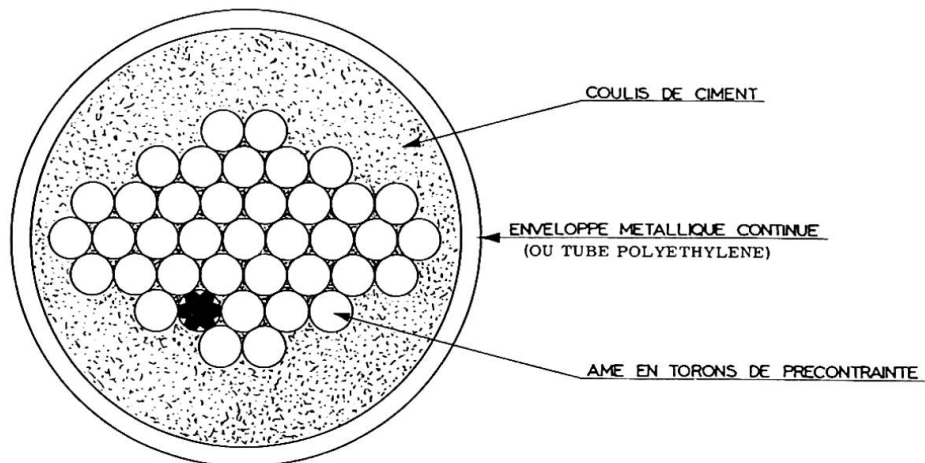


(b) Equipage mobile auto-portant

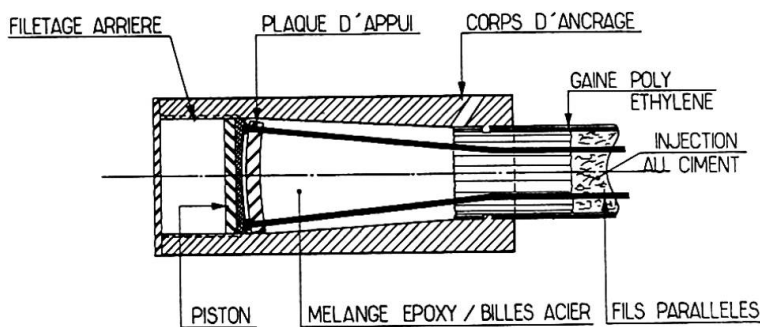


(c) Conditions de stabilité des fléaux pendant la construction

fig. 14 - PONTS EN ENCORBELLEMENT COULES EN PLACE



(a) Coupe courante d'un hauban avec armatures de précontrainte



(b) Ancrage "High Amp"

(c) Ancrage de précontrainte de grande capacité

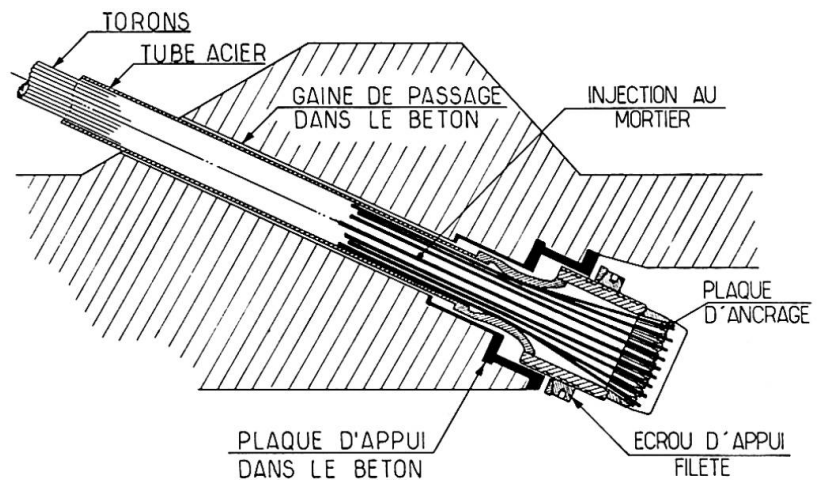
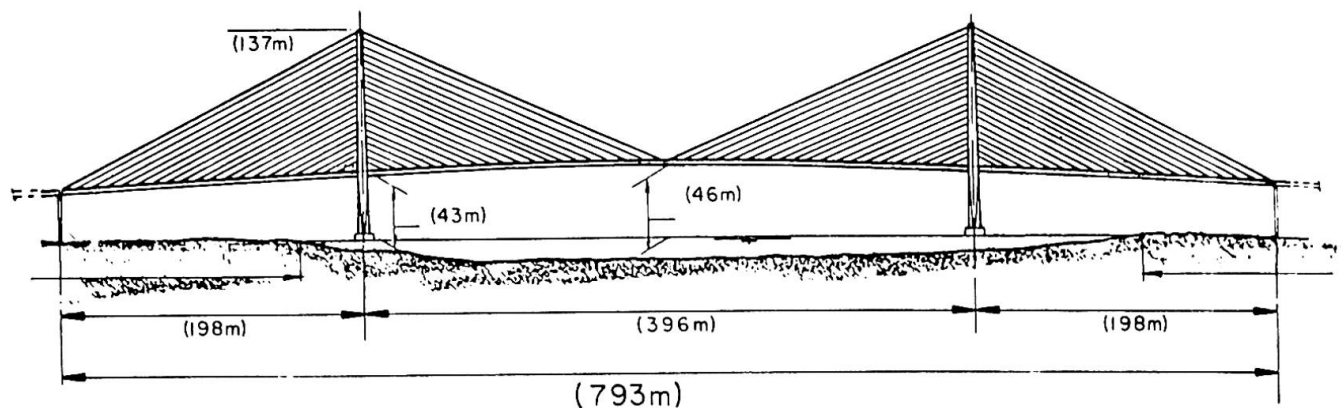
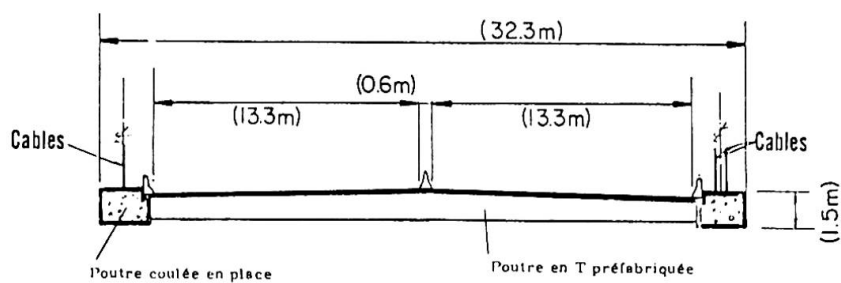
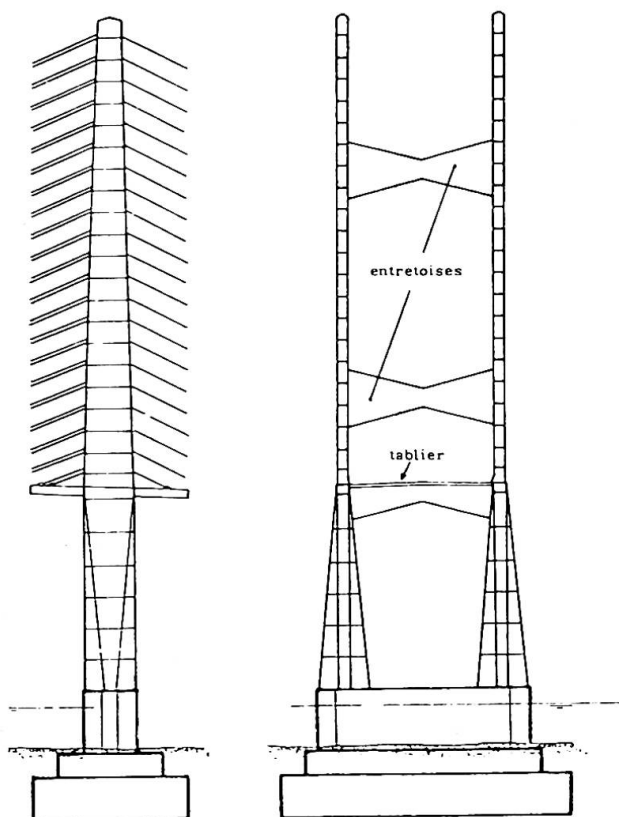


fig. 15 - HAUBANS POUR PONTS A HAUBANS

(a) Elévation(b) Coupe transversale(c) Pylônefig. 16 - PONT DE DAMES POINT,
Floride, USA.

leurs ancrages d'extrémité appartiennent à deux familles :

- "high am" (grande amplitude vis-à-vis de la fatigue) (fig.16). Les fils sont ancrés par boutonnage sur une plaque disposée à l'intérieur d'un corps d'ancrage conique rempli d'un mélange de billes d'acier et de résine époxyde.

- ancrage de précontrainte de grande capacité dérivés des ancrages traditionnels avec plaque d'ancrage et clavettes ancrant individuellement chaque toron. L'attention a été attirée sur plusieurs ouvrages de ce genre sur les possibilités de mise en vibration de certains haubans ou même de la nappe entière pour certaines incidences et vitesses de vent. Des systèmes d'amortissement ou d'asservissement ont été mis en oeuvre pour régler efficacement ce problème. Dans le contexte économique de la plupart des pays, les ponts à haubans en béton devraient maintenant connaître un essor important dans le domaine des portées libres de 250 à 400 m ou même 500 m.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IX

Lessons from the Behaviour of Structures

Leçons du comportement des structures

Lehren aus dem Verhalten von Tragwerken

Leere Seite
Blank page
Page vide

IX

Introduction to the Theme

Introduction au thème

Einführung zum Thema

H. HUGI

Prof. Dr.

ETH

Zurich, Switzerland

Today after 30 years of feverish construction, the task of making existing constructions economically viable has come to hold almost equal importance for the experts as that of erecting new ones. Into this category fall:

- Acceptance, investigation and assessment of the existing construction
- Underpinning, and where necessary restoring, of historical constructions
- Maintenance
- Removal of damages, repair of every kind
- Strengthening, renovation, adaptation to new needs, up to . . .
- Demolition

That every structure is from its completion (and even from before it) committed to an in some way built-in process of decay, is brought home to us when we consider the underpinning of historical buildings. The process of decay observed here applies however to every built object. Structure collapse, gaping cracks and other construction spectacular damages are themselves in this respect merely special cases where the decay process has been accelerated, mostly through a combination of grave flaws in design and execution.

Experience in the maintenance of constructions brings valuable insights into possibilities for improvement in design and execution; yet this desired feedback process demands today considerable stimulation and cooperation between practice, research and teaching. Our limited resources, both of energy and raw materials, make a raising of the quality of what we build a vital necessity. But not only do those engaged in the planning and execution have to re-think in this direction, so too do the end-users. The enormous damages caused by de-icing salt to our bridges offer a vivid example of short-sighted attitudes in the treatment of the built structure.

For the **Congress papers**, contributions are called for which, proceeding from **case studies**, put forward the relationships between design, calculation, life expectancy and maintenance. Also examples of structure damages and collapses as well as problems connected with restoration and re-construction. For example: what happened how, and how could it have been avoided? How was the repair carried out? It is by no means envisaged that only bad experiences be presented – good ones are welcome too. Of particular interest in this connexion are results of investigations, observations, measurements carried out regularly over a long period of time.



Après 30 ans d'intense activité, la production de nouvelles constructions se voit maintenant accompagnée d'une activité presque aussi importante: celle de rentabiliser les constructions existantes. Les problèmes posés aux spécialistes concernent:

- l'acceptation, l'investigation et le contrôle de constructions existantes
- le maintien en bon état, et si nécessaire, la restauration des bâtiments historiques
- l'entretien
- la réparation de dommages et les améliorations
- le renforcement, la transformation, l'adaptation à de nouveaux besoins, jusqu'à . . .
- la démolition.

Le maintien en bon état des bâtiments historiques fait apprécier le fait que chaque structure est, dès son achèvement (et même avant) destinée à un processus inévitable de délabrement. Cette évolution ne concerne pas que les bâtiments historiques, mais également toute construction. L'écroulement de la structure, des fissures qui s'agrandissent et d'autres dommages spectaculaires de bâtiments ne représentent que des cas particuliers de ce processus de délabrement — une accélération occasionnée dans la plupart des cas par un concours de fautes de projet et d'exécution.

L'expérience dans le maintien en bon état de constructions apporte des connaissances utiles pour l'amélioration du projet et de l'exécution; ce processus d'itération tant désiré exige aujourd'hui pour-tant une stimulation et une meilleure coopération entre la pratique, la recherche et l'enseignement. La limitation des ressources en énergie et en matières premières fait que l'amélioration de la qualité de toute construction devient de première nécessité. Une nouvelle attitude est nécessaire à cet égard, non seulement de la part de ceux qui s'occupent du projet et de l'exécution, mais aussi de la part des utilisateurs. Les ponts sévèrement endommagés par le sel antigel nous fournissent un exemple frappant d'une politique à court terme de l'entretien des constructions.

Les **rapports** désirés pour le Congrès seront essentiellement des **études de cas** décrivant les relations entre le projet, le calcul, l'espérance de vie et l'entretien d'une construction. Des exemples de dommages structuraux et d'écroulement ainsi que des problèmes de restauration et reconstruction sont également désirés pour ce thème. Par exemple: Que s'est-il passé; comment? Comment aurait-on pu l'éviter? De quelle façon a-t-on effectué la réparation? Il n'est pas souhaitable que tous les exemples présentés décrivent de "mauvaises" expériences. Il y a de bonnes expériences qui méritent d'être mentionnées! A cet égard les résultats de recherches, d'observations et de mesures effectuées régulièrement sur de longues périodes seraient particulièrement intéressants.

Neben die Produktion von Neubauten tritt heute, d.h. nach 30 Jahren überbordender Bautätigkeit, fast gleichwertig in der Bedeutung die Bewirtschaftung bestehender Bausubstanz als Aufgabe an die Fachwelt heran. Hierunter fallen:

- Aufnahme, Erforschung und Beurteilung bestehender Bauobjekte
- Sicherung und allfällige Ergänzung historischer Bausubstanz
- Unterhalt
- Behebung von Bauschäden, Sanierungen aller Art
- Verstärkung, Umbau, Anpassung an neue Bedürfnisse, bis hin zum
- Wiederabbruch

Dass jedes Bauwerk von seiner Fertigstellung an (und sogar schon vorher!) einem irgendwie gearteten Abnutzungsprozess ausgesetzt ist, wird dann besonders deutlich vor Augen stehen, wenn es um die Sicherung historischer Bausubstanz geht. Es trifft aber für alle Bauten zu. Selbst Tragwerkseinstürze, klaffende Risse und sonstige eklatante Bauschäden stellen in dieser Sicht nur Sonderfälle beschleunigter Abnutzung dar, hervorgerufen meist durch ein Zusammengehen von groben Planungs- und Ausführungsmängeln.

Die Beschäftigung mit bestehender Bausubstanz bringt wertvolle Erkenntnisse zur Verbesserung von Planung und Ausführung; doch bedarf dieser erwünschte Rückkoppelungsprozess heute auf allen Stufen noch entschieden der Förderung und Institutionalisierung in Praxis, Forschung und Lehre. Die Begrenztheit unserer Ressourcen an Energie und Rohstoffen lässt ein Anheben der Qualität des Gebauten zum Gebot der Stunde werden. Doch nicht nur die Planenden und Ausführenden, sondern auch die Benützer müssen hinzulernen. So liefern etwa die enormen Tausaltschäden an unseren Verkehrsbauten ein eindrückliches Beispiel von wenig weitsichtigem Umgang mit Gebautem.

Als **Kongressreferate** sind Beiträge erwünscht, welche ausgehend von **Fallstudien** die Beziehungen zwischen Entwurf, Bemessung, Lebenserwartung und Unterhalt darlegen. Auch Beispiele von Tragwerkschäden, Einstürzen sowie Probleme der Sanierung und Wiederherstellung. Jeweils: was ist wie passiert, und wie hätte es vermieden werden können; schliesslich: wie hat man saniert. Es sollen indessen durchaus nicht nur "schlechte" Erfahrungen, sondern auch gute zur Darstellung kommen können; von besonderem Interesse in diesem Zusammenhang sind Ergebnisse von Untersuchungen, Beobachtungen, Messungen, die regelmässig über einen langen Zeitabschnitt durchgeführt worden sind.

Leere Seite
Blank page
Page vide



X

Safety Concepts

Concepts de sécurité

Sicherheits-Konzepte

Leere Seite
Blank page
Page vide

Xa

Sicherheit als sozio-ökonomisches Optimierungsproblem

Safety – a Socio-Economic Decision Problem

Sécurité – un problème de décision socio-économique

Th. SCHNEIDER

Dipl. Ing.

Basler & Hofmann, Ingenieure und Planer AG

Zürich, Schweiz

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird diskutiert, warum sich heute eine grundsätzlichere Auseinandersetzung mit der Sicherheit technischer Systeme aufdrängt. Die Entwicklung und der Stand der Bauwerksicherheit werden in diesem Rahmen kurz beleuchtet. Die Frage "Was ist Sicherheit?" wird in ihrer allgemeinsten Form besprochen, und es werden Überlegungen angedeutet, wie Risiken gemessen und beurteilt werden können. Im Vordergrund stehen dabei die Schäden, welche ein System erzeugt, sowie die Kosten, welche für eine Reduktion der Schadenerwartung aufgewendet werden müssen.

SUMMARY

The need for a basic discussion of technical safety is brought forward. The development and state of the art in the field of structural safety are shortly mentioned in this context. The question "What is safety?" is discussed in a broad sense and some ideas on how to measure and appraise risks are presented. The actual damage or loss produced by a technical system and the costs of reducing this anticipated damage are considered to be the decisive facts.

RESUME

La nécessité d'une discussion fondamentale de la sécurité technique est mise en évidence. Le développement et l'état actuel de la sécurité des constructions sont mentionnés sous cet aspect. La question "Qu'est-ce que la sécurité?" est discutée dans un sens général. Des considérations pour évaluer et apprécier des risques sont présentées. Les dégâts qu'un système technique pourrait produire et les frais qu'on devrait engager pour réduire ces risques sont considérés comme les éléments décisifs.



1. EINLEITUNG

1.1 Zur Aktualität der Sicherheitsfrage in der Technik

Die Frage der Sicherheit war seit je her eng mit der technischen Entwicklung verknüpft. In jüngster Zeit jedoch hat sie an Aktualität besonders gewonnen. Dies ist vorerst erstaunlich, da kaum irgendwelche messbaren Fakten auf eine zunehmende Verunsicherung unseres Lebensraumes hinweisen. Wenn die Sicherheitsfrage dennoch vermehrt ins Rampenlicht rückt, so dürfte dies verschiedene Gründe haben:

Vorerst ist zu erwähnen, dass man in den letzten Jahrzehnten in verschiedenen technischen Bereichen zu einer grundsätzlicheren Auseinandersetzung mit dem Sicherheitsproblem gezwungen war. Allem voran sei hier die Raumfahrt genannt. Das bisherige, mehrheitlich empirische Vorgehen reichte dort für die Lösung der komplexen Sicherheitsfragen ganz einfach nicht mehr aus.

Auch die Sicherheitsprobleme von Kernenergieanlagen waren mit der traditionellen Methode von "trial and error" nicht mehr zu bewältigen. Gerade dieser Zweig der Technik weist uns dabei gleichzeitig auch auf einen anderen Grund für die Aktualisierung der Sicherheitsfrage hin: Während bisher die Technik weitgehend nur den Fachleuten überlassen wurde, wird vermehrt wieder nach einem Einbezug der Technik in die übergeordneten sozialen und psychischen Kategorien gestrebt. Sicherheit ist dabei ein besonders sensibles Thema.

Bedeutsam an dieser Entwicklung ist vor allem, dass sich plötzlich auch Nichttechniker mit dem Sicherheitsproblem befassen. Dabei treten sehr bald Verständigungsprobleme auf. Der Laie fragt: "Ist das überhaupt sicher?" Was soll ihm der Fachmann darauf antworten? Mit einem blossen "Ja" gibt sich der Frager kaum zufrieden.

Was sich hier vorerst als reines *Verständigungsproblem* zu manifestieren schien, ist aber unterdessen zu einem massiven *Verständnisproblem* geworden. "How safe is safe enough?" fragt man heute. Die Artikel zu diesem Thema häufen sich, Ideen werden aufgeworfen; die Antwort ist bis jetzt ausgeblieben.

Ein weiterer Grund für den Ruf nach einer besseren Klärung der Sicherheitsfrage sei hier aufgeführt. Trotz steigendem Wohlstand ist fast überall eine zunehmende Verknappung der öffentlichen Finanzmittel festzustellen. Dies bedeutet, dass auch für Sicherheit, selbst wenn sie an sich ein unbestrittenes Anliegen darstellt, nicht unbeschränkt Mittel zur Verfügung stehen. Umso mehr müssen wir uns die Frage stellen, wie wir die verfügbaren Mittel am besten einsetzen können. Dazu müssen wir aber die Wirksamkeit und den Nutzen verschiedener möglicher Sicherheitsmassnahmen und Strategien überhaupt vergleichen können, was heute in den meisten Fällen erhebliche Schwierigkeiten bereitet.

Zusammenfassend stellt man fest, dass wir mit beschränkteren Mitteln immer komplexere Probleme zu lösen haben und gleichzeitig höhere Sicherheitsanforderungen erfüllen müssen. Dies kann wohl nur gelingen, wenn wir mit einer differenzierteren Betrachtungsweise an das Sicherheitsproblem herantreten.

1.2 Was tut sich auf dem Gebiet der Bauwerkssicherheit?

Fragen wir nach der Sicherheit im Bauwesen, so stellen wir vorerst folgendes fest: Zwischen der Sicherheit bei der Herstellung von Bauwerken und der Sicherheit fertiger Bauwerke besteht ein enormer Unterschied. In der Schweiz kommen heute noch jährlich nahezu 200 Beschäftigte im Bauwesen ums Leben, also rund einer von tausend. Hingegen wissen wir nicht einmal, wieviele Personen durch das Versagen fer-

tiger Bauwerke zu Schaden kommen, so klein ist ihre Zahl.

Bis heute stellen in den meisten Ländern Arbeitsunfälle offenbar kaum ein Thema dar, welches wissenschaftlicher Untersuchungen und Tagungen würdig ist. Im Gegensatz dazu hat sich bei Bauwerken das Streben nach absoluter Sicherheit weitgehend behauptet.

Nun, es gibt nur drei Möglichkeiten: Entweder sind unsere Bauwerke zu wenig sicher, gerade sicher genug oder zu sicher. Dabei müssen wir eigentlich zuerst fragen, ob überhaupt alle Bauwerke gleich sicher sind. Sollten sie alle gleich sicher sein? Bis heute sind unsere Sicherheitsanstrengungen vor allem darauf ausgerichtet, Mängel und Fehler auszumerzen. Andere Anstrengungen sollen uns bessere Modelle für das Verhalten von Tragwerken und Materialien liefern. Dies erlaubt uns, die Zuverlässigkeit unserer Berechnungen zu steigern und damit unter Umständen, den gleichen Tragwerkswiderstand unter Verwendung von weniger Material nachzuweisen. Ueber die Frage nach dem Ziel unserer Anstrengungen scheint jedenfalls so etwas wie ein stillschweigender Konsensus zu bestehen.

Seit etwas mehr als zwanzig Jahren hat sich eine zunehmende Zahl von Wissenschaftlern bemüht, der Sicherheit von Bauwerken etwas systematischer und rationaler nachzugehen. Den Ausgangspunkt bildete dabei die Feststellung, dass die Sicherheit eines Bauwerkes gar nicht mit Bestimmtheit vorausgesagt werden kann. Zahlreiche Grössen, welche für eine solche Voraussage bekannt sein müssten, lassen sich in Wirklichkeit nicht mit Bestimmtheit ermitteln, da sie einer unbeabsichtigten, zufälligen Streuung unterworfen sind. Sowohl die Eigenschaften von Materialien, die Abmessungen eines Bauwerkes, vor allem aber die zu erwartenden Belastungen sind von dieser Ungewissheit betroffen. Diese Ungewissheit in den Grunddaten der Bauwerksbemessung setzt sich fort bis in die Gesamtbeurteilung der Sicherheit.

Dementsprechend wurde versucht, durch geeignete mathematische Modelle, diese Grunddaten der Bemessung und die "Sicherheit" des Bauwerkes adäquater in Zusammenhang zu bringen. Wesentlich war es dabei, den Zufallscharakter all dieser Daten berücksichtigen zu können. Folgerichtig stiess man dabei schliesslich auf die Versagenswahrscheinlichkeit als Mass für die Sicherheit eines Bauwerkes. Damit stand gleichzeitig Sicherheit erstmals als messbare Grösse da.

Gegenüber Ansätzen dieser Art ist von vielen Seiten her Kritik geübt worden. Auf alle dabei vorgebrachten Argumente soll hier nicht eingegangen werden. Es scheint jedoch, dass in letzter Zeit die Bedeutung dieser Betrachtungsweise immer klarer gesehen wird. Dies betrifft einerseits die unbestreitbaren Vorteile und Einsichten, welche eine logische und systematische Betrachtungsweise mit sich bringt. Andererseits hat sich aber auch gezeigt, wo - zumindest heute noch - ihre Grenzen liegen. Als eine dieser Grenzen wird immer häufiger genannt, dass zwar der Bemessungsvorgang von Tragwerken durch diese Modelle einigermaßen sinnvoll erfasst wird, dass dabei aber eines der Hauptprobleme der Bauwerksicherheit unberücksichtigt bleibt: Die menschlichen Fehler bei der Planung und Ausführung von Bauwerken.

Auf dieses Problem soll hier nicht näher eingegangen werden. Die nachfolgenden Beiträge werden sich eingehender damit beschäftigen. Immerhin sei erwähnt, dass mit dieser Kritik nicht ein grundsätzlicher Mangel statistischer Betrachtungsweisen aufgedeckt wird. Hingegen muss wohl eingestanden werden, dass die entsprechenden Modelle bis heute zu eng gefasst sind.



1.3 Ziel dieses Beitrages

Der vorliegende Beitrag versucht das Sicherheitsproblem von einer ganz anderen Seite her anzugehen. Wir wollen hier nicht nach Mitteln und Massnahmen zur Verbesserung der Sicherheit fragen. Dem Laien ist es letzten Endes gleich, mit welchen Mitteln wir die Sicherheit von Bauwerken erreichen. Er fragt nur, wie sicher Bauwerke sind und ob sie sicher genug sind.

Alle heute verfügbaren Modelle zur Beschreibung der Sicherheit von Bauwerken durch quantitative Grössen wie z.B. Wahrscheinlichkeiten, liefern zwar eine wichtige Grundlage für die Beurteilung der Sicherheit, bilden uns aber nicht die Antwort auf die Frage des Laien. Wir wissen zwar damit, mit welchen Grössen "Sicherheit" beschrieben werden kann, können Versagenswahrscheinlichkeiten ermitteln; was aber "sicher" heisst, wissen wir damit immer noch nicht. Dieses Problem soll im folgenden näher diskutiert werden.

2. WAS IST SICHERHEIT ?

2.1 Müssen wir diese Frage stellen ?

Es mag provokativ klingen, wenn wir die Frage "Was ist überhaupt Sicherheit?" gerade im Zusammenhang mit Bauwerken stellen. Kaum ein anderer Bereich der Technik kann auf eine derart lange Erfahrung zurückblicken und sich rühmen, durch seine Werke in fast symbolhafter Weise Sicherheit zu verkörpern.

Die ganze bisherige Entwicklung im Bauwesen hat sich abgespielt, ohne dass eine explizite Antwort auf die Sicherheitsfrage gegeben wurde. Ständig verbesserte Kenntnisse der physikalischen Zusammenhänge, Erfahrung und Beurteilungskraft der Ingenieure sowie die Wechselwirkung zwischen Fachleuten, Bauherren, Benützern und der allgemeinen Öffentlichkeit waren bestimmend für die Festlegung von Regeln und Massstäben, nach denen Bauwerke erstellt wurden.

Ist all dies heute in Frage gestellt? Sicher nicht! Aber die Frage, ob es in jedem Fall noch genügt, wird man sich heute stellen müssen. Im Bauwesen ist die Entwicklung zwar auch in den letzten Jahrzehnten nicht so stürmisch verlaufen wie in manch anderem Bereich der Technik. Dennoch sind wir auch hier mit zahlreichen Neuerungen konfrontiert worden: Neue Materialien, neue Konstruktions- und Bauweisen lassen sich nicht mehr alle ohne weiteres in den bisherigen Erfahrungsbereich einreihen. Wie soll hier über die notwendigen Regeln und Anforderungen entschieden werden?

Unser traditionelles Sicherheitsdenken stösst aber auch dort an seine Grenzen, wo Bauwerke immer mehr nur noch Komponenten grösserer, umfassenderer technischer Systeme darstellen. Dies trifft nicht nur im Energiebereich zu, wo Kernkraftwerke, Öl- und Gasgewinnungsanlagen (vor allem "off-shore"-Anlagen) die Einpassung baulicher Elemente in ein Gesamtkonzept erfordern. Auch in der übrigen Industrie ist man mit immer grösseren Gefahrenpotentialen konfrontiert, denen man nur mit wohl-abgestimmten Sicherheitskonzepten begegnen kann. Diese Aufgaben können nicht ohne interdisziplinäre Zusammenarbeit verschiedenster Bereiche der Technik bewältigt werden. Verfügen aber diese verschiedenen Fachleute über die gemeinsame Sprache und genügend klare Sicherheitsvorstellungen für ihre Zusammenarbeit? Wer ist heute in der Lage, die Sicherheit solcher Anlagen gesamthaft zu überblicken und liefert uns daraus die Anforderungen an die baulichen Komponenten?

Ein besonderes Problem stellen dabei in zunehmendem Masse Gefahren dar, deren Potential zwar sehr gross ist, die Chance, dass dieses Potential zur Wirkung kommt, aber sehr gering ist. Hier sind neben Anlagen der Energiewirtschaft wieder Industrien zu nennen, welche mit ständig wachsenden Mengen gefährlichster Stoffe auch in unmittelbarer Umgebung grösster Ballungszentren arbeiten. Wer legt hier die Anforderungen fest? Auf welcher Basis? Die Erfahrung fehlt hier jedenfalls weitgehend, und es ist ja gerade unser Ziel, diese Erfahrungen nicht zu machen.

2.2 Wie beschreibt man Sicherheit ?

Stellen wir uns wiederum auf den Standpunkt des Laien. Wie manifestiert sich für ihn Sicherheit? Wohl kaum in Spannungen, Faktoren oder Materialstärken. Der Laie kann nur erkennen, ob ein Bauwerk Schäden erzeugt oder nicht! Für ihn ist Schadenfreiheit Sicherheit. Das Auftreten von Schäden oder die Prognose möglicher Schäden ist also die entscheidende Basis für die Sicherheitsfrage.

Es gibt selbstverständlich viele Arten von Schäden, welche Bauwerke oder andere technische Systeme erzeugen können. Man kann diese Schadenarten z.B. grob in die Kategorien "Sach- oder Personenschäden" sowie "reparabel oder irreparabel" einteilen. Zu den irreparablen Sachschäden wären dabei z.B. Umweltschäden oder Schäden an Kulturgütern zu zählen. Wenn von Sicherheit die Rede ist, steht aber vor allem der Schutz von Leib und Leben von Personen im Vordergrund. Im folgenden soll deshalb nur von tödlichen Unfällen die Rede sein. Für alle anderen Schadenkategorien können analoge Ueberlegungen gemacht werden.

Betrachtet man irgend ein technisches System ganz aus der Sicht der Personengefährdung, so lässt sich diese an sich recht einfach beschreiben (Figur 1): Für jede potentiell betroffene Person ist ihre Gefährdung vollumfänglich durch die Wahrscheinlichkeit beschrieben, durch dieses System tödlich zu verunfallen. Dieses sogenannte *individuelle Risiko* kann dabei auf ein Jahr, die ganze Lebensdauer oder eine andere Grösse bezogen werden. Für die Sicherheit eines Einzelnen ist es an sich irrelevant, wieviel andere Personen in welchem Masse gleichzeitig gefährdet sind.

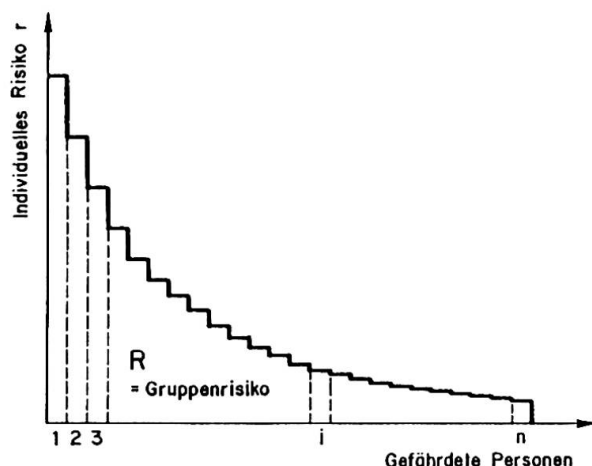


Fig. 1

Ein System erzeugt in der Regel verschiedene individuelle Risiken für die einzelnen gefährdeten Personen. Die Summe dieser individuellen Risiken ergibt das Gruppenrisiko, also die gesamthaft zu erwartende Anzahl Opfer. Diese Zahl finden wir in der Unfallstatistik.

Trägt man das individuelle Risiko aller Betroffenen, wie in Figur 1 dargestellt, auf, so erkennt man eine zweite Risikogrösse: Die Fläche, welche so entsteht, wird oft als *Gruppenrisiko* bezeichnet. Sie gibt an, wie gross das Personenrisiko dieses Systems gesamthaft ist und entspricht der Grösse, welche in unseren Unfallstatistiken auftritt. Solche Statistiken geben ja in der Regel nur an, wieviele Opfer eine bestimmte Aktivität als ganzes erzeugt, ohne zu sagen, wie dieses Risiko über die Beteiligten verteilt ist.



Das Gruppenrisiko kann übrigens auch auf andere Weise als durch die Summation der individuellen Risiken berechnet werden: Wenn wir alle möglichen Schadenereignisse j in einem System definieren, anschliessend deren Wahrscheinlichkeit w_j sowie die Anzahl Opfer A_j im Ereignisfall ermitteln und diese miteinander multiplizieren resp. addieren, so erhalten wir genau dieses Gruppenrisiko ($\sum w_j \cdot A_j$).*

Zusammenfassend seien die beiden soeben beschriebenen Risikogrössen hier nochmals in symbolischer Schreibweise festgehalten. Vereinfachend sei dabei von einem System ausgegangen, in welchem nur ein einziges Schadenereignis zur Diskussion stehe.

Individuelles Risiko einer Person i : $r_i = w_V \cdot w_{Pi}$ Gruppenrisiko über alle Personen* : $R = \sum_i r_i = \sum_i w_V \cdot w_{Pi} = w_V \cdot A$
--

w_V = Ereigniswahrscheinlichkeit

w_{Pi} = Wahrscheinlichkeit, dass Person P_i beim Ereignis anwesend ist

A = mittlere Anzahl Opfer im Ereignisfall

Welche dieser beiden Grössen ist nun massgebend für die Sicherheit? In welcher Beziehung stehen diese Grössen zu dem, was wir uns bisher unter der Sicherheit von Bauwerken vorgestellt haben? Auf diese Fragen soll später zurückgekommen werden.

2.3 Zum Nutzen von Sicherheitsmassnahmen

Die Definition des Sicherheitsbegriffes ist selbstverständlich eng mit der Beurteilung des Nutzens von Massnahmen verknüpft. Definieren wir Sicherheit durch Schadenrisiken, so ist es klar, dass der Nutzen von Sicherheitsmassnahmen sich durch eine entsprechende Reduktion des Schadenrisikos ergibt.

Für Personenrisiken lässt sich die Frage nach dem Nutzen von Sicherheitsmassnahmen besonders prägnant ausdrücken: Wieviele Personen werden durch eine bestimmte Massnahme gerettet? Diese klare und unausweichliche Frage mag uns in dieser allgemeinen Form vielleicht befremden. Stellen wir uns aber vor, wir hätten zwei verschiedene Sicherheitsmassnahmen (oder Normenwerke!) gegeneinander abzuwägen: Ist dies dann nicht die Grundfrage, die wir uns stellen sollten?

Wie sieht dies nun bei der Planung und Festlegung von Sicherheitsmassnahmen aus? Betrachten wir dazu den Fall eines bestimmten Bauwerktypes und stellen uns die Frage, welche Verbesserungen der Sicherheit möglich bzw. notwendig sind. In Figur 2 sei auf der Ordinate der Graphik das Gruppenrisiko eines solchen Bauwerkes aufgetragen, auf der Abszisse hingegen die Kosten verschiedener möglicher Sicherheitsmassnahmen. Diese möglichen Massnahmen sind dabei so geordnet, dass das Verhältnis zwischen Risikoabminderung und Kosten kontinuierlich abnimmt.

*Es muss hier der Vollständigkeit halber angedeutet werden, dass mit dieser Definition des Gruppenrisikos ein Effekt vernachlässigt wird, der in der Realität nachweislich auftritt. Ob nämlich jede Person in Figur 2 einzeln gefährdet ist, oder ob mehrere Personen gleichzeitig durch ein Ereignis betroffen werden, wird im allgemeinen nicht gleich beurteilt. Dieser Effekt, welcher in der formalen Entscheidungstheorie als Risikoaversion bezeichnet wird, ist unbedingt zu beachten, soll aber hier nicht weiter diskutiert werden.



Das Gruppenrisiko von Bauwerken fällt bei gleicher Versagenswahrscheinlichkeit ebenfalls sehr unterschiedlich aus. Zusätzlich zur Versagenswahrscheinlichkeit des einzelnen Bauwerkes kommt hier die Anzahl Bauwerke dieses Types ins Spiel, sowie die mittlere Zahl der anwesenden Personen.*

Es hat sich bei der praktischen Anwendung solcher Ueberlegungen in verschiedenen anderen Bereichen gezeigt, dass sowohl das individuelle Risiko der einzelnen Betroffenen zu beachten ist als auch der zu erwartende Gesamtschaden, d.h. das Gruppenrisiko. Aufgrund von Figur 1 ist dies auch plausibel, da ja die Fläche unter der Kurve unabhängig von der Form dieser Fläche ist.

Tabelle 1 zeigt eine Gegenüberstellung von individuellen und Gruppenrisiken verschiedener Aktivitäten. Man erkennt, dass diese beiden Grössen keineswegs parallel zueinander verlaufen.

Arbeitsgattung	Tote/Jahr über alle Vollbeschäftigten = Gruppenrisiko	Tote/1000 Vollbeschäftigte und Jahr = mittl. indiv. Risiko
- Holzfällen und Holztransport	2	6
- Engeres Baugewerbe	204	1
- Chemische Industrie	17	0.3
- Fabrikm. Metallbearbeitung	10	0.1
- Kaufm. und techn. Büros	16	0.05

Tab.1 Vergleich von individuellen und Gruppenrisiken in der Schweiz

Es ist nun andererseits selbstverständlich, dass beide Risikogrössen abnehmen, wenn die Wahrscheinlichkeit von Schadenereignissen reduziert wird. Sowohl das individuelle Risiko als auch das Gruppenrisiko können also durch die Versagenswahrscheinlichkeit gesteuert und auf beliebig kleine Werte gebracht werden. Wozu also noch diese Grössen beachten?

Die Steuerung der Sicherheit über die Ereigniswahrscheinlichkeit allein ist ausserordentlich undifferenziert. Sie führt aus der Sicht der effektiven Sicherheitsgrössen zu einem unausgewogenen Resultat. Einer konstanten Verteilung der Versagenswahrscheinlichkeit aller Bauwerke entspricht nämlich eine sehr stark streuende Verteilung der erwähnten Risikogrössen. Spielt dies aber eine Rolle solange wir die erforderliche Sicherheit erreichen?

Hierauf kann eine ganz klare Antwort gegeben werden: Solange es unwesentlich ist, wieviel Geld wir für Sicherheit ausgeben, ist dies in der Tat nicht wichtig. Sobald wir aber fordern, dass die erforderliche Sicherheit mit minimalem Aufwand erreicht werden soll, stehen wir hier vor einem entscheidenden Punkt. Noch deutlicher ist vielleicht die Aussage, dass wir mit den heute eingesetzten Mitteln nicht die maximal mögliche Sicherheit erreichen, wenn wir die Versagenswahrscheinlichkeit als Mass für die Sicherheit nehmen.

* Bei Einführung einer Aversion gemäss Fussnote in Abschnitt 2.2 ist auch die maximal mögliche Zahl exponierter Personen von Bedeutung.

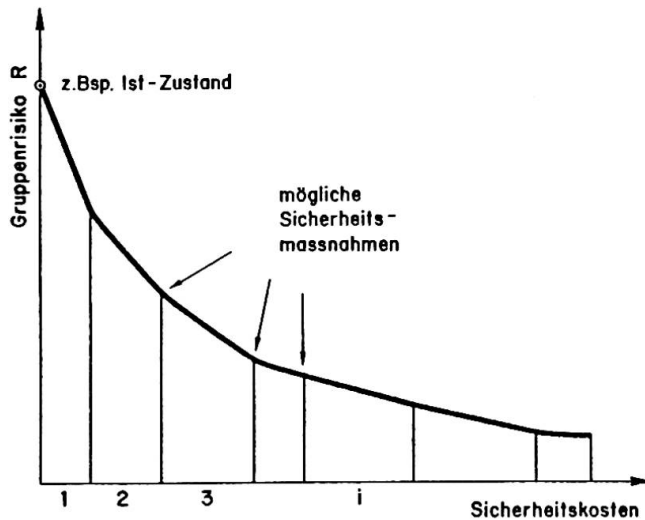


Fig. 2

Jedes technische System kann vom bestehenden Zustand oder irgend einem Ausgangspunkt aus durch mehr Aufwand für Massnahmen sicherer gemacht werden. Ordnet man die Massnahmen nach ihrer Effizienz, so erhält man eine Kurve wie nebenstehend gezeigt.

Es ist nun typisch für jedes technische System, dass man mit zunehmendem Aufwand die Sicherheit immer weiter steigern kann. Dabei werden aber immer unwahrscheinlichere Ereignisse abgedeckt und der Aufwand für eine weitere Risikoreduktion wird immer grösser. Schliesslich zeigt sich auch die bekannte Tatsache, dass das Risiko solcher Systeme nie null sein wird. Dass wir absolute Sicherheit nicht als Massstab nehmen können, ist damit klar. Für jeden aber wird, wenn er dieser Kurve entlang die Sicherheit eines Systems verbessert, einmal der Punkt kommen, wo er sich fragt: Lohnt es sich noch? Ist es noch gerechtfertigt mehr Geld auszugeben? Wo ist der Punkt, an dem das System sicher genug ist?

3. DIE BEURTEILUNG VON PERSONENRISIKEN

3.1 Beurteilung aufgrund der Versagenswahrscheinlichkeit

Alle systematischen Ansätze, die Sicherheit von Bauwerken präziser zu erfassen, bringen direkt oder indirekt die Sicherheit mit der Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerkes in Verbindung. Wie weit dies auch für das traditionelle, implizite Sicherheitsdenken gilt, ist schwer zu beurteilen.

Gehen wir im folgenden davon aus, das Sicherheitsstreben bei Bauwerken sei im wesentlichen auf eine konstante Versagenswahrscheinlichkeit w_y ausgerichtet. Stellen wir nun diese Zielgrösse den beiden Begriffen des individuellen Risikos ($=w_y \cdot w_{pi}$) und des Gruppenrisikos ($=w_y \cdot A$) gegenüber, so ist leicht einzusehen, dass bei konstantem w_y keiner dieser beiden Werte konstant für alle Bauwerke sein wird.

In einem Wohnhaus beispielsweise hält man sich verhältnismässig lange auf. Die Chance, dass die Bewohner beim Auftreten der kritischen Belastung anwesend sind, ist also gross. Die Versagenswahrscheinlichkeit liegt hier wohl nahe beim individuellen Risiko der Bewohner. Bei einer Brücke hingegen liegen die Verhältnisse ganz anders. Die Chance, dass ein bestimmtes Individuum im Zeitpunkt eines allfälligen Einsturzes gerade anwesend ist, ist sehr gering. Das individuelle Risiko für einen Benützer dürfte also verschwindend klein sein, wenn die Versagenswahrscheinlichkeit der Brücke gleich gross wie diejenige des Wohnhauses ist.

3.2 Die Bewertung von Gruppenrisiken

Figur 2 zeigt deutlich, wie sich die Sicherheitsfrage auf der technisch-ökonomischen Ebene präsentiert. Davon ausgehend soll vorerst gefragt werden, wie ein Sicherheitskriterium überhaupt aussehen sollte.

Die häufigste Antwort auf diese Frage lautet wohl so: Die Kosten sind für die Festlegung der erforderlichen Sicherheit irrelevant. Es muss auf irgendeine Weise - z.B. durch Risikovergleiche - ein Wert für das akzeptierbare Risiko gefunden werden. Die erwähnte Kurve zeigt uns dann lediglich, wieviel es kostet, das Risiko auf diesen Wert zu reduzieren.

Diese Antwort scheint auf den ersten Blick zwar einleuchtend. Kommen wir aber so tatsächlich zur besten Lösung des Sicherheitsproblems? Dass dies nicht der Fall ist, soll das Beispiel von Figur 3 andeuten. In dieser Figur werden drei Systeme betrachtet, wobei jedes durch seine Risiko-Kosten-Kurve charakterisiert ist. Auf der linken Seite der Figur wird ein reines Risikokriterium angewendet. Das akzeptierbare Risiko R^* führt dabei zu Gesamtkosten K^* für alle drei Systeme.

Man kann nun aber leicht zeigen, dass mit Kosten K^* ein geringeres Risiko als $3R^*$ erzielt werden kann. Die rechte Hälfte von Figur 3 deutet an, wie man bei Kosten K^* das kleinste Restrisiko erhält. Die drei Lösungspunkte sind so zu wählen, dass alle drei Kurven in diesem Punkt die gleiche Neigung aufweisen. Dass dies so sein muss, lässt sich mathematisch leicht nachweisen.

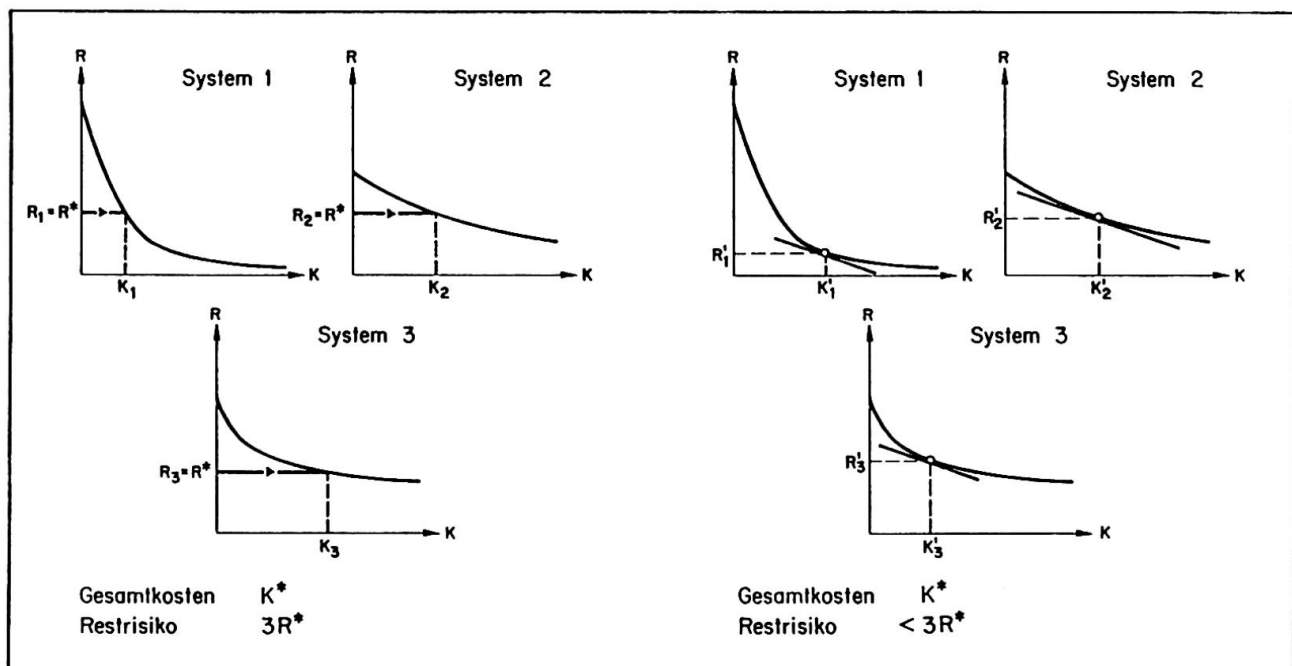


Fig. 3 Um in einer beliebigen Anzahl von Systemen für gegebene Gesamtkosten K^* das kleinste Restrisiko zu erhalten, ist nicht ein Risikokriterium (links) sondern ein Grenzkostenkriterium (rechts) einzuführen

Was ist die konkrete Bedeutung eines solchen "Tangentenkriteriums"? In der Ökonomie spricht man von Grenzkosten oder marginalen Kosten und meint damit die Kosten, welche aufgebracht werden müssen, um den Nutzen einer Aktivität um einen Schritt zu steigern. Im Falle unseres Sicherheitsproblems lässt sich dies ganz konkret ausdrücken: Es sind die Grenzkosten, welche wir für die Rettung eines Menschenlebens ausgeben.



Wer die Entwicklung allgemeiner Sicherheitsmodelle etwas eingehender verfolgt hat wird nun denken, dass wir damit wieder beim längst bekannten und oft angefochtenen Problem der ökonomischen Bewertung von Menschenleben angelangt sind. Dazu zwei Bemerkungen:

Vorerst ist festzuhalten, dass uns die Forderung nach optimalem Einsatz der verfügbaren Mittel zwangsweise zu diesem Grenzkostenkriterium führt. Ist dies aber nicht ein deutlicher Hinweis, dass man sich mit dieser Grösse auch inhaltliche eingehender befassen sollte?

Auf Widerstand ist aber die ökonomische Bewertung von Menschenleben vor allem aus einem anderen Grund gestossen. Immer wieder ist versucht worden, aufgrund versicherungstechnischer oder allgemeiner ökonomischer Ueberlegungen einen quasi objektiven Wert für ein Menschenleben zu berechnen. Davon wird hier klar Abstand genommen. Wieviel wir für die Rettung eines Menschenleben ausgeben wollen, ist ein rein subjektives Problem, eine Sache unserer Wertvorstellungen. Wir stehen hier vor einer ähnlichen Frage, wie wenn wir entscheiden müssen, wieviel wir für unsere Landesverteidigung ausgeben sollen, wieviel für das Gesundheitswesen, die Schulen etc.

Zu erläutern wie man zur Festlegung eines solchen subjektiven Wertes für ein Menschenleben kommen kann, würde hier zu weit führen. Immerhin sei als Hinweis erläutert, dass jeder Entscheid über eine bestimmte technische Lösung für ein Sicherheitsproblem implizite eine Festlegung dieses Wertes beinhaltet; nur wissen wir dabei normalerweise nicht wie gross der gewählte Wert ist.

Akzeptiert man die Grenzkosten für die Rettung eines Menschenlebens grundsätzlich als Sicherheitskriterium, so bleibt immer noch eine Frage offen: Soll dieses Kriterium für alle Aktivitäten denselben Wert annehmen? Ein Blick auf die heutige Realität zeigt deutlich, dass wir offenbar nicht bereit sind, überall die selben Sicherheitsanstrengungen zu machen. Längst ist es z.B. bekannt, dass freiwillig höhere Risiken eingegangen werden, als wenn uns Risiken auferlegt werden – und zwar bis zu einem Faktor Tausend.

Allerdings kann es kaum gelingen, die Vielfalt aller zivilisatorischen Tätigkeiten nur nach den Kategorien "freiwillig" und "unfreiwillig" zu unterscheiden. Es sei im folgenden nur andeutungsweise ein Beurteilungsmodell vorgestellt, wie es seit einigen Jahren im Zusammenhang mit der Planung explosionsgefährlicher Anlagen entwickelt und angewendet worden ist. Figur 4 zeigt, dass dabei vorerst vier Hauptkategorien von Risiken gebildet worden sind. Als Unterscheidungsmerkmale wurde das Verhältnis zwischen den

- Betroffenen (durch die Risiken einer Aktivität)
- Beteiligten (an der Aktivität und damit auch Nutzniesser)
- Verantwortlichen (für die Sicherheit der Aktivität)

eingeführt. Weitere Parameter innerhalb der einzelnen Hauptkategorien sind in Figur 4 angedeutet. Die quantitative Festlegung der Kurve in dieser Figur beruht auf einer Auswertung zahlreicher theoretischer Studien, aber auch Fallstudien zu diesem Thema.

Das Diagramm ist so zu verwenden, dass eine Aktivität vorerst einer Risikokategorie zuzuteilen ist. Der dazugehörige Grenzkostenwert bildet das gesuchte "Tangentenkriterium", wie es in Figur 3 diskutiert wurde. Bauwerke gehören entsprechend ihrem Zweck in verschiedene Kategorien. Ein Schwergewicht liegt aber sicher beim Uebergang zwischen den Kategorien 3 und 4.

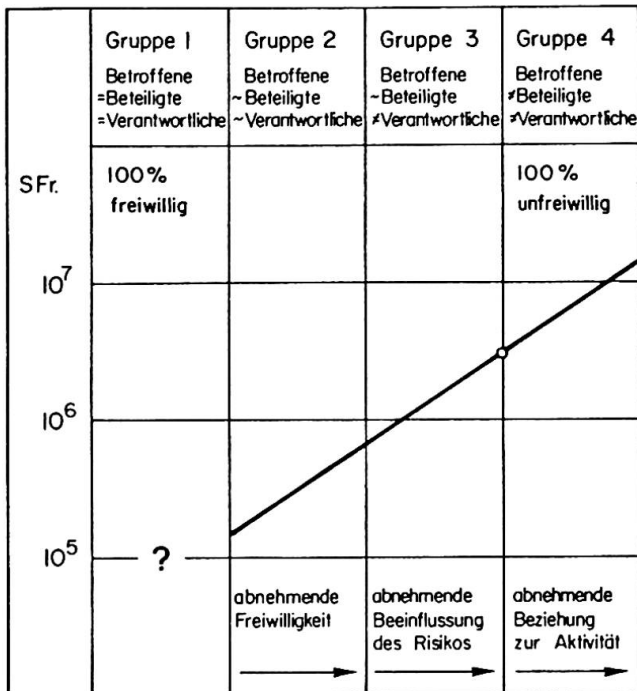


Fig. 4 Grenzkostenkriterium für das Gruppenrisiko (= Kosten pro gerettetes Menschenleben)

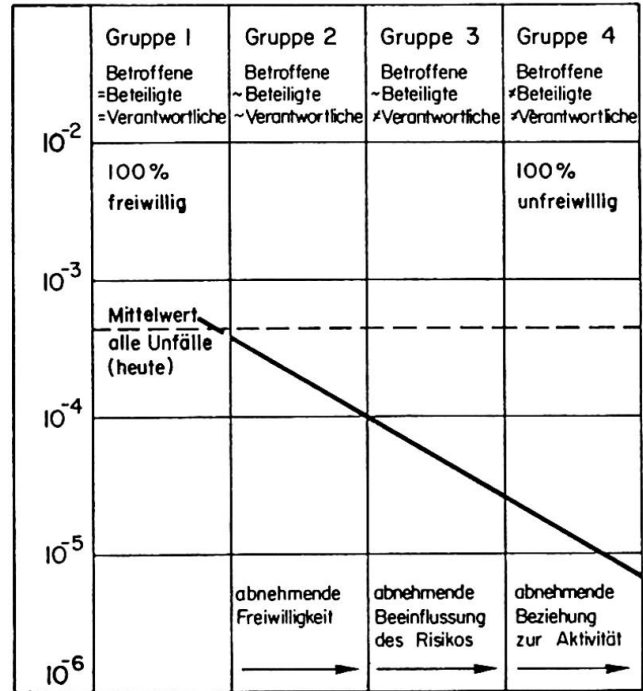


Fig. 5 Risikogrenze für das individuelle Risiko (=Wahrscheinlichkeit für tödlichen Unfall pro Jahr)

3.3 Die Bewertung von individuellen Risiken

Der wesentliche Unterschied zwischen der Bewertung von Gruppenrisiken und individuellen Risiken beruht auf folgender Tatsache: Bei Gruppenrisiken besteht das Ziel in der Rettung möglichst vieler Personen für die eingesetzten Mittel; die Zahl in der Unfallstatistik soll möglichst klein werden. Daraus ergibt sich, dass die Mittel dort einzusetzen sind, wo sie am meisten Nutzen abwerfen. Für das Risiko eines Einzelnen sieht dies aber anders aus: Die Person A wird für sich kaum ein höheres individuelles Risiko akzeptieren, nur weil es billiger ist, das individuelle Risiko von Person B zu reduzieren.

Im Gegensatz zu vorher stellt sich hier nun also tatsächlich die Frage nach einem akzeptierbaren Risiko. Für die Beurteilung dieses Problems hilft ein Blick auf die heute vorhandenen individuellen Risiken. Mittlere individuelle Risiken für verschiedene Aktivitäten lassen sich vergleichsweise einfach aus Unfallstatistiken ermitteln und sind schon in zahlreichen Publikationen zusammenfassend dargestellt worden. Auch hier dürften dabei wohl nicht alle Tätigkeiten mit einer Elle gemessen werden. Figur 5 zeigt hierzu einen analogen Vorschlag, wie ihn Figur 4 für das Gruppenrisiko darstellt.

Erwähnt sei hier, dass der Entwurf für eine Tragwerkssicherheitsnorm, welcher zur Zeit in der Schweiz bearbeitet wird, folgende Richtwerte für die Sicherheit von Tragwerken festhält:

- für die Beschäftigten im Bauwesen (nur infolge Tragwerksversagen im Bauzustand, also nicht alle Bauunfälle!) 10^{-4} pro Jahr
- für die allgemeine Bevölkerung (nur infolge Tragwerksversagen, also nicht alle Unfälle in und um Bauwerke) 10^{-6} pro Jahr

Mit diesen Werten wird erstmals versucht, eine Zielvorstellung zu formulieren, wie sicher Tragwerke für die Benützer und Ersteller sein sollten.



4. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die Kluft zwischen den hier dargelegten Ueberlegungen und dem, was normalerweise im Rahmen der Bauwerkssicherheit diskutiert wird, mag ziemlich gross erscheinen. Man wird sich dabei automatisch fragen, ob es überhaupt gelingen kann, eine Brücke zwischen diesen allgemeinen Ueberlegungen und den Ueberlegungen auf der rein technischen Ebene zu schlagen.

Schadenwirkungen und Sicherheitskosten sind aber diejenigen Grössen innerhalb des ganzen Sicherheitsproblem, welche sich letztlich in der Realität manifestieren. Man tendiert aber dennoch dazu, diese Ueberlegungen als abstrakt zu bezeichnen. Sollten wir uns aber nicht vielmehr vermehrt vor Augen halten, wie wirklichkeitsfremd oft unsere Modelle auf der technischen Ebene sind?

In einem Sicherheitsdenken, das von den tatsächlich möglichen Ereignissen ausgeht, deren Wahrscheinlichkeit und Auswirkung als Basis nimmt und Massnahmen nach ihrer schadenmindernden Wirkung beurteilt, kann jedes Sicherheitsproblem erfasst werden. Alle Sicherheitsprobleme der Technik haben hier ihre gemeinsame Basis. Ist es aber nicht notwendig, dass Sicherheit nicht mehr nur als lästiges Nebenproblem vieler einzelner Aktivitäten betrachtet wird? Ist "life saving" nicht ein Bereich, der es verdient, für sich selbst einmal konzeptionell durchdrungen zu werden? Wessen Aufgabe wäre dies?

Sicherheit ist letztlich eine Frage der Wertvorstellungen unserer Gesellschaft. Diese können nicht berechnet werden, sondern kommen nur in einem langfristigen Entwicklungsprozess zum Ausdruck. Vielen Aktivitäten fehlt dieser langfristige Prozess. Sicherheit im Energiesektor ist daher zu einem Tappen im Dunkeln geworden. Wer aber könnte die notwendigen Erfahrungen für die Bewertung von Sicherheit besser liefern als die traditionellen Tätigkeiten der Technik, wie z.B. das Bauwesen? Ein solcher Erfahrungsaustausch ist aber ohne einheitliche Betrachtungsweise gar nicht möglich.

Dürfen wir uns aber selber im Bauwesen wegen unserer langen Erfahrung als erhaben über all diese Fragen betrachten? Viele Baufachleute, z.B. aus dem Wohnungsbau, wundern sich vielleicht, dass man sich überhaupt solange über die Sicherheitsfrage aufhalten kann. Für sie sind wohl meistens ganz andere Faktoren als die Versagenswahrscheinlichkeit des Bauwerkes für die Bemessung massgebend. Aber die Probleme liegen wohl nicht in allen Bereichen des Bauwesens gleich. Es gibt jedenfalls auch eine ganze Reihe von Ingenieuren, die mit ihren Bauaufgaben an oder gar über die Grenzen unserer abgesicherten Erfahrungen gestossen sind.

Abschliessend möchte ich aber provokativ noch eine andere Frage stellen: Sind nicht gewisse Bauwerke vielleicht auch zu sicher? Dürfen wir finanzielle Mittel beanspruchen, die anderswo einen viel grösseren Nutzen bringen würden? Wer aber überblickt dies überhaupt? Sollten wir diesen grösseren Ueberblick nicht anstreben?

Fragen, Fragen! Dieser Einführungsbericht stellt unzählige Fragen. Ich hoffe, dass in Wien auf einige dieser vielen Fragen Antworten gegeben werden.

Xb

Risk Management — The Realization of Safety

Gestion des risques — réalisation de la sécurité

Risikobehandlung — die Verwirklichung von Sicherheit

CARSTEN BØE

Dr. Eng.

The Royal Norwegian Council for Scientific and Industrial Research
Oslo, Norway

SUMMARY

This report reviews major problem areas in safety concepts related to management of risks and realization of safety targets in practice. In particular the lack of overall safety assessment and attention to human error is pointed out.

RESUME

Ce rapport examine les aspects problématiques des concepts de sécurité relatifs à la gestion des risques et les moyens mis en oeuvre pour atteindre ces objectifs de sécurité. L'absence d'une conception globale de la sécurité est soulignée ainsi que l'attention à porter aux erreurs humaines.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht überblickt die grösseren Problemgebiete der Sicherheitsbegriffe, die mit der Risikobehandlung und Verwirklichung von Sicherheitszielen zu tun haben. Insbesondere wird auf den Mangel sowohl vom gesamten Sicherheitskonzept wie auch auf menschliches Versagen hingewiesen.



1. INTRODUCTION

Risks have emerged as real constraints to the introduction and development of new technology. This has happened in many fields of engineering. It will happen again in the future.

For several years now engineers have been asked - and sometimes forced - to consider risks related to design in a wider perspective than before. In this respect the engineering profession is changing. There is a mounting pressure from public authorities, and sometimes the general public itself, that risks be taken into account whenever a new installation is conceived and put into operation. In some instances the pressure becomes a demand for all conceivable risks to be controlled. People also anticipate the standards of risk control to be immaculate.

This awakening of our surroundings to risks from technology means that every engineer may eventually find himself responsible for analysing or managing risks in some way. The engineer who has not prepared himself for that moment is going to have problems.

At the root of these problems is the lack of broad experience with risk management in traditional design engineering. Of course such experience will be different in different fields of engineering. Those who are used to reliability engineering and quality assurance work will find it easier to cope with safety problems in a systematic way. The time has now come to exchange experience in how to handle safety problems. A discussion is needed and may in time create a broad basis for knowledge and understanding of risk problems related to design.

The purpose of this report is to focus on this issue, to indicate current major problems and to raise questions which may eventually be answered.

2. THE LACK OF OVERALL SAFETY ASSESSMENT

One of the biggest problems an engineer may run into is the question '*Is this installation safe ?*' Such questions are very difficult to answer for two specific reasons. Firstly, because the question in itself is imprecise and put forward in a language that the engineer does not normally speak. Secondly, because the question comprises the installation as a whole and not only the part for which there are design codes or where some detailed risk assessments have been made. The question, however, deserves a good answer and it deserves a precise answer. It is impossible to address this question, however, without considering some kind of overall safety assessment of the design as a whole.

The lack of overall safety assessment for any installation is a basic problem in engineering. It should really be interesting to know why. Perhaps the main reason is the fragmentary way professional responsibilities are taken care of in the design process? However, in this context the following two statements are important:

- Once a design solution or operational procedure has been decided on and is implemented, the composite installation and its operation represent a level of risk to people, investments and environment which depend on the decisions made from conceptual design to the commissioning of the installation.
- This level of risk is present whether it is analysed or not, whether it is ignored or not, and it is an attribute similar to structural strength or production capacity which can be appraised, changed and controlled.

So the starting point for any discussion on overall safety assessment will be the basic, superior safety requirements which are present at the outset of the design process. The starting point must also include the practical limitations in terms of people, nature and money which exist as boundaries to the actual solution of the design problem. These limitations and overriding requirements have clear and direct consequences for the risk control actions which are to be realized. Furthermore, every decision taken during the design and construction phases limit the scope and contents of the risk control actions.

Figure 1 is an attempt to illustrate how risk control depends on selection, choices and basic requirements. It really describes a risk management process.

In figure 1 there is an unbroken connection between the elements at the top and at the bottom of the figure. The important thing to remember is that every decision taken add to the boundaries on eventual risk control actions which have to be put into force to make the installation meet safety requirements. This is very easily forgotten.

One example of a crucial decision is the selection of a design alternative to be realized. Very often the selection is made according to economic criteria only. Later on one may discover that *"if you want economy, you've got to pay for it"*. This happens when practical realities of risk control actions suffuse the design problem and it is discovered that another design alternative was really the better choice. One wonders whether or not for instance the North Sea offshore oil activities are filled with such discoveries. Perhaps the same wondering ought to apply to dam construction or bridge design sometimes?

There is another reason for why the selection of a design alternative is so important. Inherent to every design alternative is the range of risks which have to be controlled and those which one cannot control or does not wish to control. The latter risks are called residual risks. Once a particular design alternative has been chosen, one has also selected a specific range of risks which are to be controlled and a range of residual risks which are impossible or too costly to control. The residual risks one has to live with, and at least they have to comply with the superior safety requirements given at the outset. This is also easily forgotten and sometimes calls for grand mistakes.

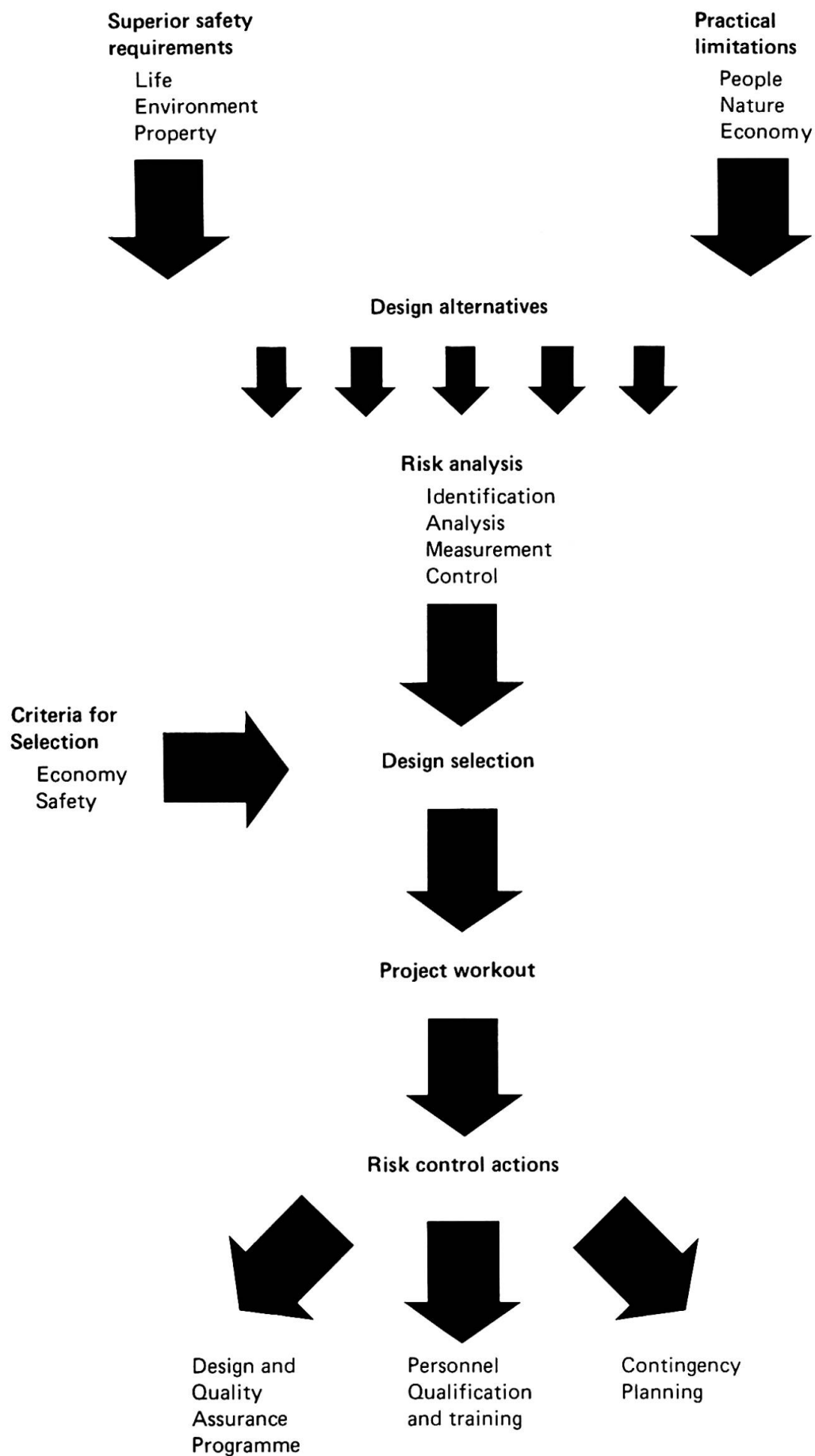


Fig. 1. Risk management process



3. THE IMPORTANCE OF THE CONCEPTUAL STAGE RISK ANALYSIS

To obtain some initial idea of what the overall safety of the different design alternatives may look like, a risk analysis at the very conceptual stage of a design is necessary. Such a conceptual stage risk analysis consists of a broad hazard identification at system level with corresponding analysis and assessment of the major risks to be found for each of the particular design alternatives. The result of this preliminary risk analysis will assist in deciding which risks are to be considered controllable risks and which are to be considered residual risks.

Very little statistical data are required in the conceptual stage risk analysis. The important thing to remember at this stage is that qualitative evaluation of the hazard spectrum is a necessary data base for deciding between residual and controllable risks for each particular design alternative.

It is of course important that the conceptual stage risk analysis is performed when the design is still at the conceptual stage. Then the alternative solutions may be assessed on an overall basis without serious economic consequences to the design project. The first stage risk analysis covers items such as preliminary main layout of the installation, simplified process diagrams, the initial planning of the various construction phases and preliminary outline of operational procedures and their limitations. One should be especially aware of basic design attributes where safety and economy may come into conflict. This allows for trade-offs to be performed at the earliest possible stages of the design.

One should also be aware that such a conceptual stage risk analysis cannot be performed without having a proper risk management organization. However, the experience with overall safety assessment is very small indeed and is found in very limited fields of engineering. A broader base of experience should be found and discussed. One will probably discover that both theoretical work as well as careful analysis of practical applications are required.

4. QUESTIONS RELATED TO RISK CONTROL

Anyone who is tempted to answer 'yes' to the question whether a design is safe, should be prepared to answer further questions related to risk control. Risk control actions are the necessary instruments actually put into force to ensure a certain level of safety. In practice risk control actions easily become ineffective and empty rituals because they are founded on wishful thinking or antediluvian codes - instead of realistic appreciations of actual risks from a design alternative. Realistic appreciations mean systematic risk control actions covering the full range of controllable risks based on causative patterns found in the results of risk analyses for a particular design.

Looking at the practice today, one is tempted to raise several questions. Firstly: *Why is the engineering design of a complex installation so totally independent of the design of the organization which is to run and maintain it?* In practice there is a big gap between design engineers and those with experience in operating the installations being designed. In some areas this gap is more prominent than others. Perhaps those who



feel this gap to be very real and a hindrance to arrive at a proper design may learn something from those who have bridged this gap.

Another question: *Do codes in general lock design details to specific solutions which preferably instead should be tailored to meet the risks inherent to this particular design alternative ?* A new way to write codes might be to ask for risk assessments of a design. This has been attempted in some fields of engineering, but the experiences seem to be both good and bad.

Thirdly, the last question so far: *Why is the human being almost totally absent from the considerations on design and construction details ?*

Too often one finds that the design has become so complex to maintain and operate that human errors seem to be built into the design. One should also give thought to the fact that the actual construction of a design is left to human beings for the most part. No matter how safe a design may look on the drawingboard, the finished product may end up as a quite different thing because the possibility of human error was forgotten. As a general statement it seems that design engineers have a poor understanding of human beings. After all the latter are responsible for operation and maintenance of the installation as well as all vital details in the construction phase.

5. THE HUMAN ERROR SYNDROME

In many areas of technology the basic element in the safety problem is found to be the confrontation between a very complicated technical and social system. After one or more accidents, public opinion creates a pressure on those responsible for something to be done. In such situations it is easy to take one specific problem, eliminate that particular risk and then believe that the causative pattern leading to the accident is broken. One also believes that overall safety has been increased.

In almost all cases one concentrates on concrete technical design problems. These are very easy to recognise: defect structure members, broken down machinery foundations, welding or material failures in piping, defect automation systems etc. By developing reliable technical components based on rigid codes, the risk that a technical failure can develop into a technical breakdown or catastrophe is diminished.

Of course this way of approaching things has a kind of logic of its own. By always increasing and developing technology the risks from technical design failures and defects will always diminish. However, the technical reliability sometimes can be so good that personal vigilance and the use of personal judgement of those operating and maintaining the installation can be deteriorated. It is possible to rely so much on the design of technical systems that one does not maintain the personal qualities of knowledge which are necessary to detect and control an unforeseen situation where the technical system has broken down, or more important, where it is about to break down.

Statistics and reports from the more serious accidents in industry tell us that human failure or lack of knowledge or experience are the main causes of accidents. This is of course only one part of the problem, but it illustrates that at the bottom of it all safety problems are based on human problems. It is difficult to give general recommendations of the human

aspects of safety because people are so different when it comes to abilities, precision, reactions, responsibility and many other qualities.

These difficulties make the study of human errors less exact and complete than studies of technical design failures. Something has nevertheless been learned through systematic studies of human behaviour in different situations. The most important is perhaps that human error is not subject to simple cause-effect relationships. In a hazardous situation many complicated and interactive events can be the consequences of a similar random pattern of events, which are called causes. Then to take one simple cause-effect relationship out of this complicated pattern may just as well serve to hide what actually happened in an accident as to tell the truth. In such undefined situations it is not easy to know what to do.

The thing one usually recommends to do is to emphasize development of safety routines and safety drills to promote selection and education, and of course to tighten responsibilities. This normally describes the extent of any risk control actions in practice today related to personnel. This approach may increase the vigilance and some of the personnel qualifications which are needed to cope with an abnormal situation. However, at the same time it may lead the attention and the actual safety work away from the technical conditions which were created on the drawingboard, and which may change by degree until they reach a point where there is no longer a balance between technology utilized and the human resources involved.

For instance, an installation may have reached such huge dimensions and the technical and physical chain reactions in a process may have become so fast that life saving equipment and contingency plans no longer are in balance with the rest of the technology creating the risks. This problem is well known in industry, offshore petroleum activities, shipping, and air transport.

6. THE ROLE OF EDUCATION AND TRAINING

When attacking the human error problem one may start at two different levels. The first level is the organisation. One may speak of an organisation with a safety conscious climate. An organisation with a safety conscious climate is an organisation which has the ability of internal self-regulation instead of relying on coordination and control from outside. This has the ultimate consequence that those who are concerned with safety, for instance those in the design department and those in the construction team, must work with safety themselves and also have influence and responsibilities in relation to their work.

The second level is the safe operator. He is easier to define than the organisation with a safety conscious climate. It can be done in a systematic way by stating the problem as two tasks:

- to minimize the probability of failure,
- to maximize the probability of correction when an error has occurred.



These two possibilities should be considered by every design engineer. However, there are two approaches to solve this problem. One is the philosophical approach where it is reasoned that no human being is perfect. This results in the belief that all human actions will be imperfect and it is human to fail. One anticipates that there will always be a component of failure in people, and that it sooner or later will show up.

The second approach is that of the ergonomist who tells that human error is caused by lack of adaptation between the abilities of the operator and the demands of the work situation. A human failure will occur when the relation between ability and demand is out of balance. The built-in potential for failure in all human beings is not released until a predisposing condition which creates unbalance acts as a catalyst to realise a potential failure.

This type of thinking has the advantage that - at least in theory - human errors can be completely eliminated simply by eliminating the predisposing condition. This is a challenging task for any design engineer, and current work on human failures and human engineering is performed at this level. The goal is to create the safe operator or the safe man-technology interface where human error can be tolerated. Over the years a lot has been learned in this field. Some of the problems with the safe operator are that too little of that knowledge is used in practice. Now is the time to share experience in this field.

The really difficult safety problem, however, is found at the organisational level. It is very important to solve the safety problem at the organisational level because the safety conscious climate in an organisation determines the possibilities for achieving the safe operator. This means that the simultaneous design of an installation and its operational organisation becomes very important.

Education and training are always necessary risk control actions in relation to human error. Especially important is to evaluate clearly the gap between the level of ability which can be achieved by selection and what is really needed to perform the work. It is also of vital importance to differentiate between training and education based on a complete understanding of the situation, and training based on fixed routines activated by external signals. One finds that in education it is difficult to differentiate between safety and professional matters. Very often a professionally first class work is also the best with regard to safety. However, how one chooses to approach the problem of education and training of people is not a random decision to be left to a personnel department. The approach to training and education should be determined after thorough appreciation of the risks involved with an installation and what kind of risk control measures one wants to take.

The role of education and training in risk control actions seems to be grossly underestimated.



7. SAFE ENOUGH - WHEN DO WE STOP ?

In all safety work one has to stop at some stage for many reasons. One reason is that total and absolute safety cannot ever be achieved for any design. The second is that there are limited amounts of money to be spent on safety evaluation, safety assessment, and improvement of safety. 'Safe enough' becomes a trade-off between what one can afford and what one can accept in terms of risk.

There are no ground rules for assessing how safe is safe enough. In spite of this the question of whether an installation is safe enough turns up every time safety is discussed. For some design details the answer may be found in codes. Codes may define the use of materials, construction procedures, design loads etc. To follow the code in some ways means that the design is safe enough. The codes very seldom give safety criteria for the installation as a whole. Therefore it is usually assumed that if the details are correct, and these are added up, the sum will be correct as well. Unfortunately, this is not the case, and it would be interesting to know how this dilemma has been solved in the various fields of engineering and at different levels of detail in the design of an installation.

Perhaps the only field where an attempt to arrive at an overall safety requirement has been made is the design of nuclear reactors. For reactors design and risk assessment procedures include not only hardware details of the design, but total considerations to the environment and people in the vicinity of the installation. Attempts have been made to quantify safety criteria for nuclear reactors of which perhaps the best known are the Farmer Criterion for radio-active releases and the subsequent site comparisons illustrated in two-dimensional risk diagrams.

8. CONCLUDING REMARKS - MAJOR PROBLEM AREAS

Looking back to Figure 1, it is admittedly difficult to envision a connection between 'superior safety requirements' and the practical realities of design work. It is not easy to be aware of social and political goals when one is struggling to meet with deadlines and codes. The main point in this report is that it really is difficult because risk management is an unknown word to most designers and design managers. Sooner or later, however, a design engineer will find that risk management tasks are put in front of him. Then he needs to know something about overall safety assessment and risk control actions. What is more, he is going to need a systematic way of doing safety work to ensure that a theoretical level of safety is really achieved in practice.

Safety conscious companies, authorities and political bodies have started to ask whether designs are safe. At present very few members of the engineering community can handle such questions.

If only to preserve the credibility of the engineering profession one should start to prepare oneself to answer questions on overall safety. Listening to those who have made attempts at answering is a very good start. Therefore we need exchange of experience and perhaps better education in this field.



The use of risk analysis as a basis for concrete risk control actions is at present a rare thing to find. It has been done, however, and the experiences so far seem to be very promising. The reasons for the scarce use of risk analysis are certainly plentiful. Some of the main reasons may be that this powerful tool is generally very little known, and that there is a belief that risk analysis is a complicated theoretical technique suitable for other people only. Experience with risk analysis, however, shows it to be an extremely flexible technique ranging from simple risk assessment to complicated analyses. Some people who have used risk analysis call it a scientific approach to common sense. The important thing is that the results are used to design risk control actions which are effective and to the point. How this is done ought to be common knowledge.

Human errors are given as causes to all kinds of accidents. However, it seems that too many people resign when it comes to take practical steps to avoid or ameliorate effects of human errors. The role of education and training seems to be grossly underestimated as a concrete risk control measure. Furthermore, design engineers do know too little about ergonomics, behaviour in stress situations, physiological attributes, the time people need to react, reversible failures, converging decision situations etc. This applies to the design work itself as well as construction and operation. Some fields in engineering have gained more experience than others in this respect. They should share their experiences and point out the practical 'tricks of trade' being used.

As one hundred percent safety can never be achieved, the question of how safe is enough always enters safety discussions at some point. Today, one can find several, quite different views on how this question should be handled. It is a field in rapid development. The interesting thing is that at present most of the development seems to follow a kind of trial and error pattern. One should expect that codes will play an important part in this development.

Xc

Safety, Building Codes and Human Reality

La sécurité, les codes de construction et la réalité humaine

Sicherheit, Baunormen und die menschliche Wirklichkeit

FRANZ KNOLL

Dr. Eng.

Roger Nicolet & Associates

Montréal, Canada

SUMMARY

This paper presents a review of the present state of advancement of structural safety concepts in research and practice, as seen by a practising design engineer. It describes the three levels of strategies which seem to emerge for the control of structural safety in civil engineering, including tools such as code design rules, the checking for human errors and the design to limit the scope of failure, should it occur.

RESUME

Cet article présente l'état actuel des connaissances — dans la recherche et dans la pratique — concernant la sécurité des structures, vu par un ingénieur projeteur. Trois stratégies contribuent à la sécurité des constructions de génie civil et comprennent des outils tels que les codes de construction, le contrôle de possibles erreurs humaines ainsi que la conception de structures pour le cas d'un effondrement éventuel.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag gibt eine Übersicht über den Stand der Forschung und der Praxis im Zusammenhang mit der Sicherheit der Tragwerke, vom Standpunkt eines praktizierenden Ingenieurs. Die drei Strategien, die für den Zweck Anwendung finden, werden kurz behandelt. Sie umfassen solche Hilfsmittel wie Baunormen, die Kontrolle von menschlichen Fehlern und das Konzept der Begrenzung des Versagens von Tragwerken.



1. INTRODUCTION

Safety from collapse is one of the basic essentials any structure must provide during all of its history, besides such other functions as serviceability, pleasing appearance etc. Structural safety has traditionally been the task of the design engineer although more recently it has found a place on the scientists' desk, to be analysed and understood. Substantial efforts, in particular during the past 20 years or so, have succeeded in resolving part of the problem while another part still evades our comprehension and direction.

In this account the author shall try to identify and describe that part of the problem of structural safety which so far has largely escaped analysis, and remains full of questions unanswered. Although talked about rather frequently, some of these questions themselves are still rather fuzzy and, as we shall attempt to show, it is man himself who is at the root of the problem, and it is the knowledge about our own actions and their morphology which is still lacking, quite contrary to the principles of ancient philosophers like Socrates, who advised to begin with man himself in order to understand the world.

Other ages had their try at the problem of structural safety and mostly the means to control or improve matters have been on the plane of jurisdiction. The first systematic attempt to transpire into our day is contained in the laws of the Babylonians, as formulated in the writing on Hammurabi's Stone. It provides a rather explicit, as well as draconic schedule of restitution duty, or of bodily punishments should the individual identified as the builder fail to provide a safe structure. It is perhaps not the most significant aspect of this law that its severity is aimed at removing the unfortunate builder from the scene, should he be found wanting, by ruining him financially or physically, nor even the fact that the incentives provided are so exclusively and dramatically negative. The very essence of the law would seem to be that it is directed towards the human individual exclusively, indicative of the conviction of the legislators of the time that this is where the roots of structural safety are to be found; that the failings of humans in their duties are the real reason for things to go wrong. Long before any scientific leverage existed to analyse problems away from the realm of faith, religion, mores or customs, the sober conclusion of common sense was that the human builder is the element in the history of the structure where structural safety is decided and where it can be influenced by the ultimate recipient, namely the public.

This has not essentially changed in our times and the law still provides the means to reduce guilty individuals through restitution and loss of liberty. Incentives set are still purely negative although society has accepted a degree of redistribution of the financial burden deriving from failures throughout the community of builders, by means of insurance premiums. Even then, the engineer or builder found responsible for a structural failure will still be reduced to less than his former self, after the ordeal of lawsuits etc., morally and financially.

It would seem that a consensus still exists in our day's society to the effect that structural safety originates from humans, not from things or natural laws, although it could also be said that things do not respond to incentives,

negative or not and cannot be made to suffer in compensation. Therefore the only possible satisfaction for a failure can be had from the human individual with its emotions like fear, or the modern expression of the need for security, the wallet. Be this as it may, the effects of the traditional attitude and approach are still generally accepted as satisfactory and indeed, the safety of structures against collapse compares quite favorably with other fields of safety, or of risk.

Comparative annual probability of death by accident *

	<u>Hours exposure/ annum</u>	<u>Approx. annual risk/person</u>
Mountaineering	100	1 x 10 ⁻²
Air travel (crew)	1000	1 x 10 ⁻³
Car travel	400	2 x 10 ⁻⁴
Home accidents	5500	1 x 10 ⁻⁴
STRUCTURAL FAILURE	5500	1 x 10 ⁻⁷

Foremost of all individuals in question, two people are traditionally most exposed to the negative incentives of the law. They are the structural engineer and the structural contractor who shall be called "designer" and "builder" in this paper. The responsibility for structural safety is almost exclusively assigned to these two, with the sharing variable to a certain extent, from country to country, indicating that the two functions can not easily and clearly be separated. Indeed, in many circumstances it is one organization or individual who directs design and construction, concept and execution of a structure.

Before proceeding to discuss how the activities making up design and construction are interrelated and guided by tools, let us give one thought to the history of a structure in its entirety which, besides the concept and execution will include usage and the physical fact of existence during its lifetime, up to the eventual demolition, or loss, and including alterations, overbuilding, change of use etc. It becomes clear then that the engineer and builder are by no means the only individuals interacting with the structure's safety, as it will be exposed to other stages of existence than the concept or construction for a much longer time, with a much larger number and variety of humans related to it. Considerations of structural safety ought to include all of this since a substantial portion of failures do occur and are generated in the latter part of the structures lifetime.

Therefore, the discussion of man and the effect of his activity on structures should not be limited to their creation but must encompass the users, as well as other persons in contact with the structure and capable to endanger it. This for instance includes such humans as the owner or tenant who overloads or alters the structure, or the executive of a utility company who

* From: CIRIA Report 63. Rationalization of safety and serviceability factors in Structural Codes



decides to assign insufficient personnel to the checking of gas and water lines which may eventually cause accidents. It will even include people who are only accidentally or indirectly inter-relating with the structure, such as the truck driver ramming a column with his vehicle, or a Code Committee who leaves gaps or erroneous statements in the building regulations, or merely compiles a Code that cannot be used because it is too complicated or lacks clarity. In this context the owner or promoter with a tight budget or schedule must not be forgotten who forces designers and builders to deliver skimpy or shoddy work, with insufficient supervision or the like. Although these individuals cannot always be reached by the legal system, structural safety is related to them and if the frequency of accidents ought to be controlled or reduced, their contribution must be dealt with, which means: designed for.

2. STRUCTURAL SAFETY IN CODES

One of the traditional tools designers or builders are able to employ for the generation of safe structures is the Building Code. A few notes shall be devoted to this type of instruments and the way they treat the problem of structural safety.

Building Codes exist in a wide variety of presentation, specificity and even legal status. Some are set-up as guidelines or suggestions, whereas others are accomplished structural design handbooks and/or carry the weight of law. This is not the place to discuss the pro's and con's of these variations but to recapitulate the common elements which in recent time have undergone rather dramatic changes in the semantic and logistic sense, some of which is still under way or merely planned for.

The most conspicuous changes relate to the very problem of structural safety and the way it appears written down in the form of, mostly minimum, standards. Traditionally a safe structure used to be one in which stresses calculated according to some theory, did not exceed certain limits stated in the Code. These limits or allowable maximum stresses then formed the basic trade coin of safety, covering virtually all questions of structural adequacy, from safety against manifest collapse down to all types of serviceability conditions. Values were mostly set by consensus of the leaders of the profession, without much rational basis.

More recently, the trade coin of allowable stresses has been found wanting and gradually, they became replaced, at least as far as design rules for safety against collapse are concerned. The well known design expression of the general type

$$k_o \cdot \prod_{i=1}^m (k_i \cdot r_i) \geq l_o \cdot \prod_{j=1}^n (l_j \cdot q_j)$$

was introduced, with r_i and q_j , R and Q representing nominal contributions (functions) of resistance (r_i , R) and loading (q_i , Q) and modifying factors (k , l) to all or some of the parameters. Many variations of the expression exist, differing with country, construction materials or type and function of structures. Variations from the general form are mostly achieved by omission of some factors (k_i , l_j) or by splitting them up into products of subfactors. However, the general type of expression is always maintained

which, to the user and reader, conveys two basic functions of the expression: One general and one specific.

What is described in principle is the situation at the time of design when a concept of the structure is being generated. In this context, the basic properties of structure and load are expressed by estimated or nominal functions of

$$R (r_1 \dots r_i \dots r_m) \text{ and } Q (q_1 \dots q_j \dots q_n)$$

(nominal from latin: nomen = name) as more exact knowledge about real values is not or not yet available. What the expression, simplified

$$R \geq L$$

then states is that the resistance of the structure shall exceed the loads the future has in store for it.

The second statement is contained in the factors k_i , l_j . They are intended to express the degree of uncertainty, which for every assumed nominal value of a building parameter, must be accounted for: Parameters that are well known in advance will be qualified and multiplied by a factor close to unity, whereas in a case of great uncertainty, the factor will modify the parameter considerably from its "nominal" value. At the same time the modification factors introduce the compensation thought necessary for that uncertainty, in the design expression, and together they convey the picture of a "worst possible case" to be considered in a design where a structure with a resistance already impaired by some deficiencies is overloaded by a combination of loads exceeding the nominal values. This unfavorable case as described by the modified parameters

$$(k_i r_i, l_j q_j)$$

and functions

$$k_o R, l_o Q$$

shall then still result in a structure that does not fail.

The more modern design methods and recipes are all grouped around some version of this safety expression. Under such names as "ultimate strength design", "Traglastverfahren", "charges majorées" etc. they have been used for some time, giving recognition to the fact that what a structure is really asked to do in the first place, is to stand up, rather than to comply with some arbitrary stress limits.

Sofar on the face of it and qualitatively, everything is alright: The designer is given a tool evidently representative of the true nature of the problem, introducing and at the same time compensating for the various things that can reasonably go wrong in the history of a structure. Code writers are given the means to adjust the safety rules according to the requirements of the day, such as economics or values assigned to human life. The public receives construction to a generally accepted degree of safety, with the possibility of modification, should some class of construction become conspicuous through frequent failures or waste of construction materials due to overdesign.

However, two aspects of the problem of design for structural safety still remain unanswered by the algebraic expression now being generally used for design. Firstly the design expression does not allow for direct, quantitative



introduction of data where and when it is becoming available on some building parameters. Much research effort has been devoted to the collection of such material and we shall review this research and what happened to it, as we shall see how the physical properties of a structure influence its safety.

The second aspect left unresolved by the design safety expression is the lack of relationship, even in the most general sense, to the real source of structural failure which remains with human individuals. It shall be discussed in a further chapter.

3. BLAMING THINGS. THE PROBABILISTIC CONCEPT.

Things lend themselves to be analysed and measured, interpreted and reproduced. Ostensibly, all construction is made up from things, like materials, elements and functional combinations of the two. All structures are also exposed to things like natural events, loading through wind, earthquake and the weight of materials, equipment etc.

The method of choice for the analysis and research which is and has been extensively used, is to gather statistical data on repeated similar or reproducible events, and the use of such data as basis for a probabilistic approach to the safety problem. Thanks to the application of these methods a first definition of structural safety has been possible, it is the probability that a structure will not fail :

$$\text{Safety} = 1 - P_{\text{failure}}$$

as a specific case of the general notion of safety, which describes the probability that any unfavorable event will not occur. This probabilistic expression is now directly accessible to algebraic treatment in various ways. It can be related to a number of different possible modes of failure :

$$1 - P_{\text{failure}} = 1 - \sum P_i \text{ (different modes of failure)}$$

which allows to treat each possible failure mode separately. Probabilistic safety can be related to the design expression of the previous chapter

$$1 - P_{\text{failure}} = 1 - P(\bar{R} < \bar{Q})$$

by replacing nominal or design values for resistance and loading by true values, the probabilistic statistical properties of which can be gathered through research on building parameters.

Research efforts in the past twenty or so years have concentrated on the gathering of such statistical data, and its evaluation for use in adjusting the design safety expression. This has borne fruit and in many countries, such data is now being worked into the modification factors of the design expression, in an attempt to rationalize it, and to eliminate discrepancies that existed among different cases of structural design, with apparent overdesign on one side or excessive risk in other cases.

One step further, a relative adjustment of safety/risk has become possible which allows to reflect the value of losses related to prospective structural failure, for different conditions: Structures such as hospitals, or other buildings related to emergency services in case of disaster, are to be designed safer along with buildings likely to contain a great number of people,

as opposed to structures intended for storage or other like purposes not endangering many persons in case of a collapse. Conveniently structural safety in the form of probability can be transformed into different expressions, assuming certain probabilistic or statistical relationships to apply such as the symmetrical (Gaussian normal) distribution function, although the validity of such assumptions can not always be verified, or in some cases, is known not to be true. However, some simplification is proposed to be acceptable considering the tendency of the distribution of a function of many statistical variables to approach a Gaussian normal form, independent of the particular types of the individual distributions. For comparison of safety levels in various design cases, the factor β has recently been favored; it can be demonstrated most easily on the figure of a Gaussian normal distribution :

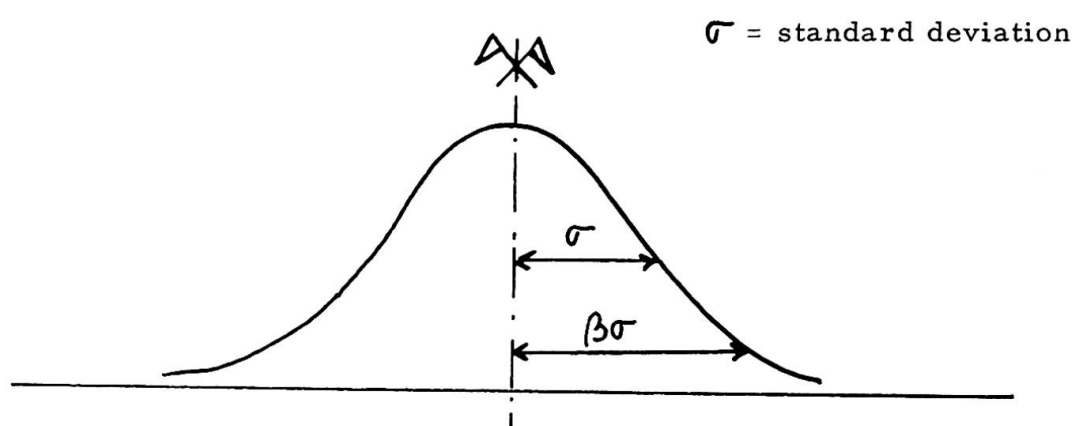


FIGURE 1.

On this basis a comprehensive and consistent logical concept is being created presently to reflect the behaviour of "things" (essentially nonhuman quantities), as they work in or onto real structures, influencing safety. Rules are being derived from the theory and worked into the factors making up the design expression, which are being adjusted to reflect new findings. New general concepts such as "limit states design" are being introduced in building Codes, allowing the unification of structural design with different materials, or for different types of structures.

In spite of this evident success the probabilistic concept of safety which is essentially based on the "blaming of things", still fails to answer two salient questions which an ultimately successful concept of structural safety must resolve.

The theories built around statistical properties of building parameters have yet to be measured against the real frequency and make-up of structural failure. No algebraic relationship has been established between the population of structural failures and the statistical properties found for building parameters. Failures are, fortunately, rare events and - unfortunately - they are not always altogether and most of the time not clearly reported, a fact which relates quite closely to the practicalities of restitution and the working of the legal system which in most cases sets the incentives against comprehensive and public reporting. This has made it very difficult so far to analyse failures in a systematic manner and therefore, the final word cannot be spoken yet on



the validity of the limit state theorems. This expresses itself in the fact that although the modification factors in the safety expression can and have been varied singly or in groups, no absolute calibration has been found possible, based on rational scientific fact and the overall magnitude of the combined modification factors is still entirely a matter of the consolidated judgement of the code committee.

The second weakness of the probabilistic concept, and hypothetically the same as the first one in essence, is that it still fails to include the human source of structural failure. Where human errors find mention at all they are notoriously attributed to the realm of "what must not happen, can not happen", with the excusing corollary that sufficient control and supervision would have prevented the human error to take effect.

But would it ? Or is it so that sufficient, or acceptable efforts are already being spent on control and supervision, checking and verification, with the manifest result that structural failure is, although rarely, still taking place ?

4. HUMAN REALITY

Is it not that humans direct most of the things contributing to a structure ? A designer determines structural system, material specifications, dimensions etc., the builder introduces construction sequence, organizes the labor to do the job, selects suppliers and materials, building elements and equipment. The user directs the exploitation of the structure as a load carrying device. The neighbour influences snow, wind, foundations of the structure through his own adjacent object. Dissatisfied workers or irresponsible people of all descriptions, including terrorists, expend their malevolence by sabotage or in other destructive ways. Eventually even accidents unrelated to the structural system must be considered, such as fire, collisions, explosions, the effects of war or events related to a future technology presently unknown.

All these possible causes of failure have a common origin, man. The action of individuals, or the inaction at a critical time and place, will always be the cause of the vast majority of structural failures. With the exception of such purely natural events as wind, rain, snow and earthquake, all "things" entering the building process will be selected, fabricated, or put together by humans. Humans will verify the activities of other humans, rectifying errors or omissions, or they will not, in a number of cases, and some of these will eventually develop into failures.

Human activity has so far eluded attempts to statistical analysis, and research efforts in this direction have been discouragingly few and far between although the facts recited above have been exposed rather clearly for quite some time.

Is it that the secrecy of human activity should be protected in this manner, or is it merely that researchers are being deterred by the difficulty of the problem? Is it that success in research on "things" that cannot evade analysis is won more safely and easily than with the elusive working of the human mind which directs the "things" ? Let us not forget that structural failures are almost

never caused by one element alone but by combinations of a number of them : Even if it was the wind that blew down that roof, it was the designer who specified an insufficient number of nails, the builder who provided inferior quality or quantity, or the worker who cheated with the spacing in order to finish the day early. And again it was the foreman or superintendent who failed to check the worker, or the design, and let the deficiency slip through.

It is the checking function which is consistently cited as the only means in our power to control structural failure caused by human error or omission. Let us therefore devote some moments to the morphology of that checking function as it turns out, by elimination, to be the central element in the prevention of structural failure and, therefore, the principal tool for the achievement of structural safety.

Logically, the objective of supervision and checking is to eliminate in a second round what went wrong in the first one. This sounds rather simple but in practice, it is a very complex endeavour. In many cases, corrections can be made quite easily when an error has been recognized. Sometimes the time for recognition and correction is limited as for example in the case of concrete reinforcing faultily placed: As soon as the concrete has been placed, the error will be hidden from sight and corrections become very difficult and costly. The target of the checking (control, supervision) function is then, in trivial words :

For the right person to be there at the right time and paying sufficient attention.

Errors occur in an infinite variety of ways but they all have their history of development into conditions deleterious to the structure, during part of which they can be recognized and rectified. Eventually, real structural safety will therefore principally depend on the effectiveness of checking and supervision.

Let us consider how it is presently being performed, in order to understand how it works and why, in certain cases, it does not. Recapitulation of two facts appears to be justified at this point, in order to prepare the stage for the further discussion :

1. Structural failures are rare events and the number and variety of building parameters contributing is virtually infinite.
2. The amount of effort presently spent on checking and supervision is by and large what is considered adequate in today's social and economic conditions. It is not likely to change dramatically.

Various organizational mechanisms exist, varying from country to country and from case to case, to implement checking, review and supervision design, construction and sometimes the usage of structures. From state imposed institutions, like "Prüfingenieure" or "bureaux de contrôle", to the North American practice of leaving it more or less to the parties directly involved with the structure to decide on the intensity of control, many different systems are considered acceptable. No one has been proven to be superior



to others, where the only ultimate proof of course would be a relatively lower frequency of failures within the domain of a particular system, or inversely, by making possible higher economy by lowering safety margins (reduction in expenditure for building materials) without an increase in the frequency of failure. Therefore no "perfect" or "best" version has been found so far.

In practice, checking is usually left to one or more individuals with not much more at their command than their personal experience, commonsense and inclination, and some furtive and unsystematic knowledge about what has gone wrong elsewhere. More or less systematic guides are rare to be found in the field of structural engineering, and they usually extend only over certain limited portions of the problem such as design calculations, consistency of shop drawings with plans and specifications, or quality of certain construction materials.

If one compares checking and supervision with a network set to catch errors of all kinds, then apparently, no particular type among a wide variety has been found to outcatch the others. With the average size of mesh sensibly invariable, as we have seen, improvements can be found only in one way, namely by finding and removing gaps and leaks in the mesh where errors still slip through, large enough to cause structures to fail. As good fisherman, we should go about mending our nets as we shall not be able to buy new or better ones. Gaps are not located in the same positions in all versions of the nets but one common property can be seen: They all need mending.

If the amount of thread available represents the total effort available then the best possible network is certainly the one with uniform mesh size throughout, and containing no gaps. This has always been implicitly recognized by the profession of engineers at large, the consequence having been that whenever a certain type of failure became conspicuous enough to cause concern, design methods and rules were adjusted and checking for the particular condition was intensified. Network mending is therefore a continuing process but, as experience shows, it normally takes place only after gaps have become evident through massive leakage, i. e. frequent accidents of a specific type. Earlier in history gaps in the net existed that could be filled by new developments in the theory of structures which subsequently were acquired such as the theory of stability, whose development and dissemination followed a number of large scale accidents due to instability of steel members or assemblies. Not much hope exists today that new theories will help us much further in controlling structural safety. Building Codes are in the process of fine adjustment and dramatic improvements in our knowledge about building parameters do not seem to be waiting around the corner.

What is it then that can be done in the sense of improving the consistency of the network, in order to prevent large fish from slipping through ?

Other fields of human endeavour have to deal with similar problems where the consequences of human failure to act appropriately at the right time is at the source of most of what goes wrong. Examples like the handling of airplanes or other complex technical equipment come to mind. All of them have in common that many elements or parameters work together for the final



result, such as a safe trip, faultless fabrication of industrial products, or in the case of structures, a fail safe history. One frequently used method of ensuring a gapless control or supervision has been the checklist to be performed before the start of the real run.

A great number of errors leading to failure, have been traced to a mere lack of attention of the right people at the right time. A few seconds of looking would have been needed to recognize the hazard of the missing bolt or the instable condition of a support: A gap in the mesh that was quite easy to see but still not noticed, because no one was looking in the right direction. With this in mind, a tool like the checklist appears to be quite promising as it forces the performer to focus his attention for a minimum of time onto each and every item. Of course, the performer will have to be equipped with the necessary knowledge and authority to correct errors which will make him the most highly qualified individual among the designers and builders: in airplanes it is the pilot himself who attends to the performance of the checklist.

As a tool for the verification that everything necessary for the success of the operation (or design) has been considered, the checklist is the simplest form of systematic prevention of errors of random character. If set up properly it can make any effort spent on checking decisively more consistent and efficient. In its simplicity, it lends itself to easy adjustment and completion whenever needed.

Perhaps it is time to equip the engineering profession with something more systematic than today's rather random methods of supervision in design and construction.

5. LIMITING THE INEVITABLE, CONCLUSION

On the 1978 joint Conference of the ASCE, ICE and CSCE, the subject of design against hazards was formulated, with one half of the conference devoted to the problem of human hazards. It is the engineers after all, or designers, who are in a position or ought to be, to influence the resistance of structures under the assault of hazards, or of the unforeseen.

Human errors, as they were named for convenience in this paper, do of course include human hazards in the narrower sense and strategies aimed at the prevention of errors or their consequences will have to extend to all adverse conditions the structure will meet during its history, no matter what their particular nature or classification may be. In Hammurabi's time a structure had to resist failure without any ifs or questions asked. This is still essentially the case despite all probabilistics and the "blaming of things", as it were.

To achieve this, different approaches have been found to provide part of the answer: A first and classic strategy has been seen to be the application of the design expression which includes safety margins to cover "reasonable" deviations of the building parameters from their assumed nominal values.



A second strategy was found to consist in an improvement not so much of the intensity as of the consistency of checking and supervision. It is quite obvious that this activity is limited practically to the duration of design and construction, unless certain controlling functions are extended beyond those stages, as is the case for certain types of structures such as railway bridges, power dams or structures of similar scope. The majority of structures however, will be left to itself and its users after the construction crew has left.

Other strategies will therefore have to be found to compensate for errors and hazards occurring after construction, as well as those that escaped the first two approaches to structural safety. In recent years, the beginnings of such strategies has been recognizable, with earthquake resistant design leading the field. Notions like design against progressive collapse, toughness or ductility of structures have made their appearance, triggered for example by the famous partial collapse of the Ronan's Point apartment building. They are what this author would like to call strategies of the third line of defense and they all have a common aim, to design a structure in such a way that failure, where it inevitably occurs, will be limited in scope, geometrically, in terms of value or danger to life.

In conclusion then, three types of strategy are presently being applied for the control of structural safety; by their state of advancement, they can be ordered:

1. Design safety margins, as represented by the typical expression
$$\text{minimum Resistance} \geq \text{maximum Loading}$$

This method is established and included in building codes and is being generally used in structural design and construction. Its development is very advanced and fine adjustments are presently being implemented. It is based on statistical recognition of the variation of building parameters, not considering random influence of human (or gross) errors.
2. Checking and supervision during design and construction. This strategy is generally applied in practice, with substantial effort but little consistency from case to case. A greater intensity not seeming to be probable in the near future, improvement will have to be found in the direction of making it more systematic and by directing the available effort onto where it counts. Research efforts in this field have been hesitant and much is left to be improved. The second strategy is mainly aimed at the elimination of human errors which are recognized to cause the majority of structural failures. The use of checklists for guidance seems indicated.
3. The beginnings of a third line defense strategy have been recognized in certain fields. It is aimed at equipping the structure with reserves for the case of accident or where the first and second lines of defense have failed to prevent structural failure. Specifically, types of initial failures possible or probable are established and limited in their scope through the choice of appropriate structural systems. Notions like earthquake resistant design, design against progressive collapse, ductility or toughness of structures, failure mechanics belong to this general approach. To make it into an effective and systematically used tool will be one of the tasks of the future.



XI

Influence of Soil Behaviour on Structural Design

**Influence du comportement des sols sur
le dimensionnement des structures**

**Einfluss des Bodenverhaltens auf
die Bemessung von Bauwerken**

Leere Seite
Blank page
Page vide

XIa**Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken**

Influence of Soil Behaviour on Structural Design

Influence du comportement du sol sur le dimensionnement de constructions de génie civil

CHRISTIAN VEDER

Dr. Ing. h.c.

Graz-Wien, Österreich

ZUSAMMENFASSUNG

Der moderne Bauingenieur und der Bodenmechaniker betrachten in enger Zusammenarbeit den Baugrund und das Bauwerk als eine Einheit, mit dem Ziel, eine gemeinsame Festigkeitswirkung zu erreichen.

Das Fundament leitet die Lasten des Bauwerks in den Boden ab, und muss, dem Baugrundverhalten entsprechend, als Flach- oder Tiefgründung gestaltet werden. Durch Spezialverfahren kann man, wenn erforderlich, die Bodeneigenschaften verändern.

SUMMARY

The modern civil engineer and the geotechnical engineer consider foundation soil and construction an entirety and cooperate closely with the aim of achieving a combined effect of strength.

The foundation diverts the load of the construction into the soil and therefore it has to be designed according to the properties of the foundation soil, either as deep foundation or as spread foundation. When necessary, the soil properties can be changed through special processes.

RESUME

L'ingénieur civil moderne et l'ingénieur géotechnicien conçoivent le sol et la construction comme une unité, et collaborent étroitement afin d'atteindre un degré de stabilité commun.

La fondation transmet les charges de la construction au sol et doit être formée, selon les qualités du sol, par des constructions plates ou profondes.

Les propriétés du sol peuvent être modifiées, si nécessaire, par des procédés spéciaux.



1. EINLEITUNG UND BEGRIFFSBESTIMMUNG

Vor der Mitte der Zwanzigerjahre betrachtete der Bauingenieur in der Regel das Bauwerk und sein Fundament als von einander unabhängig auszuführende Komplexe. Hie Bauwerk, hie Baugrund hieß es, wobei man dem letzteren, der ja doch die Kräfte und Lasten des Bauwerkes in sich aufzunehmen hat, wenig oder keine Beachtung schenkte.

Damals, 1925, erschien das grundlegende Werk von Karl Terzaghi: "Die Erdbau-mechanik auf bodenphysikalischer Grundlage". Er prüfte erstmals die physi-kalischen Eigenschaften des Bodens wie die anderer Baustoffe, etwa Stein, Beton oder Stahl; damit begann er, den Boden zu beobachten und sein Verhalten unter der Belastung des zu errichtenden Bauwerkes vorausszusehen.

Dies war der Leitgedanke, der dem Umdenken des modernen Bauingenieurs voraus-ging, nunmehr das Bauwerk und den Baugrund als Einheit zu betrachten, mit dem Ziel, eine gemeinsame Festigkeitswirkung zu erreichen. Daraus ergibt sich auch die Notwendigkeit einer überaus engen Zusammenarbeit des Bauingenieurs mit dem Bodenmechaniker. Diese Zusammenarbeit konzentriert sich auf das Fundament, von dessen Richtigkeit und Güte die Stabilität des Bauwerkes abhängt; d.h. das Fundament muß so beschaffen sein, daß die Gegebenheiten des übertägigen Bau-werkes sozusagen verkräftet werden können, und muß diesem speziellen Bauwerk auf diesem speziellen Boden die volle Standsicherheit gewährleisten.

Der Bodenmechaniker hat sich also, eventuell unter Zuziehung eines Ingenieur-geologen, ein klares Bild von der Beschaffenheit des Bodens, nach der Durch-führung aller erforderlichen Untersuchungen in Feld und Laboratorium zu machen. Voraussetzung dafür ist, daß er als Fachmann die Anwendungsmöglich-keiten und Grenzen der vielfältigen Methoden, der Spezialverfahren und Spezial-maschinen, welche bei einer Fundierung in Frage kommen, genau kennt. Der Fachmann, welcher beim Entwurf eines Fundamentes aus seinen besonderen Er-fahrungen und Erkenntnissen schöpft, bürgt auch dafür, daß das bei jedem Bau auf sich zu nehmende Risiko denkbar gering gehalten werden kann.

Sicherlich ergeben sich zunächst gewisse Diskrepanzen zwischen den Wünschen des projektierenden Bauingenieurs und den Möglichkeiten, die der Bodenmechaniker anbieten kann. In diesem Ineinandergreifen und Abgrenzen der Kompetenzen wird es darauf ankommen, in schrittweiser Detailarbeit, in stetem Wechselgespräch, alle möglichen Varianten zu prüfen, bis eine für beide Teile befriedigende Lösung gefunden ist.

Damit wird sich auch die Frage der Haftung klar beantworten. Es sei hier be-merkt, daß der Wirksamkeit der Ziviltechnikerhaftpflichtversicherung (Berufs-haftpflichtversicherung) Schranken gesetzt sind. Die Prämien erreichen, bei den im Spiele stehenden meist großen Bausummen, geradezu irrealen Höhen.

2. AUFGABENSTELLUNG

Die folgenden Ausführungen beruhen auf der mehr als 45-jährigen theoretischen und praktischen Erfahrung des Verfassers als Tiefbauingenieur in 12 verschie-denen Ländern der Welt.

Die Bodenmechanik stellt ein Fachgebiet des Bauingenieurwesens dar, und sie gründet sich selbstverständlich auf die anerkannten Regeln der Mathematik

und Physik. Man muß sich vor Augen halten: noch nie war der Boden und sein Verhalten so wichtig wie heute. Das hängt zusammen mit dem Ausverkauf der guten, verformungsarmen und tragfähigen Böden einerseits, und der Errichtung von in stets höherem Grade setzungsempfindlichen Bauwerken andererseits. Daher auch das erhöhte Augenmerk auf das zu erwartende Verhalten des Bodens, auf dem gebaut werden muß, daher auch die Wichtigkeit der Erforschung seiner Eigenschaften.

Das Bodenverhalten wird durch die in Feld und Labor ermittelten Bodenparameter beschrieben; diese bilden die Grundlage für die Bemessung der Fundamente, genau so wie die Angaben etwa über zulässige - und Bruch - Spannungen oder Dehnungen bei Stahl, Beton, Stein und Holz, sowie ihr plastisches und elastisches Verhalten die Bemessung von Bauwerken ermöglichen.

Die hierfür notwendigen Parameter des Bodens sind viel zahlreicher als jene von Stahl, Beton, Stein oder Holz, haben wir es beim Boden doch mit einem sogenannten Dreiphasensystem - Feststoff, Wasser und Luft zu tun, bei welchem z.B. aufgebrachte Belastungen einander entgegengesetzte Spannungen im Feststoff und im Porenwasser erzeugen, oder die Werte des inneren Reibungswinkels, der Kohäsion und des Verformungsmoduls von der Geschichte und Art der Vorbelastung abhängig sind, um nur ganz wenige Besonderheiten der Bodenparameter anzuführen.

Es soll die nach den heutigen modernen Gesichtspunkten rationellste Bemessung von Bauwerken in Funktion des Bodenverhaltens, aber auch unter Berücksichtigung der rasanten Entwicklung der maschinellen Einrichtungen besprochen werden; ältere, heute weniger gebräuchliche Methoden werden eventuell kurz erwähnt.

Im folgenden werden einfachheitshalber die Böden ihrem Verhalten nach eingeteilt in:

- wenig verformbare Böden, gut tragfähigen Baugrund, bzw. stark verformbare Böden, die wenig tragfähigen Baugrund darstellen. Die dem Bodenmechaniker geläufige Unterteilung in bindige (kohärente) und nicht bindige (kohäsionslose) Böden wird vermieden, da bei ungestörter Lagerung auch sogenannte nicht bindige Böden, solange nicht aufgelockert, eine sehr wirksame Kohäsion aufweisen können. (Verzahnungskohäsion)

3. WAS ERWARTET DER BODENMECHANIKER VOM BAUINGENIEUR? UND WAS KANN DER BAUINGENIEUR DEM BODENMECHANIKER BIETEN?

Angaben über:

- Die Größe, Richtung und Angriffspunkte der wirkenden Kräfte; also Bauwerkslasten, Schnee- und Windlasten, Beanspruchung durch Erdbeben oder andere Erschütterungen, ob sie vertikal, nach unten oder nach oben oder in anderer Richtung wirken, z.B. Erddruck und zwar sowohl für die Zeit nach Bauende aber auch für die einzelnen Bauphasen, welche ev. Zwischenlösungen wie provisorische Abstützungen etc. erfordern, z.B. für eine Baugrube.
- Die Möglichkeit, die Baugrubenumschließung in das fertige Bauwerk einzubeziehen.
- Die Verteilung der Lasten durch die einzelnen Komplexe des Bauwerkes wie Stiegenhäuser, Aufzüge, schwere Maschinen etc., sowie über eventuelle Veränderung dieser Lastverteilung infolge von Umlagerungen z.B. bei Magazinen, Silos etc.; ob also die Lasten ständig oder nur zeitweise wirken.



- Die erforderliche Tiefenlage der Fundamente unter Geländeoberfläche und unter dem Fundament angrenzender Bauwerke.
- Ob das Bauwerk als schlaff (im allgemeinen alle normalen Bauwerke, seien sie aus Ziegeln gemauert oder als Stahl- oder Stahlbetonskelett-hochbauten errichtet), oder als starr anzusehen ist (z.B. Silos, Reaktoren etc.). Danach richtet sich die Druckverteilung im Baugrund.
- Ist das Bauwerk definitiv oder provisorisch, d.h. ob es nach einiger Zeit demontiert werden muß.
- Die Lage des Bauwerks im Gelände, z.B. ob die Geländeoberfläche eben oder geneigt ist.
- Die allgemeinen Bodenverhältnisse, also ob es sich um einen festgelagerten Boden oder um eine junge Aufschüttung, um homogenen oder stark geschichteten Untergrund handelt.
- Den geologischen und hydraulischen Aufbau des Untergrundes, Grundwasserverhältnisse im näheren und weiteren Bereich der Baustelle. Die Lage der frostfreien Tiefe.
- Das Vorhandensein von alten Einbauten, wie alte Fundamente, alte Kanäle, etc.
- Das bisherige Verhalten eventuell in der Nähe befindlicher ähnlicher Bauwerke. Zulässige Gesamt- und differentielle Setzungen in vertikaler und schräger Richtung. In der Regel sind differentielle Setzungen von weniger als 1:1000 unbedenklich, geringer als 1:300 gerade noch zulässig, und bei 1:150 und darüber sind katastrophale Schäden zu erwarten.
- Das Ausmaß der gestatteten Beeinflussung der umliegenden Bauwerke durch zu erwartende Bodenbewegungen, Lärm, Staubentwicklung.
- Die notwendige Gestaltung der Isolierungen gegen das Grundwasser, ob diese absolute Trockenheit der Keller garantieren müssen oder ob eine gewisse Feuchtigkeit zulässig ist.
- Die Ableitung der Abwässer, herrührend von Regen, Küchen, Waschräumen, Drainagen etc. in den Vorfluter.
- Bewegliche Anschlüsse der allgemeinen Zu- und Ableitungen, welche infolge von starken Setzungsdifferenzen nötig werden können.
- Die Beeinflussung des zu projektierenden Bauwerkes durch spätere Um- oder Zubauten sowie durch geplante Nachbarbauten inklusive U-Bahnen, welche unter Umständen das projektierte Bauwerk unterfahren müssen etc.
- Die vorgesehene Bauzeit
- Die Möglichkeit, moderne Baumaschinen einzusetzen.
- Das Vorhandensein von geschulten Arbeitskräften z.B. bei Arbeit in Entwicklungsländern.
- Die möglichen und zulässigen Varianten.

Zudem erwartet der Bodenmechaniker selbstverständlich schon vor und während

der Projektierung zur Behandlung aller ihn betreffenden Probleme des Bodens und der Fundamentgestaltung herangezogen zu werden.

Der Bodenmechaniker muß die Möglichkeit haben, die Qualität der Fundierungsarbeiten zu kontrollieren.

4. WAS ERWARTET DER BAUINGENIEUR VOM BODENMECHANIKER, UND WAS BIETET DER BODENMECHANIKER DEM BAUINGENIEUR?

Angaben über:

- Die Sicherheit gegen schädliche Verformungen des Bauwerks, wie Setzungen, Gleiten, mechanischer Grundbruch.
- Die Sicherheit gegen schädliche Einflüsse des Wassers im Boden durch Frost, Feuchtigkeit, hydraulischen Grundbruch, Grundwasserabsenkung.
- Die Möglichkeiten der Ausführung verschiedener Varianten mit entsprechenden Vergleichen in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht.
- Die Berechnungen, welche zur Bemessung der Fundamente führen.
- Die zweckmäßigsten Baumethoden 4.3.1 - 4.3.3.
- Den zweckmäßigsten Bauablauf (die Aufeinanderfolge der einzelnen Bauphasen).
- Die eventuell nötige Wasserhaltung durch Pumpen in der Baugrube, durch Grundwasserabsenkung mittels Brunnen außerhalb oder innerhalb der Baugrube.
- Vorzusehende Sicherheitsmaßnahmen für den Fall, daß plötzlich gefährliche Erd- oder Wasserbewegungen eintreten, z.B. Einbau von provisorischen Stützmaßnahmen, wie Spundwände, Schüttungen von Sand und Kies, provisorisches Fluten der Baugrube.
- Einzubauende Meßgeräte wie Erddruckmesser, Extensometer, Porenwasserdruckgeber etc. unter der Fundamentsohle und im darunterliegenden Boden zur Beobachtung des Verhaltens der Fundamente während und nach der Fertigstellung des Baues.
- Die Möglichkeit, im Falle von unvorhergesehenen Verformungen einzelne Gebäudeteile einrichten zu können, z.B. durch hydraulische Pressen.

Von besonderer Bedeutung sind folgende Kapitel:

4.1. Bodenverhalten in Abhängigkeit von der Bodenstruktur

Einteilung der Böden in zwei Hauptgruppen:

- 4.1.1 relativ tragfähige Böden von hoher Festigkeit und geringer Verformbarkeit
- 4.1.2 relativ wenig tragfähige Böden von geringer Festigkeit, stark verformbar

ad 4.1.1 Hoch sind Raumgewicht, Verformungsmodul, der Wert des inneren Reibungswinkels und die Kohäsion. (Wichtig: Verzahnungskohäsion bei Sand-Kiesböden).

- Gut abgestufte Kornverteilung



- Geringer Kolloidgehalt, geringe Tixotropie, geringe Neigung zu Verflüssigung
- Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f ist relativ groß, dadurch keine zeitliche Veränderung des Wertes γ^o und der Kohäsion durch Porenwasserdruck
- Keine Neigung zu Bodenbewegungen infolge Frosteinwirkung

ad 4.1.2 Sie weisen sozusagen die "reziproken" Merkmale der tragfähigen, homogenen unter 4.1.1 genannten Böden auf.

Unter nicht-homogenen Böden versteht man in erster Linie solche, welche im Falle von Ton- und Schluffböden von relativ dünnen wasserführenden, stark durchlässigen Sandschichten durchzogen sind; im Falle von Felsgestein sind es Klüfte, im Falle von Sand- Kies oder Felsgestein sind es relativ dünne hochplastische kolloidale Tonschichten.

Die ersteren können unerwartet hohe Porenwasserdrücke, und damit plötzliche Gleitbewegungen bewirken, die letzteren stellen häufig vorgebildete, anfangs oft unbeachtete Gleitflächen dar. In beiden Fällen sind Drainagen, bzw. Konsolidierungsmaßnahmen vorzusehen.

4.2. Hinweise für Bodenuntersuchungen

Obwohl die Bodenuntersuchungen das ureigenste Gebiet des Bodenmechanikers sind, kommt es immer wieder vor, daß lange vor Beginn der Bauarbeiten z.B. Bohrungen ohne Beiziehung eines Bodenmechanikers durchgeführt werden. Wird er später doch als Gutachter zugezogen, scheut er sich oft, neue Bodenaufschlüsse zu verlangen, und "bastelt und zaubert" in seiner Not so gut es geht, auf Grund der vorliegenden und oft lückenhaften Ergebnisse, die Grundlagen für die heiklen Bemessungen zusammen. Diese können durch irreführende Angaben über die wichtigsten Kennziffern und Parameter zu grob fehlerhaften Beurteilungen und Voraussetzungen über das Baugrundverhalten führen, und sehr teure Mißerfolge zur Folge haben.

Die wichtigsten Grundlagen für Forschungen und Berechnungen sind noch immer die Beobachtungen und Prüfergebnisse aus den ungestört entnommenen Bodenproben, gewonnen aus Bohrungen und Schürfungen.

Zusammenstellung der wichtigsten Bodenuntersuchungen im Feld, bei welcher der Bodenmechaniker oder sein Vertreter stets persönlich anwesend sein sollen.

- Schürfen in Röschen (Gräben) oder Schächten
- Bohrungen und Entnahme von gestörten und ungestörten Bodenproben.
- Sondierungen (Druck- oder Schlagsondierungen von der Bodenoberfläche oder von der Sohle des Bohrloches aus)
- Seismische Untersuchungen
- Geoelektrische Untersuchungen

- Messung der natürlichen elektrischen Bodenpotentiale in Schächten oder Bohrungen
- Bestimmung der Dichte des natürlichen Bodens in situ
- Bestimmung des Wassergehaltes des natürlichen Bodens in situ
- Bestimmung des Durchlässigkeitskoeffizienten k_f durch Probeabsenkungen des Grundwasserspiegels oder Wasserabpreßversuche
- Lastplattenversuche
- (bei Felsgestein) Bestimmung des inneren Reibungswinkels und der Kohäsion durch Versuche in situ.

Es ist die Meinung der Fachleute, daß es heute nicht so wichtig ist, neue, oft nur theoretisch verfeinerte Methoden auszuarbeiten, vielmehr bei der Anwendung der bisher verwendeten bewährten Verfahren die bekannten Regeln zu befolgen, und ihre Ergebnisse mittels modernen Methoden aufzuzeichnen, um möglichst brauchbare Bemessungsgrundlagen zu gewinnen.

Im folgenden möchte ich, auf Grund meiner über 45-jährigen Erfahrung, die wichtigsten dieser Regeln anführen:

- Schon vor Beginn der Schürfarbeiten, die nicht unter Zeitdruck stehen sollten, an den Einbau der Meßgeräte (Extensometer, Erddruckgeber, Piezometerrohre etc.) denken
- Der Bodenmechaniker oder sein Vertreter sollte möglichst während der ganzen Dauer der Bohrung anwesend und das Fachpersonal langjährig geschult sein.
- Grundsätzlich: Kerndurchmesser $\geq \varnothing 15$ cm; Bohrgeschwindigkeit, Druck am Gestänge und Spülung sind den Bodenverhältnissen anzupassen
- Die Kernkisten müssen die gesamte gestörte Kernentnahme möglichst lückenlos, in allen Details dokumentieren, die ungestörten Bodenproben müssen bis zum Eintreffen im Labor sorgfältigst geschützt werden. Farbphotos sind unerläßlich
- Die Vertikalität des Bohrloches ist durch Messungen zu überprüfen (die Bohrkronen und das Gestänge weicht harten Blöcken aus!)
- Die Tiefe des Grundwasserspiegels ist zu prüfen. Artesisches Wasser ist zu beobachten
- Der Wasserspiegel im Bohrloch muß gleich hoch oder höher als der Grundwasserspiegel sein; Beobachtung der Schwankungen durch Piezometer
- Die Beobachtung der Bodenspannungen durch den Erddruckgeber
- Gefährlich sind Bohrungen dort, wo später etwa mit Druckluft gearbeitet wird; (Gefahr von Ausbläsern z.B. bei U-Bahnbauten) auch kann durch ein Bohrloch in der Baugrube später Wasser eintreten.



4.2.1 Neuere Methoden für Bodenaufschlüsse und Berechnungen

- Messung der Felsauflockerung mittels Multikanalfraktometer
- Messung der elektrischen Potentialdifferenz mittels einer Bohrlochsonde
- Beobachtung der Veränderung des Porenwasserdruckes mit der Zeit
- Beobachtung der Veränderung der elektrischen Potentialdifferenz mit der Zeit
- Bestimmung der mineralogischen Zusammensetzung von Tonböden mittels Röntgendiffraktometer. Vorbehandlung mit Ionenbeladung zur besseren Bestimmung des Montmorillonits.
- Fotografische Dokumentation der Aufzeichnung durch den Oszillografen
- Neue Berechnungsmethoden des mechanischen Grundbruches nach ÖNORM
- Neue Berechnungsmethoden mittels finiter Elemente

4.3. Aussagen des Bodenmechanikers: Wie beeinflußt das Baugrundverhalten den Entwurf des Fundamentes

- Wichtiger Grundsatz: Sogenannte gemischte Gründungen, also eine Kombination von z.B. Flach- und Pfahlgründungen, sind zu vermeiden.

4.3.1 Das Baugrundverhalten gestattet ohne besondere Maßnahmen Flachgründungen

Unter Flachgründungen versteht man Fundamente, welche direkt auf den tragfähigen, zu geringer Verformung neigenden Boden aufgesetzt werden. Hierbei ist folgendes zu beachten: Für eine möglichst gleichmäßig verteilte Belastung des Fundamentes durch das Bauwerk ist zu sorgen. Die Gründungssohle kann dabei, um das teure Baugelände möglichst auszunützen, auch mehrere Stockwerke unter der Bodenoberfläche liegen. In diesem Falle sind Baugrubenumschließungen zu bauen, welche zweckmäßigerweise zugleich einen Teil des Bauwerkes bilden, wobei der Boden durch die Baumaßnahmen möglichst wenig entspannt werden darf.

Falls kein Grundwasser vorhanden und der Boden nicht eben breiig ist, verwendet man aufgelöste Bohrpfahlwände, bei Grundwasserzudrang und praktisch in Böden jeder Konsistenz, dichte Schlitzwände. Heute baut man die Baugrube auch bei Auflasten unmittelbar neben der Baugrubenumschließung meist ohne provisorische Verpölung, also mittels Verankerung, als vorgespannte Wand oder mit T-förmigen Versteifungsrippen. Ferner Verwendung der "cover and cut"-Methode, d.h. man betoniert vor dem Aushub des jeweiligen Kellergeschosses die korrespondierende Decke, diese dient gleichzeitig als Aussteifung und kann eventuell auf provisorischen oder definitiven Stützen ruhen. Die Gründung dieser Stützen reicht unter die Fundamentsohle, was bei dem angenommen guten Baugrund kein Problem ist. Wenn Keller staubtrocken sein sollen, muß die Baugrubenwand und -sohle durch eine Isolierung oder mittels Sperrbeton gedichtet werden. Beide muß man gegen Auftrieb sichern, entweder durch Verankerung, durch das Eigengewicht oder durch Einspannen der Sohlplatte in die Seitenwände. Ist der Boden etwas aber nicht zu stark wasserdurchlässig, Wasser unter der Bodenplatte über einen Filter dauernd abpumpen und so sehr wirtschaftlich die Platten vom Auftrieb entlasten. Statt Isolierung der Seitenwände Errichtung eines Verkleidungsmauerwerks, und das durch die Wand tropfende Wasser über einen Sohlkanal

abpumpen.

Die unter der Fundamentsohle in den Boden geleiteten Spannungen bewirken Verformungen, welche, was die Vertikalverformung betrifft, nach den heute meist verwendeten Berechnungsverfahren relativ gut vorausszusagen sind.

Dabei ist folgendes zu berücksichtigen:

Den Verformungsmodul bei seitlich behinderter und unbehinderter Ausdehnung im Labor, an sorgfältig aus Schürfungen entnommenen und in die Geräte (Ödometer, Triachsialapparat etc.) eingebauten Bodenproben bestimmen.

Falls in der näheren Umgebung noch keine entsprechenden, immer sehr wichtig zu nehmenden regionalen Erfahrungen vorliegen, sind Großbelastungsversuche im Feld ratsam. Da die Probeflächen meist kleiner sind als jene des Gebäudes, ist Rücksicht darauf zu nehmen, daß der Verformungsmodul mit der Tiefe meist größer wird; die zu erwartende Setzung wird also kleiner sein als errechnet.

Durch Beobachtung der Verformungen, Risse etc. an Bauten im fraglichen Bereich kann man Schlüsse ziehen auf die Verformbarkeit des Bodens und das Verhalten des zu errichtenden Bauwerks.

Es müssen nicht nur die Gesamtsetzungen, welche im allgemeinen für die Mitte des Gebäudes gelten, berechnet werden, sondern auch die Setzungsdifferenzen zwischen Mitte und Randzonen.

Ein normaler Stahl- oder Stahlbetonskelettbau auf normaler Gründung (Einzel-, Streifen- oder Plattenfundamenten) verhält sich als schlaffes Bauwerk, d.h. theoretisch müßte sich der Boden, und damit das Bauwerk, unter den aufgebauten Spannungen in Gestalt einer (berechenbaren) Setzungsmulde verformen. Der äußere Rand der Setzungsmulde reicht theoretisch beträchtlich über die Gebäudeflucht hinaus. In diesem Falle beträgt die Setzungsdifferenz zwischen Gebäudemitte und Gebäudeflucht etwa die Hälfte der Gesamtsetzung. Theoretisch müßte sich der Boden, bzw. die nahe dem neuen Gebäude befindlichen Altbauten ebenfalls setzen.

Nach neuen Beobachtungen, vor allem beim Bau der Frankfurter Hochhäuser, entsteht zwischen dem Neubau und den bestehenden Gebäuden ein sog. Setzungssprung, d.h. die Setzungsmulde ist auf den Neubau beschränkt, und die umliegenden Häuser setzen sich so wenig, daß keine Schäden auftreten. Offenbar wird der Boden unter dem Neubau während der vertikalen Zusammendrückung auch seitlich verdrängt und dadurch die Setzungsmulde am Rande stark "versteilt".

Bezüglich des Schutzes gegen Fundamentbewegungen infolge Unterfahrungen z.B. durch U-Bahnen (siehe 4.3.3. Injektionen, Grundwasserabsenkung, Gefrieren des Bodens).

4.3.2 Das Bodenverhalten erfordert Tiefgründungen

Tiefgründungen übertragen die Bauwerkslasten auf tieferliegende, weniger verformbare Schichten. Dadurch wird die Tragfähigkeit des Fundamentes im Vergleich zu Flachgründungen erhöht oder bei gleicher Last die Setzung vermindert.

- Pfähle: Grundvoraussetzungen für das Gelingen einer Pfahlgründung:
Geschultes, verantwortungsbewußtes Fachpersonal, ständige Kontrolle durch die Bauführung

Lastübertragung in den Boden teils über Mantelreibung teils über Widerstand der Sohle. (Bei Zugpfählen nur über die Mantelreibung). Die Pfahlsohle soll zuverlässig in den tragfähigen Boden einbinden



Die Tragfähigkeit kann erhöht werden durch Einstampfen oder Einrütteln von Kies in den Boden, oder Einpressen von Zementmörtel unter der Pfahlsohle. Knickgefahr bei Pfählen auch in weichen Schichten, besteht nicht

Die Wahl des Pfahldurchmessers richtet sich nach der aufzunehmenden Last. Man zieht einen Pfahl mit größerem Durchmesser einer Pfahlgruppe aus zahlreichen Pfählen mit kleinem Durchmesser vor

Ein Pfahl oder Schlitzwandelement mit großem Trägheitsmoment ist einer Gruppe geneigter Pfähle zur Aufnahme von Horizontalkomponenten vorzuziehen

Die Bemessung von Pfahlgründungen erfolgt entweder auf Grund von Probebelastungen, Erfahrungswerten oder vorsichtig zu wählenden Tabellenwerten

- Rammpfähle: Durchmesser zwischen ca. $\varnothing$ 10 und 90 cm sind anzuwenden:
Wenn zu durchfahrende Schichten besonders weich sind; wenn Bodenoberfläche unter Wasser liegt; wenn lockere Sandschichten durch das Einrammen von Pfählen verdichtet werden können.
- Bohrpfähle: Durchmesser $\varnothing$ ca. 10 - 250 cm und darüber. Sie sind dort anzuwenden, wo die Umgebung möglichst wenig durch Erschütterung, Lärm und Bodeneintrüttelung gestört werden darf.
Kleinbohrpfähle bis $\varnothing \sim 20$ cm vor allem für Unterfangungsarbeiten, als Stabwände und Baugrubenumschließung etc.
Bei verrohrten Bohrpfählen: Achtung auf die Gefahr der "Einschnürung" der Betonsäule und der Verschiebung der Stahlbewehrung während des Ziehens der Bohrröhre.
Bei unverrohrten Bohrpfählen muß sofort nach Fertigstellung der Bohrung betoniert werden, um eine Verdickung des Bentonitkuchens, welcher erfahrungsgemäß durch die aufsteigende Betonsäule verdrängt wird, zu vermeiden.
- Schwimmkästen
Schwimmkästen werden auf die vorher planierte Bodenoberfläche unter der Wasseroberfläche gesetzt. Der Boden muß gut tragfähig sein, der Schwimmkasten kann auch durch seitlich angebrachte Pfähle gesichert werden (für Quaimauern "Offshore" - Bohrinselfn, - Öltanks, etc.).
- Senkkästen: Sie wurden vor der Einführung von Pfählen mit großer Tragfähigkeit und von Schlitzwänden für die Gründung von Brückenpfeilern, Tiefgaragen etc. verwendet; heute verwendet man sie, wenn der Boden unter Grundwasserspiegel relativ weich ist oder große Blöcke vorhanden sind. Sie können unter freiem Wasserspiegel auf vorher in den Untergrund eingebaute Pfähle gesetzt werden.
- Offener Aushub: Falls die Gründung auf Pfählen zu unsicher erscheint (z.B. in Erdbebengebieten) und kein oder nur wenig Grundwasser angetroffen wird, werden steil geböschte, mit Spritzbeton gesicherte Baugruben durch die oberen wenig tragfähigen Schichten so hergestellt, daß das Bauwerk direkt auf den darunterliegenden tragfähigen Boden aufgesetzt werden kann.

4.3.3 Das Baugrundverhalten kann durch Spezialverfahren so verändert werden, daß technisch und wirtschaftlich vertretbare Gründungen ermöglicht werden.

Spezialverfahren, welche bei Setzungs- und Grundbruchgefahr den Boden

tragfähig machen:

Dynamische Intensivverdichtung: Verdichtung von locker gelagerten Sand- und Kiesböden.

Brantkalk: das Beimischen von Brantkalk kann die Oberfläche von Tonen und Schluffen für leichtere Bauten tragfähig machen.

Belastung mit einer Lockergesteinsschicht für weichen, tonig-schluffigen Sandboden mit Torfzwischenlagen bei hoch liegendem Grundwasserspiegel; die Spannung auf die Bodenoberfläche muß dabei mindestens $1\frac{1}{2}$ - 2 mal so groß sein wie die spätere Nutzlast. Nach der Entlastung keine weiteren Setzungen. Beschleunigung und Vergrößerung der Konsolidierung durch Vertikaldrainagen.

Tiefenrüttelverfahren: Für die Aufnahme schwerer Bauten auf Böden bei Korngrößen zwischen Sand und Steinen erhöht das Verfahren das Tragvermögen beträchtlich.

Verfahren der bewehrten Erde oder Bodenvernagelung, verwendet an Stelle von normalen Verankerungen von Stützbauwerken in Lockergestein.

Ersatz durch Sand und Kies: Für weiche Böden geringer Konsistenz; der Aushub erfolgt bis ~10 m Tiefe, wird durch Sand und Kies ersetzt und befähigt den Boden zur Aufnahme großer Lasten (Dock- und Hafenanlagen).

Injektionen mit Zement und chemischen Produkten zur Stabilisierung von Lockern, stark wasserführenden Böden (meist Schwimmsand).

Grundwasserabsenkung mit Hilfe von Brunnen oder Wellpoints. Die auftretenden Setzungen können zwischen wenigen Zentimetern (Stuttgart) und vielen Dezimetern (Venedig) liegen.

Gefrieren des Bodens (sehr wirksam aber relativ teuer): Vermeidung von Wassereintritten, Stabilisierung jeder Bodenart, Ermöglichung einfacher Aushubarbeiten für den Tunnel- bzw. Schachtvortrieb, Baugrubenumschließungen und Verschließung von Lücken in Umschließungswänden unter Grundwasserspiegel.

4.3.4 Einfluß des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken in von Erdbeben betroffenen Gebieten.

Allgemeine Richtlinien für Bauten in Erdbebengebieten siehe DIN 4149 und ÖNORM B 4015. Was insbesondere das Bodenverhalten anlangt, gilt folgendes:

- Bei Felsgestein: Hauptsächlich Longitudinalwellen mit relativ kleinen Amplituden relativ großer Frequenz (Hertz), daher Achtung auf horizontale Verschiebungen; max. horizontale Beschleunigungen $\sim 0,19 g$.
Lockere äußere Felspartien durch Verankerung und Injektionen befestigen.
- Bei Kies und Sand Erdbebenwirkung umso intensiver, je dicker die Schichten über Felsoberfläche. Dicht gelagerte wassergesättigte Kiese und Sande nicht durch Einbauten wie Pfähle, Senkkästen etc. auflockern. Relativ junge Sedimente sind sehr erschütterungsgefährdet, Erhöhung der Dichte eventuell durch Verdichtungspfähle, Tiefenrüttler. Vermeidung von frei aufgelagerten Bauteilen z.B. bei Brücken.
- Bei Schluff, Ton, Torf: relativ starker Einfluß von Transversalwellen.



relativ große Amplituden
relativ kleine Frequenz

Auftreten von wellenförmigen Verformungen der Bodenoberfläche, welche umso größer sind je größer die Schichtdicke über dem festen Fels oder der dichtgelagerten Sand-Kiesoberfläche ist. Die Wellenbewegung kann zur Ausbildung von charakteristischen Scherrissen (unter 45° geneigt) führen und im Extrem zum Umfallen von hohen Gebäuden (Erdbeben in Mexiko City, 1959) und zum Abheben von nicht nach unten verankerten Auflagern von Brücken, leichten Bauwerken etc.

Einige grundsätzliche Bemessungsrichtlinien: Es soll:

- die Baugrube möglichst nach Aushub der weichen Schichten auf die darunterliegenden, festen Schichten (Sand, Kies, Fels) geführt werden (siehe 4.3.2)
- die Bauwerkslasten auf Pfähle mit großem Durchmesser oder Schlitzwandelemente abgeleitet werden (ev. Schrägpfähle). Vertikal nach oben gerichtete Erdbebenkraft durch Verankerungen aufgenommen werden (z.B. bei Brücken, leichten Hallenbauten etc.)
- das Bauwerk so in den Untergrund eingefügt werden, daß das Gewicht des Bauwerkes nur um wenig größer ist als jenes des ausgehobenen Bodens; (siehe kompensierte Gründung z.B. die 140 m hohe Torre Latina Americana in Mexico City).

L i t e r a t u r

- Terzaghi, K., Peck, R., B., Soil Mechanics in Engineering Practice
- Auswirkungen des Erdbebens vom 6. Mai 1976 (Friaul) H. Litscher u. B. Strobl
- Semih S. Tezcan, Proceed. of ASCE "Structural Div. Sept. 1971"
- Sitzungsberichte der Internationalen Kongresse für Bodenmechanik und Grundbau (ICSMFE) (alle 4 Jahre, insgesamt bisher 9 Kongresse) letzter Kongreß in Tokyo 1977.
- Sitzungsberichte der Europäischen Kongresse für Bodenmechanik und Grundbau (alle 4 Jahre, insgesamt bis 6 Kongresse), letzter Kongreß in Wien 1976
- Sitzungsberichte der Baugrundtagungen der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. (alle 1 1/2 Jahre), letzte Tagung in Berlin, 1978
- Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden- und Felsmechanik (jährlich 2 Tagungen).
- Sitzungsberichte der Donaueuropäischen Kongresse für Bodenmechanik und Grundbau (alle 3 Jahre, insgesamt bisher 5 Kongresse), letzter Kongreß in Bratislava, 1977
- Periodisch erscheinende Fachzeitschriften wie z.B. Geotechnik, Zeitschrift für Bodenmechanik, Felsmechanik, Grundbau, Ingenieurgeologie, herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
- Géotechnique, herausgegeben von "The Institution of Civil Engineers", London.
- Journal of the Geotechnical Engineering Division, herausgegeben von "The American Society of Civil Engineers" (ASCE)
- Seed H., B., Design Provisions for Assessing the Effects of Local Geology and Soil Conditions on Ground and Building Response During Earthquakes. Struktural Engin. Ass. of Southern California, Earthquake Symposium, June 1975, Los Angeles.

**XIb****Influence of Soil Behaviour on Structural Design**

L'influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures

Der Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

S. THORBURN

Senior Partner
Thorburn and Partners
London, England

SUMMARY

This report accentuates the need for bridge engineers to liaise closely with geotechnical engineers in situations where the training and experience of the former place a limit on their ability to cope with the relevant geotechnical problems.

Proper management and autonomy of the design team is imperative in situations where the bridge engineer has insufficient experience to make geotechnical judgements.

RESUME

Ce rapport relève l'importance d'une collaboration étroite entre l'ingénieur staticien et le géotechnicien là où l'expérience du premier ne suffit plus pour faire face aux problèmes géotechniques. Cette collaboration doit être réglée de façon impérative au sein d'une équipe de projet.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht weist auf die Bedeutung einer guten Zusammenarbeit zwischen Brückeningenieur und Geotechniker hin in Situationen, wo die Erfahrung des erstgenannten nicht ausreicht, um mit den geotechnischen Problemen fertig zu werden. Diese Zusammenarbeit muss innerhalb einer Entwurfsgruppe sichergestellt sein.



1. INTRODUCTION

In the Spring of 1971 the Institution of Structural Engineers in Great Britain provided active support to a proposal by members of the Institution that recognition should be given in general design practice to interactive effects together with the need to stimulate research on the physical response of structures to foundation movements. In November 1977 a state-of-the-art report on Structure-Soil Interaction relating to buildings and bridges was produced by this Institution.

The state-of-the-art report emphasised how essential it is for design purposes that the possibility of ground movements should be recognised, and, where anticipated, that they should be quantified.

This apparently simple statement implies that:

- a. The physical structure of the ground, the groundwater regime and the characteristics of the superficial and solid deposits can be defined.
- b. The design solution is sufficiently advanced for the structural loads and their disposition to be assessed.
- c. Theoretical methods of prediction or empirical relationships based on experience exist whereby ground movements can be quantified.

The requirements of (a) are met by adequate site investigation work. Progress towards the final design solution is generally an iterative process involving (b) and (c) using the information accumulated on (a).

The current state-of-the-art, or knowledge, of interactive analysis is not extensive and many senior engineers have dealt with such complex problems successfully by using empirical techniques derived from long experience.

In many instances a practical acquaintance with bridge performance can be of more direct value in design to engineers than rigorous theoretical predictions since experience often provides better design information than analytical procedures based on poor physical models. However complete reliance on knowledge of behaviour as providing universal solutions to problems can be dangerous because of the natural limitations on knowledge generally possessed by individual engineers. The complex nature of soils does not permit universal application of empiricism since relationships based on observation may change radically with varying boundary conditions.

The limitations on the use of empiricism in design practice are demonstrated by a study of the situations under which problems have arisen. Generally failures have resulted from a significant departure from routine patterns of loading, traditional types of structure and familiar ground conditions. Sometimes a lack of awareness of the importance of significant changes in such factors causes difficulty and only serves to emphasise the problems confronting the engineer who attempts to extrapolate beyond his relatively limited knowledge and experience.

The bridge engineer would be prudent to obtain the advice of the geotechnical engineer in unfamiliar geological situations with the clear realisation that only the bridge engineer has a full understanding of the ability of the structure to deform and transfer stress. The geotechnical engineer can determine the soil characteristics, assess the physical structure of the ground



and predict the probable ground deformations for a given set of loads and structural rigidity but the performance of the bridge is the sole responsibility of the bridge engineer since he alone controls both loading and rigidity.

The prime role in the design team is played by the bridge engineer and the invaluable supportive role is played by the geotechnical engineer.

Design management is, therefore, as important as good structural design and the bridge engineer must ensure that the efforts of the design team, including the work of the geotechnical engineer are properly co-ordinated. There is a distinct difference between the bridge engineer (1) making a sound judgement based on specialist advice from the geotechnical engineer and (2) surrendering the making of decisions on portions of his design to the geotechnical engineer.

The deliberate transfer of decision-making to engineering specialists does not diminish the responsibility of the bridge engineer for the competence of the complete structure. Extreme conservatism or the potential for failure can result from fragmentation of the design process.

2. DESIGN PHILOSOPHY

The criteria for sound economic design embrace the following considerations:

- a. An appreciation of ground movements and related interactive effects.
- b. A careful appraisal of the theoretical concepts used for analytical purposes.
- c. An awareness of the difficulties of obtaining characteristic soil parameters.
- d. An understanding of the benefits provided by simplicity of design and construction.
- e. A recognition of the advantages of good design management.

An infinitely rigid foundation exists only as a hypothesis for the simple analysis of structures. Numerous bridge structures are associated with embankments on soft compressible soils and the resulting ground movements in the vicinity of the abutments and bankseats affect the design and performance of these structural elements. Interactive effects on bridge structures are inevitable in situations where foundations are subjected to relative displacements. The bridge engineer may choose to ignore these secondary effects and design the structure on the assumption of unyielding supports, but the interaction will nevertheless be experienced and its effect may be more than envisaged.

Interactive effects can be directly caused by ground movements unrelated to the construction of the highway embankments or bridges. The effects of mining subsidence on a bridge can be of greater severity than those directly associated with the construction of the bridge and associated embankments. Other indirect causes of interaction are the construction of new buildings, basements and tunnels in an urban situation, ground displacements and vibrations due to blasting and pile-driving operations, seismic excitation and river scour effects.



The geotechnical engineer can assist the bridge engineer in the identification of probable sources of ground movements and can quantify the displacements.

The bridge engineer should examine the validity of the physical models used in his theoretical analyses and compare his idealisations with reality. The same duty should be imposed on the geotechnical engineer and consequently the compatibility of the soil and structural models should be examined and approved by the bridge engineer. As a general rule the degree of sophistication adopted by the bridge engineer should be related to that employed by the geotechnical engineer for idealisation of the behaviour of the soil mass. Sophisticated and rigorous analytical solutions to design problems are not always appropriate or necessary and a high order of sophistication is only valid if all variables can be defined. Lack of definition of variations in ground conditions can render structural analyses meaningless and result in completely misleading predictions of interactive effects. If the physical structure of the ground is complex and cannot be defined at reasonable cost then sophisticated analyses are inappropriate and simple design methods provide better aids to judgement.

The training and experience of the geotechnical engineer provide him with an awareness of the difficulties of determining characteristic soil parameters and it is essential that these problems of definition of real parametric values are conveyed to the bridge engineer. The intrinsic variability of soils both in physical structure and properties should not however, either deter the geotechnical engineer from assessing upper and lower limits of behaviour to aid the judgement of the bridge engineer or be presented as an excuse for inadequate or inappropriate site investigation work.

The bridge engineer should not be too specific at an early stage in the design process if advantage is to be taken of the specialist advice of the geotechnical engineer who is often able to make early predictions of the orders of magnitude of relative displacements without recourse to refined calculations and comprehensive investigations.

As a corollary, it is essential that the geotechnical engineer should be involved in the design process at as early a stage as possible since any adverse effects of interaction can be kept within acceptable limits by proper design and construction techniques.

Simplicity of design and construction in situations where relatively large ground movements are anticipated is of paramount importance and the bridge engineer should examine the ability of his design to accommodate or resist the probable relative displacements predicted by the geotechnical engineer. Simplicity may also lead to overall project economy since apparently cheaper sophisticated designs can involve longer construction times with the resulting cost penalties. A balance must be sought between the material savings indicated by a sophisticated solution and the time savings in constructing a relatively conservative simple bridge. The elegance or aesthetic appeal of a bridge is not necessarily compromised by the adoption of simplicity in design and construction and simplicity of concept can provide the bridge engineer with the facility to accommodate the anticipated ground movements. The geotechnical engineer is confronted by sufficient natural complexities without artificial restraints on predictions of performance being imposed by complex bridge designs.

The essential requirement for good design management cannot be over-emphasised and the bridge engineer occupies the prime function. The secondary role performed by the geotechnical engineer is of major importance in analysing the situation and advising the bridge engineer, and the timing of the involvement

of the former is critical to the design process. Late involvement of the geotechnical engineer may result in the adoption of inappropriate solutions. Intermittent and infrequent involvement of the geotechnical engineer may also result in fragmentation of approach and lack of coherence of solutions to the various geotechnical problems. Autonomy and unity of effort will ensure that there is adequate communication of concept and detail between the bridge engineer and the geotechnical engineer.

3. DESIGN PROCESS

The geotechnical engineer may be involved with the following aspects of bridge design:

- a. Stability and performance of abutments and bankseats
- b. Stability and performance of shallow spread footings
- c. Stability and performance of pile foundations
- d. Effects of downdrag and lateral soil displacements on piled bridge abutments caused by highway embankments on soft compressible soils
- e. Assessment of lateral soil pressures on abutments and wingwalls
- f. Effects of mining subsidence
- g. Stability and performance of land and river cofferdams, including scour effects
- h. Effects of construction on permanent works

Structures with asymmetrical load distribution on soft soils have a potential for instability where the ratios of applied stress to limiting stress are high. This situation can exist where high embankments and associated bridges are constructed either on deep soft alluvium or adjacent to river channels.

The geotechnical engineer can analyse the particular situation in terms of total and effective stresses to advise the bridge engineer on the probable short and long term stability of the abutment or bankseat configuration and choices of foundation solution. A piled foundation does not necessarily ensure stability in situations of asymmetrical load distribution on deep very soft soils.

Although there are well-established procedures available to the geotechnical engineer for stability analyses an adequate definition of the variations in the physical structure and characteristics of the underlying soil is essential. Proper methods of sampling and field testing are necessary if the characteristics of soft cohesive soils are to be determined with acceptable accuracy for refined methods of stability analysis. Continuous piston sampling of soft cohesive soils and meticulous examination and comprehensive description of air-dried split samples are essential pre-requisites for the assessment of the intrinsic properties of the soil mass. The inevitable variations in soils necessitate some reliance on engineering judgement and a study is often made by the geotechnical engineer of the sensitivity of solutions to variations in important soil properties, and the physical structures, as an aid to judgement. The bridge engineer places considerable reliance on the judgement of the geotechnical engineer to correctly interpret the situation since mass failure of soft soils under major asymmetric loading cannot be prevented by normal abutment designs.



In water-bearing fine-grained non-cohesive soils it is common experience that the standard penetration test is difficult to perform at depths appropriate to piled foundations. There is a trend within the U.K. and U.S.A. for geotechnical engineers to make greater use of the static penetration test in fine-grained non-cohesive soils for the design of piled foundations although the standard penetration test will continue to be used for the design of shallow foundations. The electrical cone penetrometer of simple cylindrical shape is generally used in preference to the mechanical cone penetrometer of variable profile. The properties of non-cohesive fine-grained soils can be determined from the cone resistance and friction ratio diagrams obtained from static penetration tests and the geotechnical engineer can interpret this data to the advantage of the bridge engineer.

Shallow spread footings can be appropriate for many situations and piled foundations need not be a first consideration by the bridge engineer. Circumstances have arisen where unrealistic criteria for relative rotation have been adopted by bridge engineers for the design of bridge decks. The ground movements predicted by geotechnical engineers are generally of such magnitude that unless the bridge engineer permits reasonable relative displacements of the bridge deck, piled solutions are inevitable.

The measured resistances obtained from the standard penetration test are corrected for the effects of overburden pressure for the design of shallow spread footings and the correction chart, Figure 1, has been widely adopted in the U.K. by geotechnical engineers.

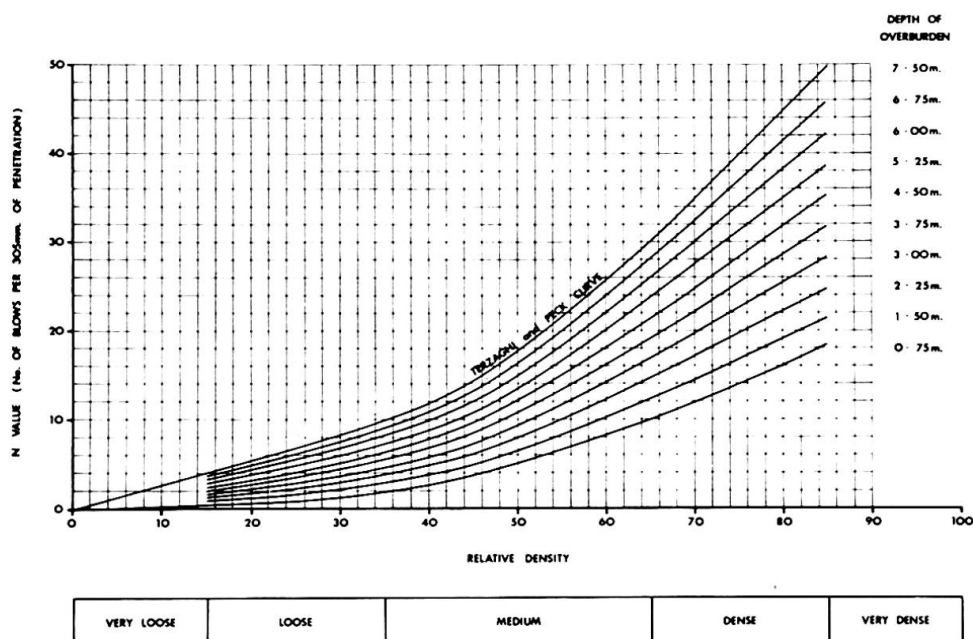


Fig. 1 S.P.T. Correction Chart

The measured cone resistances obtained from the static penetration test can be used to determine the undrained strengths of cohesive soils using empirical relationships similar to that shown on Figure 2. The stress histories of cohesive soils can also be assessed from the cone resistances from an examination of the intercepts of the mean lines of the linear portions of the resistance diagrams projected to ground surface. If the bridge foundations will not impose a load in excess of the over-consolidation stress on the soil the long term consolidation settlements will be acceptable for most types of bridge.

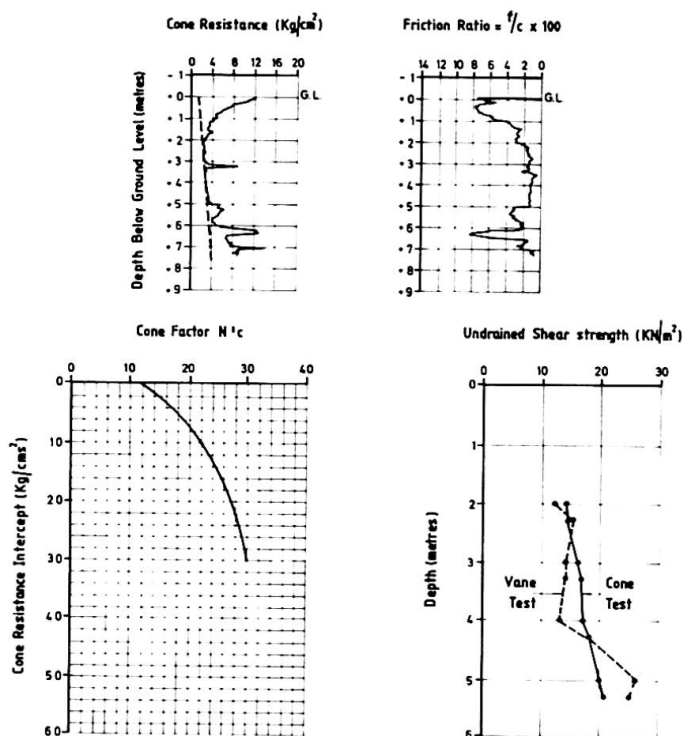


Fig. 2 Cone Factors for Cohesive Soils

In situations where the bridge loads are in excess of the capacity of the soils to support the piers and abutments, piled foundations are often utilised. Bridge abutment piles inclined backwards beneath highway embankments are subject to flexural effects due to embankment settlement and should be avoided by the bridge engineer.

The design of piled foundations founded in fine-grained non-cohesive soils preferably should be based on the results of static cone penetration tests and the limitations on pile capacity depending on depth of embedment in the bearing stratum should be assessed by the geotechnical engineer.

The geotechnical engineer is familiar with the numerous criteria affecting pile capacity and foundation settlement and can guide the bridge engineer in the design of suitable piled foundations for a particular geological situation.

Piled foundations supporting bridge bankseats are subject to downdrag forces caused by the settlement of associated highway embankments where these are constructed on soft compressible soils. The geotechnical engineer can assess the downdrag forces in terms of effective stresses and provide the bridge engineer with the allowances which must be made in design for downdrag effects. The geotechnical engineer can also advise the bridge engineer on the problem of translation and rotation of bridge abutments related to lateral displacements of piled foundations caused by embankment settlement behind the bridge abutments. The settlement of embankments on soft soils behind bridge abutments can also affect highway performance due to local 'dishing'.

The design of bridge abutments involves an assessment of lateral soil pressures which is often solved in an empirical and unsophisticated manner with little consideration given to wall deformations or the high stresses induced by compaction of the backfill materials.



The Coulomb or Rankine theories are frequently adopted but Coulomb did not consider the state of stress within the backfill and the Rankine approach assumes that soil failure is associated with a negligible displacement of the backfill. Rowe has stated that the use of Coulomb's equation as the entire basis for teaching and research imposes a severe restriction on the development of soil mechanics, since the Mohr-Coulomb criteria ignore volume change. It is important to emphasise that volume change in shear is one of the most important properties indigenous to soils.

Terzaghi executed large-scale retaining wall tests in 1929 and demonstrated that the following parameters may be expected for a loose sand backfill having an angle of shearing resistance of 34° for different values of the lateral yield of the wall.

Lateral Yield of Wall as a fraction of Wall height (H)	Active earth pressure coefficient (K_a)	Angle of Wall Friction (degrees)	Mobilised angle of shearing resistance (degrees)
0	0.405	21 20'	19 30'
0.00004	0.371	26 0'	20 50'
0.00014	0.320	25 30'	25 10'
0.00083	0.279	26 40'	28 40'
0.00500	0.247	26 20'	32 20'

In contrast to the performance of loose sand backfill, the lateral soil pressures measured by Terzaghi for dense sand attained the minimum value at a yield of 0.001 H and additional yield resulted in a steady increase of the lateral pressure. Vibrations reduced both the angle of wall friction and the mobilised angle of shearing resistance for both loose and dense sand backfills. The dependency of lateral soil pressure on wall displacements is well-known to geotechnical engineers who can provide the bridge engineer with design values related to rigidity of the abutment walls.

Peak values for angle of shearing resistance and angle of wall friction should not necessarily be used in theoretical solutions for active and passive pressures.

Figures 3 and 4 which are presented by Rowe are fundamental and worthy of study by bridge engineers as a means of understanding the stress-strain relationships which must be considered by the geotechnical engineer before making design recommendations.

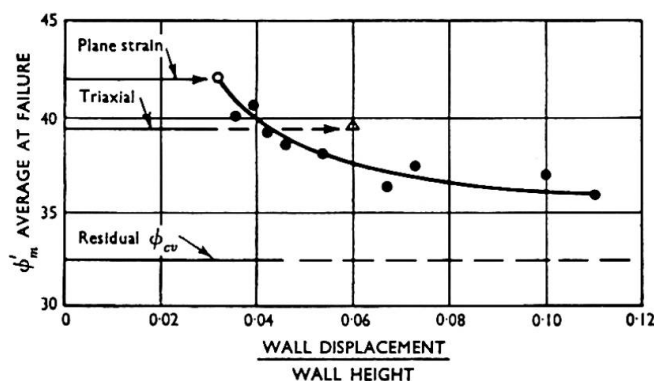


Fig. 3 Relationship between ϕ'_m at K_p max. and wall displacement for dense sand.

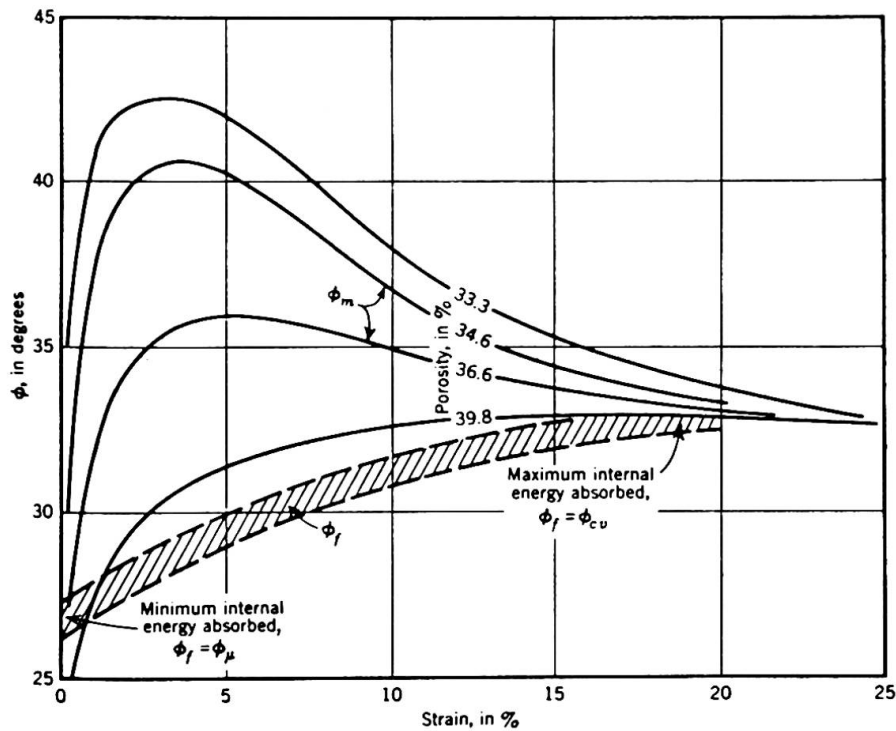


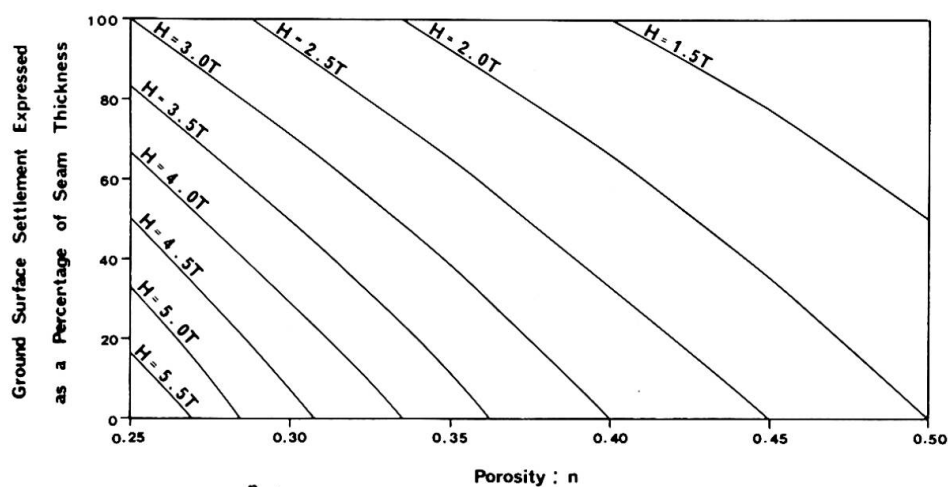
Fig. 4

Unique relation between ϕ and strain

Mining subsidence introduces an event into the life of a bridge structure which is outwith the control of the bridge engineer. The ground displacements are unrelated to the weight of the bridge and are often of greater severity than those which would be caused by the imposition of the same structure on a yielding foundation.

The displacements of the ground surface may be predicted with reasonable accuracy in the case of modern active mining but old pillar and stall workings and old mine shafts can cause local and severe ground displacements. The geotechnical engineer can predict the magnitude of the displacements using prismatic theory and Figure 5 presents the theory in graphical form.

GROUND SUBSIDENCE PREDICTIONS USING PRISMAL THEORY



$$S = 2T - H \left(\frac{n}{1-n} \right)$$

where S is ground surface settlement.

T is seam thickness.

H is thickness of rock cover.

n is Porosity of rock material after roof failure.

Fig. 5

Ground Subsidence Chart



The stability of temporary and permanent works for bridge piers within river channels is a matter of some complexity and early and close collaboration between the bridge engineer and the geotechnical engineer is beneficial to the design process. Interactive effects between the pier structure and the soil are often inevitable since the construction of a pier within a restricted river channel changes the stream velocities and flow patterns and Figure 6 indicates in an approximate manner the readiness with which soils are scoured by relatively low stream velocities.

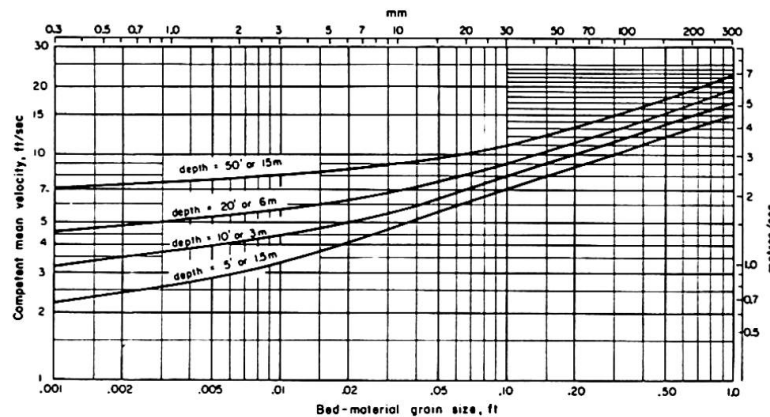


Fig. 6 Approximate relationship for river bed scour

Construction works executed in close proximity to existing bridges can cause indirect interactive effects and affect the performance of a long established bridge structure. Ground vibrations and displacements caused by pile-driving or dynamic consolidation, groundwater lowering, adjoining deep excavations and tunnelling can cause problems. Pile-driving operations using displacement piles in close proximity to river banks can generate excess porewater pressures in soft saturated soils and endanger slope stability.

The assessment of seismic excitation on bridge structures is a mandatory requirement in earthquake zones and the effects of the ground vibrations on soils require due consideration. Saturated loose sands and silts may experience compaction, and liquefaction can be a major hazard. Settlement of the order of 17% of the layer thickness would result for the idealised model of sand consisting of spheres of equal dimensions experiencing compaction from the loosest state to the densest state.

It may be assumed that sands with relative densities less than 50% will experience compaction and cause significant settlement.

In general, interactive effects for bridge structures founded on bedrock can be ignored but it would be prudent to assess the interactive behaviour for anchorages of suspension bridges and the high stresses imposed on rock strata by arch bridges. The geology of the site is very important and planes of separation and the nature and condition of rock strata require careful investigation and identification.

The geotechnical engineer can assess the degree of severity of these events; provide the bridge engineer with appropriate solutions and assist with the important consideration of the influence of soil behaviour on the choice of bridge.

In conclusion the terms of reference to the reporter specified that the content should present matters where collaboration between bridge engineers and geo-technical engineers was of benefit to bridge design with special emphasis on interactive effects (Structure-Soil Interaction) and it is hoped that interest in the subject will be stimulated by this general report.

There is a growing awareness within the U.K. and U.S.A. of the need to consider interactive effects and develop new design methods which recognise the effects of ground displacements. Even if it is argued by some that there is no apparent advantage in making significant changes to current design methods because of small cost savings the desire to improve our analytical models, and ensure our idealisations compare favourably with reality, should be a sufficient incentive for close collaboration.

REFERENCES:

1. The Institution of Structural Engineers, London. A State-of-the-Art report on "Structure-Soil Interaction". April 1978
2. "Penetration Testing in the United Kingdom" State of the Art Report. Proc. European Conf. on Penetration Testing. Stockholm 1974.
3. Thorburn, S. "Tentative Correction Chart for the Standard Penetration Test in Fine-Grained Non-Cohesive Soils". Civ. Eng. and Public Works Review No. 58 1963.
4. Thorburn, S. "The Static Penetration Test and the Ultimate Resistances of Driven Piles in Fine-Grained Non-Cohesive Soils". Structural Engineer 54. No. 6 June 1976.
5. Terzaghi, K. "A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations" Journal of the Boston Soc. of Eng. April 1936.
6. Terzaghi K. "Large Retaining Wall Tests-Pressure of Dry Sand" Engineering News Record. February 1934.
7. Rowe, P.W. "Stress-Dilatancy, Earth Pressures, and Slopes" Journal of the Soil. Mech. and Found. Eng. ASCE., May 1963.
8. Rowe, P.W. and Peaker K. "Passive Earth Pressure Measurements" Geotechnique.
9. Broms, B. "Lateral Earth Pressures due to Compaction of Cohesionless Soils" Proc. 4th Conf. on Soil Mech. Budapest 1971.
10. Thorburn S and Reid, W.M. "Incipient Failure and Demolition of Two-Storey Dwellings due to Large Ground Movements" Proc. Conf. on Large Ground Movements and Structures, Cardiff 1977.
11. Thorburn S. and Buchanan, N.W. "Pile Embedment in Fine-Grained Non-Cohesive Soils" Proc. ICE Conf. on Recent Developments in the Design and Construction of Piles, London 1979.
12. Guide to Bridge Hydraulics. Road Transportation Association of Canada.

Leere Seite
Blank page
Page vide

XIc**Influence of Soil Behaviour on Structural Design**

Influence du comportement des sols sur le dimensionnement des structures

Einfluss des Bodenverhaltens auf die Bemessung von Bauwerken

YOSHIAKI YOSHIMI

Professor

Tokyo Institute of Technology

Tokyo, Japan

SUMMARY

Compared with structural materials, soils are highly complicated and variable, requiring more conscious efforts in evaluating their properties and in coordinating design and construction. Participation of a geotechnical engineer in the earliest stage of project planning is highly desirable.

Selected topics in new problems (environmental problems and offshore structures) and recent developments in geotechnical engineering are discussed briefly. Well-documented case histories are particularly valuable in geotechnical engineering, and their publication should be encouraged.

RESUME

Comparés avec les matériaux de construction, les sols sont de caractère beaucoup plus complexe et varié et exigent bien plus d'efforts pour évaluer leurs caractéristiques et pour coordonner le projet et la construction. La participation d'un expert en géotechnique est très recommandée dès le premier stade du projet.

Différents problèmes nouveaux (problèmes d'environnement, constructions "off-shore") et quelques développements récents dans la géotechnique sont exposés brièvement. La publication d'expériences pratiques ("case-studies") bien documentées, est particulièrement précieuse pour le développement de la géotechnique appliquée, et de telles publications doivent donc être vivement encouragées.

ZUSAMMENFASSUNG

Verglichen mit den üblichen Baumaterialien sind die Baugrundeigenschaften weit komplexer und variabler und erfordern demzufolge einen grösseren Aufwand zur Abschätzung ihrer Eigenschaften sowie zur Abstimmung von Entwurf und Bemessung. Der Baugrundspezialist sollte deshalb schon in einer früheren Entwurfsphase beigezogen werden.

Es wird über ausgewählte neuere Fragestellungen berichtet (Umweltprobleme, "Off-shore"-Bauten), und es werden die neuesten Entwicklungen im Bereich der Geotechnik kurz dargestellt. Die Schilderung von Beispielen aus der Praxis anhand von gut dokumentierten Fallstudien ("case-studies") ist für die Entwicklung der Geotechnik äusserst wertvoll, und solche Publikationen sollten demzufolge gefördert werden.



1. INTRODUCTION

The writer was given the task of preparing an introductory report on the Influence of Soil Behavior on Structural Design that was to be subdivided into the following topics.

- a) Collaboration between the structural engineer and the geotechnical engineer:
 - What does the structural engineer expect from the geotechnical engineer?
 - What does the geotechnical engineer expect from the structural engineer?
 - Ways for cleverer cooperation and mutual responsibilities
 - New procedures and design methods in geotechnical engineering
- b) Case histories. Examples of soil-structure (and of geotechnical engineering-structural engineering) interaction in eminent structures all over the world (foundations, dams, etc.).

With ever increasing sophistication in analysis and design, and with a deluge of reports and papers, it is now next to impossible for an engineer to stay abreast with the latest developments in more than one specialty. This probably explains the reason why it is difficult for the structural engineer to understand what the geotechnical engineer is doing, and vice versa. Rather than trying to understand each other completely, we should therefore try to cooperate with the understanding that differences do exist. Let us review such differences in the following chapter.

2. SOILS VS STRUCTURES

The design process as described in Fig. 1 may be applicable to both geotechnical and structural engineering. But the underlined items are peculiar to geotechnical engineering or require more conscious efforts in geotechnical engineering, primarily because soils are much more complicated than steel and concrete.

Soils are usually nonhomogeneous and anisotropic, and exhibit nonlinear stress-strain relationship even at very small strains. The marked nonlinearity is due to the fact that soils consist of uncemented particles whose mechanical behavior is primarily governed by intergranular friction. With regard to saturated soil, interaction between soil skeleton and pore water, represented by the concept of effective stress, is a particularly important point that distinguishes soil from structural materials. Because of the presence of pore water, even a simple one-dimensional compression problem becomes a boundary value problem with time-dependent deformation called consolidation. The presence of pore water may also cause a catastrophic failure called liquefaction.

Besides having complicated material properties, soils are natural materials and their properties vary from place to place. This makes subsurface investigation essential in geotechnical engineering, and perhaps led Terzaghi to draw analogy between foundation engineering and medicine in which diagnosis is essential. Thus, soil mechanics and geology are comparable to physiology and pathology that must be mastered by those who practice either art. The Initial Observation in Fig. 1 consists of macroscopic grasp of the soil profile and groundwater conditions compatible with local geology and construction experience, and evaluation of relevant soil properties through tests.

Because of the complicated and variable properties of soil and our limited ability to evaluate them, the Model for Analysis in Fig. 1 may be considerably different from the Real Problem, and the Analytical Method may contain inaccuracies; therefore Correction is necessary when we apply the Result of Analysis to Design. The engineer who makes the correction must be thoroughly familiar

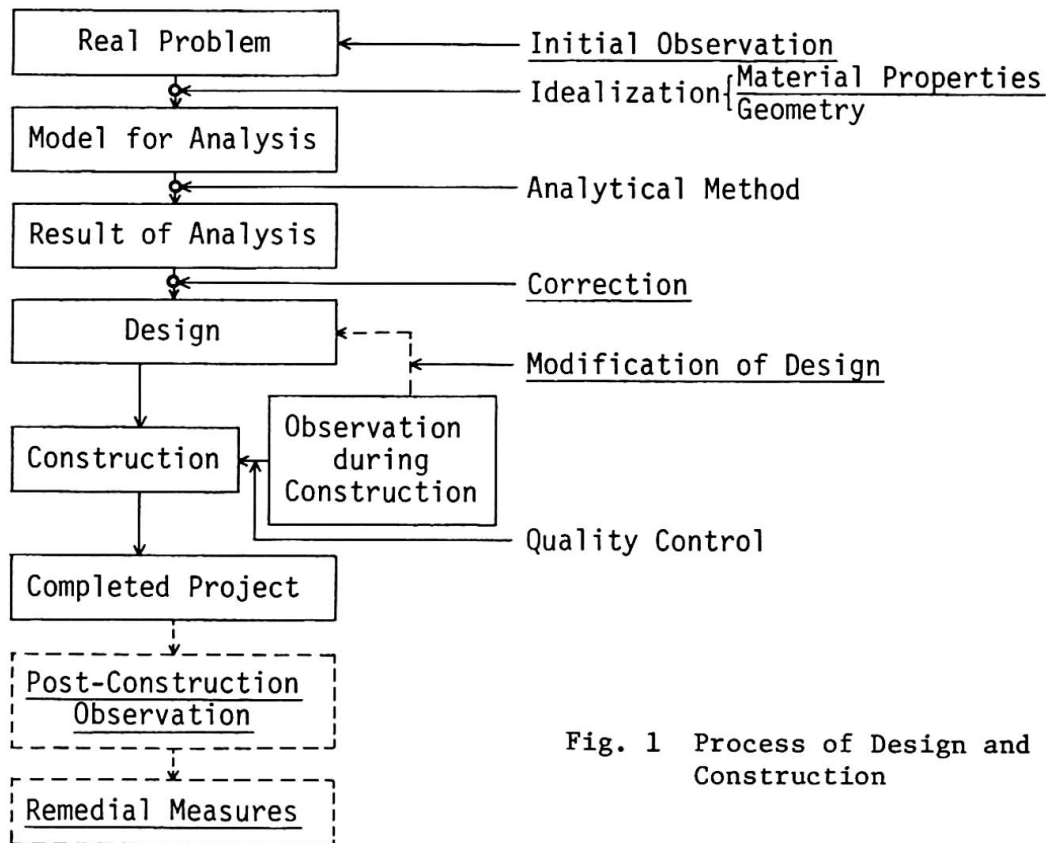


Fig. 1 Process of Design and Construction

with the soil profile, the idealization process and the limitations of the analytical method.

Compared with superstructures which are constructed by well-proven methods with man-made materials of predictable properties, soils require much closer coordination between design and construction. This topic was discussed at the Specialty Session on Relationship between Design and Construction in Soil Engineering during the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering [5], in which emphasis was placed on the interaction between design and construction concerning the performance of foundations and the influence of construction procedures and construction schedule on the prediction of foundation behavior.

Observation During Construction is made for the following purposes:

- For quality control of construction
- For the "observational method" [16] in which design is modified during construction
- To provide information for future projects.

Our knowledge of a soil profile generally improves as we proceed with construction. For example, excavation for basement reveals full cross-sections of the soil for which we previously had only limited access through a few boreholes. Heave of the bottom of an excavation gives reliable measure of the stress-strain relationship of the ground as a whole.

Careful comparison between our prediction before construction and the soil behavior observed during construction allows us to check our design and improve its reliability.. Substantial economies can be achieved if an original design which has turned out to be overconservative can be modified during construction.



The observational method was successfully practiced by Terzaghi, and its advantages and limitations were discussed by Peck [16]. According to Peck, the prerequisite for the observational method is that "the engineer is thoroughly conversant with his problem, makes continuous alternations of designs and procedures as the information is obtained and has the authority to act quickly upon his decisions and conclusions."

Earth structures such as dams and embankments are particularly conducive to design modifications during construction. Attempts have been made to apply the observational method to embankment construction in which reliability-based design concept is utilized [12]. The probabilistic approach to geotechnical engineering problems will be discussed in Chapter 5 of this report.

When slow processes such as consolidation settlement and creep deformation are involved, or when the design is governed by future events such as earthquakes, strong winds, etc., post-construction observations are necessary if we want to compare our designs with the actual soil behavior. The post-construction observations are made either to provide information for future projects or with a definite intention to take remedial measures when necessary. Attempts have been made in Japan to observe the seismic response of structures and foundations by installing accelerometers on buildings, bridge piers, dams, piles, etc., and the results of the observation are being utilized in structural and foundation design. Zeewaert described a case in which possible tilt of a 43-story building could be rectified by differential pumping of groundwater from deep wells which had been installed below the structure [24].

Usually, a change in the absolute elevation of a structure is not detrimental. For example, a settlement of say 30 cm of a structure may not affect its function, safety or appearance, provided that the structure settles uniformly and that provisions are made with the utility lines and entrances to accommodate the settlement. Where the ground itself undergoes movements, e.g., subsidence or heave, it may even be more desirable to let the structure move with the ground.

What we must avoid is differential settlement that occurs after a structure has been completed and all important connections have been made. Probably because of the prevalence of masonry structures which are sensitive to differential settlement, extensive studies have been made in Great Britain on settlement prediction and design criteria based on differential settlement. Burland and Wroth [3] and Burland et al [4] presented excellent state-of-the-art reviews on the topic. Mexican geotechnical engineers have developed ingenious methods to design and construct foundations in extremely soft ground in Mexico City. Zeewaert presented an elucidating account of the science and art of foundation design for difficult soil conditions [25].

3. COLLABORATION BETWEEN THE STRUCTURAL ENGINEER AND THE GEOTECHNICAL ENGINEER

Before we attempt to discuss possible ways for better collaboration between the structural engineer and the geotechnical engineer, let us remember that there are other parties who often have vital influence on the decision concerning design and construction. They are the owner, tenant, architect, mechanical engineer, contractor, building authorities, insurance company, neighbors, and public. The manner in which these parties interact each other depends on the sociopolitical system and may, therefore, vary from place to place. The writer wishes to concentrate on the following two topics which may be considered common in many countries:

- Reasonable criteria for design
- Early participation of the geotechnical engineer.

3.1 Reasonable Criteria for Design

Criteria for design are determined on the basis of function (serviceability), safety, comfort, economy, and visual appearance, the priority of one to another depending on the objective of the project under consideration. Although some of the above items are subjective, we must eventually decide on certain quantities to define the criteria in order to proceed, i.e., safety factor and allowable movements (settlement, heave, or lateral movement), or their probabilistic counterparts in reliability-based design.

For the sake of simplicity, let us confine our discussion to allowable movements. Both laymen and engineers other than geotechnical engineers tend to consider the ground as a solid mass. Even structural engineers who are accustomed to computing deformations of a superstructure often assume that the base of each column is restrained against displacements. Would it be possible that those idealized line drawings of structural frames having the symbols  or  at the lower end of each column have a subconscious effect?

Being used to working with close tolerances measured with a micrometer, mechanical engineers tend to demand equally close tolerances for foundation movements. Peck [18] cited an example in which the base of a tracking radar station was not allowed to move more than 0.06 mm. It is noteworthy that "it took at least a year for the members of the various disciplines involved in the design and construction of the tracking radars to learn enough of a common language to appreciate the nature of the problem, [and to agree that] the original tolerances were utterly unrealistic and unnecessary" [18].

It is hoped that the structural engineer who is usually closer to the source of information concerning functional restrictions on foundation movements can help the geotechnical engineer by checking the limiting movement to see if it is unrealistic or unnecessary. If it is unnecessary, by all means reprove it. If it is unrealistic but necessary, it must be accommodated by providing adjustable connections in the superstructure or mechanical system.

3.2 Early Participation of the Geotechnical Engineer

It is not uncommon that the geotechnical engineer is asked to participate in foundation design after the site has been selected and architectural plans have been completed, or after troubles have developed during construction. There have no doubt been many instances in which earlier participation of competent geotechnical engineers could have prevented foundation failures or waste of money. On the other hand, there are many foundations which have been successfully designed by structural or civil engineers in a routine manner.

The question is: "shall we need a geotechnical engineer for the next project?" Under favorable conditions, the question may be answered on the basis of local experience alone. In general, however, it is desirable to consult a geotechnical engineer for his advice on that specific question. That can best be accomplished by letting him join a design team consisting of the owner, architect, structural engineer, et al, as shown in Fig. 2. The design team will decide whether or not the foundation design should be carried out by a geotechnical engineer, and review the finished design in either case.

Fig. 3 shows an example in which the soil conditions dictated the location of 12-story residential buildings as well as the method of soil stabilization and the type of foundation. The site is part of a flat reclaimed land along the coast of Tokyo Bay, and the soil profile consists of 5-m thick hydraulic fill, 10-m thick loose alluvial sand, and soft (normally consolidated) alluvial silty clay having variable thicknesses (26 to 42 m), and dense diluvial sand [19].

It can be seen in Fig. 3 that most buildings are located along the contours and away from steep slopes of the bearing stratum. To overcome the problems of low bearing capacity, high liquefaction potential, and consolidation settlement, the hydraulic fill and the upper part of the alluvial sand were densified by vibro-flotation, and the buildings were supported by steel pipe piles driven into the dense diluvial sand. The upper part of some of the piles was sheathed in larger steel pipes to reduce downdrag forces from the surrounding soil. Of the total cost including landscaping, 0.26 % was spent for the subsurface investigation and field pile load tests, 1.36 % for the soil stabilization, and 13.6 % for the piles [19]. Despite the high cost, long point-bearing piles are often used in Japan because of the high seismic risk.

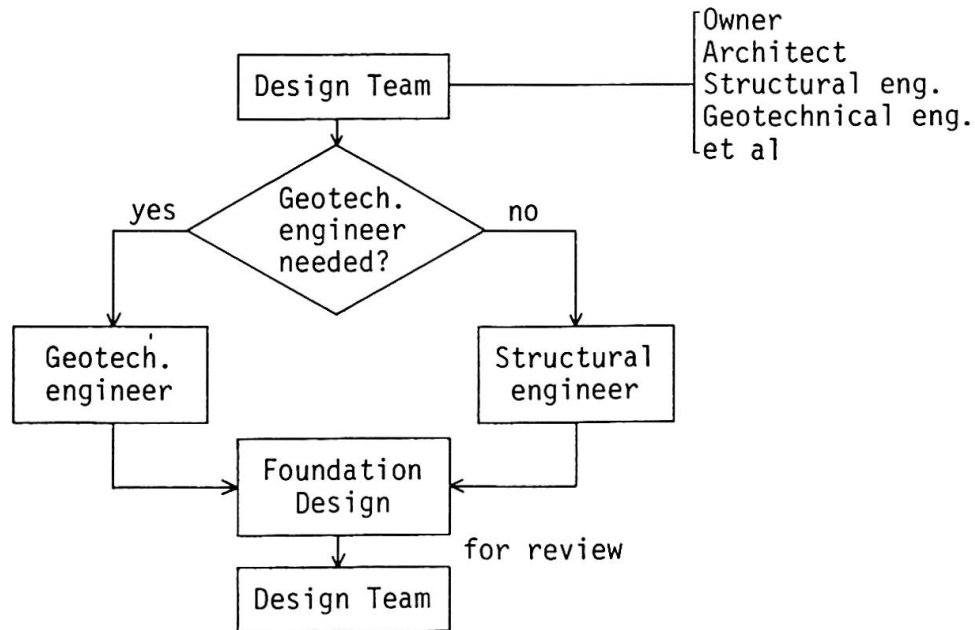


Fig. 2 Suggested Method to Share Responsibility for Foundation Design

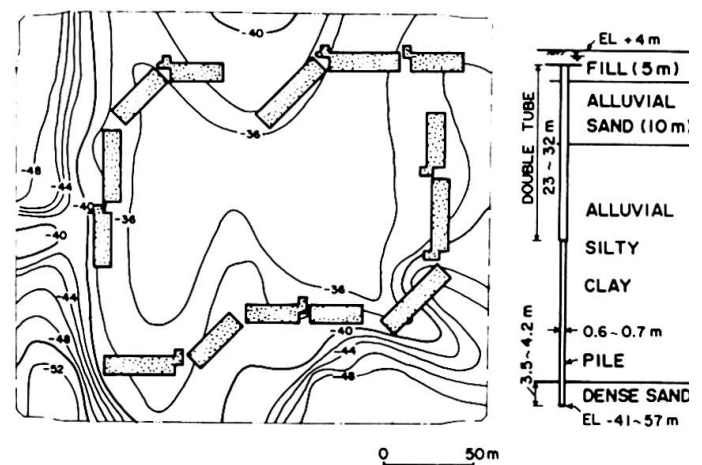


Fig. 3 High-Rise Residential Buildings in Urayasu, Japan. (Numbers along contours show elevations of dense sand supporting point-bearing piles. Photo courtesy of Oriental Land Co., Ltd.)

Referring to Fig. 2 again, the structural engineer will take charge of the foundation design when the design team decides so. The routine design of foundation by the structural engineer may be expedited by suitable design manuals. Such manuals are widely used in Japan [2, 8]. The most voluminous one is the 667-page Design Standards for Building Foundations [2] and its publisher, the Architectural Institute of Japan*, has sold 42,000 copies of its latest edition since 1974. The popularity of the manual is probably due to the fact that it gives specific guidance on how to carry out numerical calculations, and that it has earned recognition of the building authorities. There are criticisms, however, that the use of the manual is often overextended by some structural engineers and building officials to situations beyond routine design.

4. NEW PROBLEMS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING

The geotechnical engineer must face more challenging problems as the structures become taller and heavier, the available sites become less favorable, and the public becomes less tolerant of nuisances associated with soil behavior during and after construction. Two topics, i.e., environmental problems and offshore structures are briefly discussed here as examples of new problems facing the geotechnical engineer. The awareness of these problems by the geotechnical engineering community was demonstrated by the fact that they were selected as session topics for the last and the next International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), as follows:

- Geotechnical Engineering and Environmental Control, Specialty Session 11, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977 [15]
- Environmental Control, Session 6, 10th ICSMFE, Stockholm, 1981
- Geotechnical Problems in Ocean Engineering, Specialty Session 7, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977 [13].

4.1 Environmental Problems

Ground movements in adjacent sites caused by excavation, dewatering, and settlement are not new. Under difficult soil conditions, it is not feasible to eliminate those problems completely, and reasonable compromise should be sought concerning allowable movements.

Chemicals used for soil stabilization may contaminate groundwater, and must be handled with caution [1]. In Japan, all chemicals except sodium silicate have been banned, and any user of sodium silicate grout is required by the government to monitor the quality of the groundwater around the site. Specifically, the owner of the project must do the monitoring before, during, and for six months after the grouting, and must be prepared to stop the grouting as soon as the quality of the groundwater fails to meet certain standards [14].

Pile driving in urban areas has been blamed as a major nuisance in terms of noise, ground vibration, ground displacements (settlement, heave, lateral movement), and air pollution, of which noise is the most objectionable. Because hammer driven piles are considered superior to bored piles in terms of load carrying capacity, reliability, and installation costs, selection of a less

* Structural and foundation engineering for buildings are covered by the Institute, not by the Japan Society of Civil Engineers. Likewise these subjects are taught in a Department of Architecture and Building Engineering, not in a Department of Civil Engineering, in college and technical high school.



noisy alternative results in inferior performance or economic loss. Attempts have been made to muffle the noise of driving piles by means of covers attached to the rig as shown in Fig. 4.

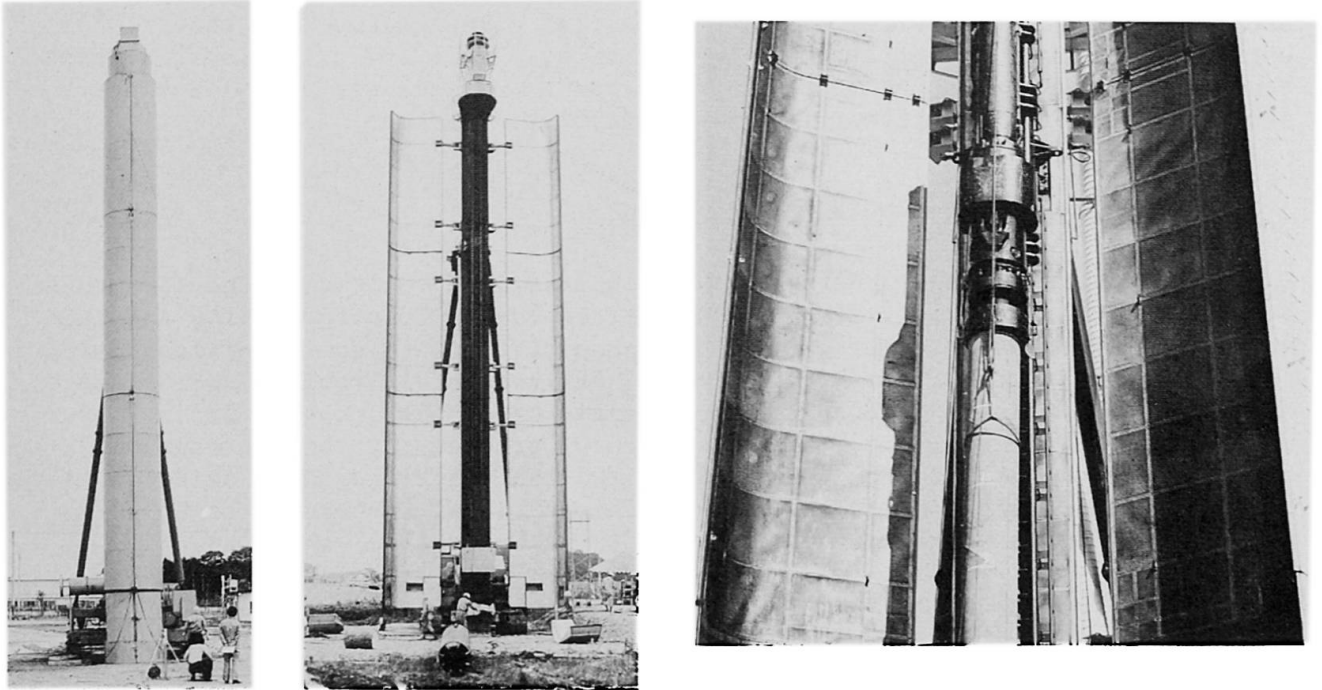


Fig. 4 Noise-Reducing Cover for Pile Driving Rig (Photo courtesy of the Japan Association for Steel Pipe Piles)

4.2 Offshore Structures

Offshore drilling platforms have become comparable in size to high-rise buildings as we attempt to explore the continental shelf to ever increasing depths, as deep as 300 m. These enormous structures challenge the skills of the geotechnical engineer as well as the structural engineer, particularly by severe dynamic loading conditions, i.e., irregular cyclic loading by storm waves and possible collisions with ships or ice. Where epicenters of major earthquakes are located offshore as in Japan, offshore structures are expected to encounter extremely violent ground motions for which we have had no previous experience.

The loadings themselves affect both the structural engineer and the geotechnical engineer, but the geotechnical engineer must face the additional task of subsurface investigations below the ocean floor for estimating the bearing capacity of the foundation against the dynamic loading involving possible liquefaction problems [11]. Unlike the liquefaction of saturated soil due to earthquakes that may be approximated by undrained conditions, dissipation of excess pore water pressures during wave loading may be significant in the soil supporting offshore structures. Analytical methods are now available for treating two-dimensional problems of soil liquefaction involving simultaneous pore pressure generation and dissipation [21].



5. RECENT DEVELOPMENTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING

Recent developments in geotechnical engineering may be classified into the following categories:

- Subsurface investigation and laboratory tests
- Construction methods
- Analysis and design

In view of its vital importance in geotechnical engineering, subsurface investigation has long been studied very seriously. Recent advances in our analytical capabilities, e.g., the finite element method, have stimulated renewed efforts to seek more reliable stress-strain relationships of soils and rocks. Some attempts for undisturbed sampling of sands below groundwater table [7, 23] and self-boring pressuremeters [10] have produced encouraging results. Significant advances have been made in laboratory and field testing methods to determine dynamic properties of soils [22].

In Japan, slurry trench walls have been used extensively in urban areas in order to minimize noise and displacements of the surrounding ground. Recent efforts have been aimed at providing structural joints between the wall segments so that the walls could serve as permanent shear walls capable of resisting seismic load as well as lateral earth pressure. That and other examples of recent developments in geotechnical construction in Japan were summarized by Fukuoka [6].

Modern analytical methods such as the finite element method have been used in a variety of geotechnical engineering problems for both static and dynamic loading conditions. It appears that the analytical methods have already achieved an adequate level of sophistication, considering the uncertainties in the mechanical properties of soils and in loading conditions.

Probabilistic approach to solving geotechnical engineering problems seems quite natural when we consider the inherent variability in soil properties and uncertainties involved in determination of the in situ properties. Fig. 5 shows the number of technical papers published on this subject in five journals and in the proceedings of two international conferences (the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, and the International Conference on Applications of Statistics and Probability on Soil and Structural Engineering) [9]. Curve A in the figure includes papers on soil classification, statistical distribution of soil properties, regression or correlation among soil properties, and statistical sampling. On the other hand, Curve B consists of papers on stochastic prediction, reliability analysis, optimization in design and construction, and quality control in earthwork construction. Following a modest start, the interest in the subject has increased significantly since 1970.

Caution has been expressed on a statistical treatment of soil properties in view of the fact that natural soil deposits consist of thin discrete units which have been formed by certain geological processes [17]. An average value may have entirely different meanings depending on the soil behavior. When we want to estimate settlement which is vertical strains integrated over the depth, positive and negative deviations from the mean value tend to cancel out. On the other hand, when a failure condition is caused by local weaknesses as in the case of slope failure due to liquefaction, a mean value of soil properties straddling the weak zone will give misleading impressions.

It is perhaps too early to predict whether the reliability-based design will be accepted by practicing geotechnical engineers. But the writer hopes that the



method will supplement the important but elusive "engineering judgment," and provide a common language for better cooperation between the structural engineer and the geotechnical engineer.

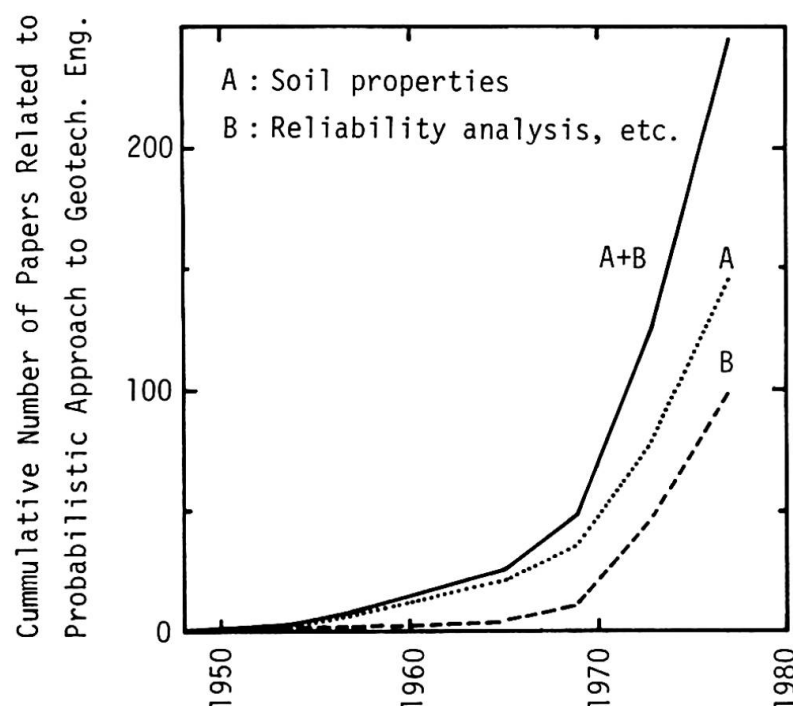


Fig. 5 Research Activities in Geotechnical Engineering Concerning Probabilistic Approach

6. CASE HISTORIES

All the foundations and earth structures that have ever been constructed may be considered full-scale tests for subsequent geotechnical projects. Because intentional full-scale tests are not feasible, well-documented case histories of the existing projects, both success and failure, are very useful. However, because soil conditions at two sites are not exactly alike, we cannot simply copy a previous design even though the superstructures may be alike. For a case history to be useful, it must contain the following:

- Detailed account of reliable observations of the soil profile, groundwater conditions, soil properties, and foundation behavior
- Rational explanation of the observed foundation behavior on the basis of the soil conditions and relevant theories.

Classical examples of excellent case histories were presented by Terzaghi [20]. Careful planning for obtaining relevant data is required to prepare a good case history. Those who are affiliated with design or construction organizations usually have better access to field data than academicians, but tend to be too busy. On the other hand, those affiliated with teaching or research organizations who have time to write do not have access to field data. In some cases, the owner does not permit publication of technical details of his project. As a result, a great deal of valuable data remain dormant. In order to stimulate outflow of case histories, the Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering plans to publish an 800-page book of case histories in 1980 in commemoration of the Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering held in Tokyo in 1977.



7. CONCLUDING REMARKS

In this Introductory Report, the writer has attempted to point out some problems concerning the relationship between the structural engineer and the geotechnical engineer. Because the presentation has been made from the viewpoint of the geotechnical engineer, the question of what the structural engineer expects from the geotechnical engineer has been left unanswered.

The writer believes that the key to success is to let the geotechnical engineer participate at the earliest possible stage of project planning so that he can assist the architect and structural engineer in selecting the basic structural format as well as helping the owner in site selection and site development.

ACKNOWLEDGMENTS

The writer is grateful to the present and past members of the Subcommittee on Building Foundations, the Architectural Institute of Japan, Mr. Y. Kakegai of Kume Architects-Engineers, and Mr. T. Kimura of Kimura Structural Engineers for their valuable suggestions on the selection of topics for this report.

REFERENCES

Note: ASCE = American Society of Civil Engineers

ICSMFE = International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering

SMFE = Soil Mechanics and Foundation Engineering

1. Ando, S. and Makita, M.: Environmental Impacts on Groundwater by Chemical Grouting, Paper I/2, Ref. [15], 1977.
2. Architectural Institute of Japan: Design Standards for Building Foundations, 1974, 667 pp. (in Japanese).
3. Burland, J. B. and Wroth, C. P.: Settlement of Buildings and Associated Damage, Settlement of Structures, Pentech Press, London, 1975, pp. 611-654.
4. Burland, J. B. et al: Behavior of Foundations and Structures, State-of-the-Art Report, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 495-546.
5. D'Appolonia, E. and Guerra, G. P. (ed.): Relationship Between Design and Construction in Soil Engineering, Proc. Specialty Session 3, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, D'Appolonia Consulting Engineers, Inc., Pittsburgh, Pa.
6. Fukuoka, M.: The State of Geotechnical Engineering in Japan, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 3, pp. 213-220.
7. Ishihara, K. and Silver, M. L.: Large Diameter Sand Sampling to Provide Specimens for Liquefaction Testing, Proc. Specialty Session on Soil Sampling, 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, pp. 1-6.
8. Japan Road Association: Design Manuals for Highway Bridge Substructures, 1969 (in Japanese).
9. Kuroda, K.: International Trend in Reliability-Based Design for Geotechnical Engineering Problems, Tsuchi-to-Kiso, Japanese Society of SMFE, Vol. 25, 1977, No. 11, pp. 35-41 (in Japanese).



10. Ladd, C. C. et al: Stress-Deformation and Strength Characteristics, State-of-the-Art Report, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 421-494.
11. Lee, K. L. and Focht, J. A.: Liquefaction Potential at Ekofisk Tank in North Sea, Proc. ASCE, Vol. 101, 1975, No. GT 1, pp. 1-18.
12. Matsuo, M. et al: Dynamic Decision Procedure of Embankment Construction, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 117-120.
13. McClelland, B.: Geotechnical Problems in Ocean Engineering, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 3, pp. 513-523.
14. Ministry of Construction, Japanese Government: Tentative Instructions Concerning Chemical Grouting for Construction, 1974 (in Japanese).
15. Moh, Za-Chieh (ed.): Proceedings of the Specialty Session on Geotechnical Engineering and Environmental Control, MAA Publishing Co., Taipei, 1977.
16. Peck, R. B.: Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics, Géotechnique, Vol. 19, 1969, pp. 171-187.
17. Peck, R. B.: Presidential Address at 8th ICSMFE, Moscow, 1973, Vol. 4.1, pp. 156-159.
18. Peck, R. B.: Pitfalls of Overconservatism in Geotechnical Engineering, Civil Engineering, ASCE, Feb., 1977, pp. 62-66.
19. Takada, H., Oriental Land Co., Ltd., Tokyo: Private communication, 1979.
20. Terzaghi, K.: From Theory to Practice in Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York, 1960, 425 pp.
21. Yoshimi, Y. and Tokimatsu, K.: Two-Dimensional Pore Pressure Changes in Sand Deposits During Earthquakes, Proc. 2nd International Conf. on Microzonation, San Francisco, 1978, Vol. 2, pp. 853-863.
22. Yoshimi, Y. et al: Soil Dynamics and Its Application to Foundation Engineering, State-of-the-Art Report, Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 605-650.
23. Yoshimi, Y. et al: Undisturbed Sampling of Saturated Sands by Freezing, Soils and Foundations, Japanese Society of SMFE, Vol. 18, No. 3, 1978, pp. 59-73.
24. Zeevaert, L.: Foundation Design and Behavior of Tower Latino Americana in Mexico City, Géotechnique, Vol. 7, 1957, pp. 115-133.
25. Zeevaert, L.: Foundation Engineering for Difficult Soil Conditions, Van Nostrand Reinhold Co., New York, etc., 1972.