

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

Band: 13 (1988)

Rubrik: Poster session 4: Innovative special structures

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

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. [Voir Informations légales.](#)

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. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.05.2025

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

POSTER SESSION 4

Innovative Special Structures

Structures innovatrices spéciales

Neuartige Sonderbauwerke

Coordinators: A. Sarja, Finland
 P. Hassinen, Finland

Herstellung von Längs-Profil-Blechen und deren Verwendung im Konstruktions- und Brückenbau

Manufacturing of Long-Profile-Plates and Application in Structural Engineering

Production de tôles à épaisseur variable et application dans la construction

Klaus RICHTER

Dr. Ing.

Dillinger Hüttenwerke

Dillingen, Bundesrep. Deutschland

1. EINLEITUNG

Im Stahl- und besonders im Brückenbau existiert das bekannte Problem, daß ein auf zwei Punkten gelagerter Balken bei Belastung seine größte Beanspruchung in Trägermitte erfährt.

Die Folge hiervon ist, daß bei Stahl-Brücken die Blechdicken vom Rand zur Brückenmitte hin ständig verändert werden müssen, was konventionellerweise nur durch eine treppenförmige Veränderung der Blechdicken möglich ist. Eine kontinuierliche Veränderung der Blechdicke wurde erst mit der Herstellung von Längs-Profil-Blechen (LP-Blechen) ermöglicht.

2. HERSTELLUNG VON LP-BLECHEN

Moderne Walzwerke besitzen eine automatische Walzspaltregelung (AGC) deren Aufgabe es normalerweise ist, die Blechdicke über die gesamte Blechlänge konstant zu halten. Die AG der Dillinger Hüttenwerke hat jetzt die Aufgabe des AGC umgedreht, so daß es mit Hilfe eines Mikroprozessors möglich ist, die Dicke des Bleches über seine Länge gezielt zu verändern. Mit dieser Regeltechnik ist es möglich, die unterschiedlichsten Profile über die Blechlänge einzustellen (siehe Bild 1).

Die maximale Steigung beträgt z.Zt. 5 mm/m, der maximale Blechdickenunterschied je Blech 35 mm.

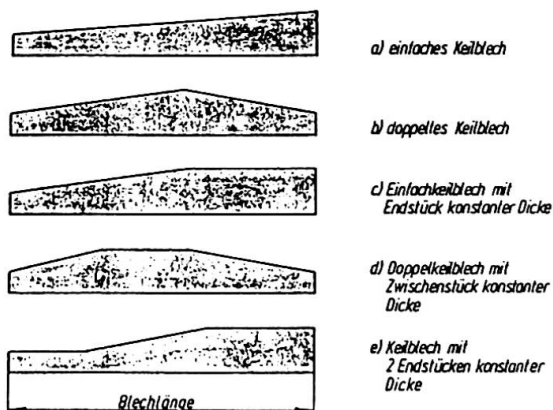


Bild 1: Verschiedene Möglichkeiten von Längsprofilen bei Grobblechen

3. ANWENDUNGSBEREICHE VON LP-BLECHEN

Der weltweit erste Einsatz von LP-Blechen erfolgte beim Bau einer Brücke bei Joigny-sur-Meuse in den Ardennen, mit einer Spannweite von 75 m. Weitere Anwendungsbeispiele waren Kranbahnträger für eine Lagerhalle sowie für ein Hallengerüst eines Stahlwerkes.

Der größte Beweis für den wirtschaftlichen Einsatz von LP-Blechen ist die Grenzbrücke über die Sauer zwischen der BRD und Luxemburg. Diese Brücke mit einer Gesamtlänge von 1195 m ist eine Kastenträgerdeckbrücke, bei der LP-Bleche als Untergurte in die Kastenträger eingeschweißt wurden.

Die Materialersparnis durch den Einsatz von LP-Blechen betrug bei dieser Brücke 10 % (bei einem heute möglichen Dickenunterschied von 35 mm pro Blech wären 20 % möglich gewesen). Die Kosteneinsparung für Schweißnähte sowie Verjüngungsarbeiten machte 6 % aus. Weitere Vorteile sind stetiger Kraftfluß, Vermeidung von Schweißnähten, wodurch keine Kerbfälle und damit höhere Betriebsfestigkeit erreicht wird, was einer besseren Materialausnutzung gleichkommt.



Development of Reticulated Steel Cooling Towers

Développement des tours de refroidissement en treillis d'acier

Entwicklung von Stahlfachwerk-Kühltürmen

Lajos KOLLÁR

Dr. techn.
IPARTERV
Budapest, Hungary

Péter CHOLNOKY

Civ. Eng.
IPARTERV
Budapest, Hungary

Although most cooling towers are made of reinforced concrete, special circumstances /such as poor transportation facilities to remote areas, harsh climatic conditions, high seismic forces etc./ may render steel structures also competitive.

To the authors' knowledge, the first reticulated cooling tower has been built in Japan in the sixties, with a height of 45 m, having the shape of a double cone, erected with a truck-crane of the same height. The individual bars of the double-layer structure were tubes with diameters 76.3 and 114.3 mm, connected by bolts to hemispherical joints [1].

Greater dimensions and, above all, greater heights were made possible by changing the shape of the tower to a cylindrical one and applying the principle of the "sliding shuttering" of reinforced concrete silos to the steel tower /Fig. 1/.

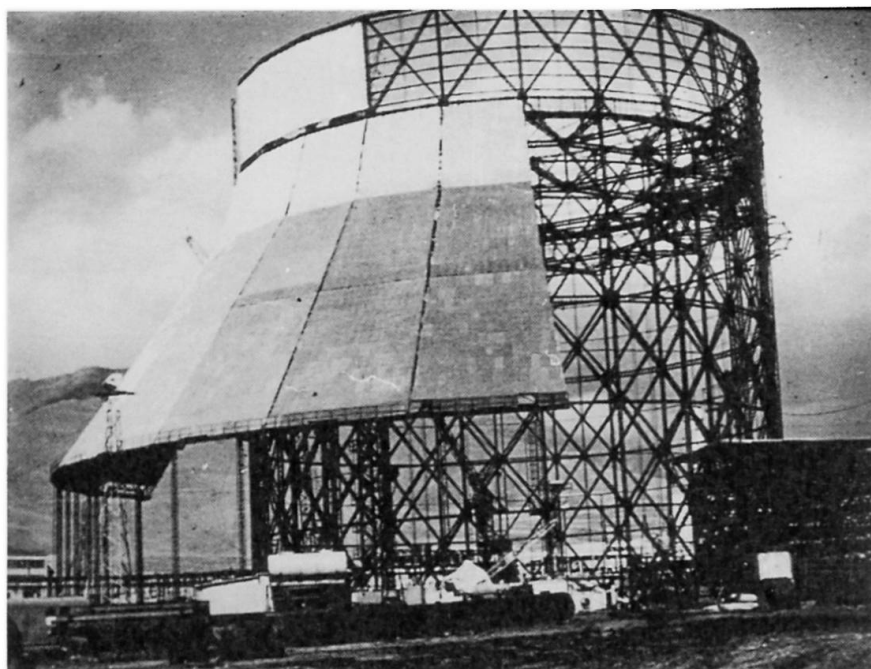
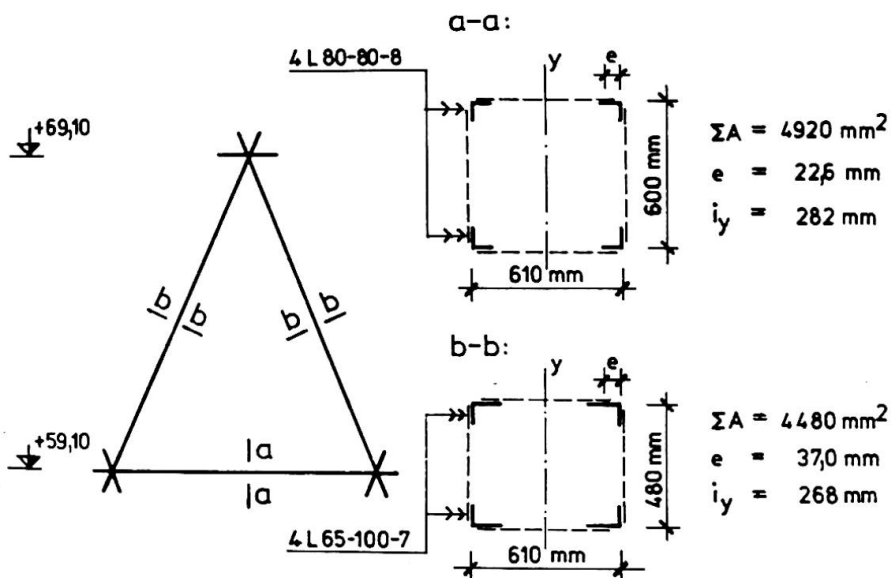


Fig. 1 Cooling tower during erection

Using the upper stiffening ring as a working platform, the panel elements of the structure could be lifted into place by assembly crane which moved around the ring. After one row of panels had been completed, the stiffening ring was lifted by hydraulic jacks, supported on the assembled panels, to the upper edge of the structure.

In order to save material, the individual bars were trusses themselves,

consisting of four angle sections as chords and four sets of bracing bars /Fig. 2/, constituting a double-layer space grid of wall thickness 610 mm.



The individual bars were manufactured in the factory, they were connected on site to panels, of which the structure was built. All connections were welded. The towers built with this method had the heights of 120 and 150 m [2].

Further saving of material can be achieved if the lower part of the cylinder is replaced by a conical structure. However,

Fig. 2 Characteristic bar cross section

experience showed that the inconveniences of this solution, above all the use of a high crane for assembling the conical part, do not make up for the reduction of the weight.

Similarly, although the bar cross section shown Fig. 2 is very economical in material consumption, labour costs may render it more expensive than making the individual bars of one large section. The maximum height of towers that can be erected with the greatest angle sections available lies at about 160 m. All these considerations lead to a reticulated structure consisting of bars one tube each with a large diameter. We intend to proceed in this direction when designing large steel cooling towers in the future.

REFERENCES

1. SUZUKI E. & KITAMURA H., The design and construction of a cooling tower. In: Space Structures /DAVIES R. M. ed./ Blackwell Scientific Publications, Oxford and Edinburgh, 1967. pp. 656-664.
2. KOLLÁR L., Large reticulated steel cooling towers. Engng Struct., 1985. Vol. 7. pp. 263-267.



Mastkonstruktionen für moderne Windkraftanlagen

Tower Types for Modern Wind Turbines

Construction de mâts pour des turbines à vent modernes

Helmut VOGT

Dr.-Ing.
Fahrdorf/Schleswig,
Bundesrep. Deutschland

Marius ERIKSEN

Dipl.-Ing.
Oldenburg i.O.,
Bundesrep. Deutschland

Der Bau von Windenergieanlagen -in Form von Einzelanlagen und Windparks- gewinnt immer mehr an Bedeutung. Bei diesen Vorhaben handelt es sich um bauliche Anlagen, die in vielen Beziehungen von den üblichen Baukonstruktionen abweichen.

Die Besonderheiten bestehen einmal in dem verhältnismäßig kleinen Eigengewicht, das aus der Maschinengondel einschl. dem Rotor und dem Rohr- oder Gittermast gebildet wird. Die Horizontalkraft wird aus den Windkräften auf dem Turm und auf dem Rotor gebildet. Bei den Windkräften auf dem Rotor muß in diesem Falle nicht nur der Druck auf einzelne stillstehende Rotorblätter betrachtet werden. Im Betrieb ist die von den Rotorblättern bestrichene Fläche für die Horizontalkraft maßgebend, da ja der Wind, der durch diese Fläche geht, von der Anlage gewissermaßen verarbeitet wird.

Die Maschinengondel ist drehbar. Dies bedeutet, daß der Horizontalschub in allen Richtungen wirken kann. Das Verhältnis von Horizontalschub zu Vertikallasten liegt in einer Größenordnung, die von anderen Konstruktionen stark abweicht.

Es sind jedoch nicht nur die Wind- und Eigengewichtskräfte für die Ausbildung der Konstruktion entscheidend, sondern vor allem die Vermeidung einer Resonanz. Es gibt Anlagen, die mit festen Drehzahlen und solche, die in einem Drehzahlbereich arbeiten. Es sind nicht nur diese Drehzahlen bzw. Drehzahlbereiche, die als Anregung angesehen werden müssen. Hinzu kommt der Einfluß des Turmes auf die Luftkräfte, die auf die Rotorflügel wirken. Es ist also auch Drehzahl mal Flügelanzahl als Anregung zu berücksichtigen.

Um wirtschaftliche Konstruktionen zu erhalten, wird es erforderlich sein, Resonanzbereiche zu durchfahren. Besondere Schwierigkeiten treten hier natürlich bei den Anlagen auf, die in Drehzahlbereichen arbeiten. Es ist daher notwendig, nicht nur die erste Eigenfrequenz zu ermitteln, auch die höheren müssen bekannt sein.

Neben diesen allgemeinen Forderungen -sichere Aufnahme der angreifenden Kräfte und Vermeidung von Resonanzen- treten oftmals noch andere Forderungen an die Durchbildung der Konstruktion. Windkraftanlagen sind in vielen Fällen zu einem Exportartikel geworden. Je nach dem Exportland werden die verschiedensten Ansprüche gestellt, wie z.B. die Zerlegung der ganzen Anlage in Teile, die eine optimale Ausnutzung eines Containers ermöglicht. Da der Turm ein sperriges Teilstück ist, wirkt sich dies auf die Turmkonstruktion besonders aus. Eine andere Forderung kann z.B. die Aufstellung der Anlage ohne Zuhilfenahme eines Kranes sein.

Auch bei der Gründung müssen die Beanspruchungen beim Betrieb, die starken Wechseln unterworfen sind, und die bei extremem Wind im Stillstand entstehenden Beanspruchungen beachtet werden. Eine getrennte Behandlung von Betrieb und Stillstand ist erforderlich.

Bei der Behandlung der Betriebslastfälle ist Augenmerk auf eine mögliche Beeinflussung der Eigenfrequenzen durch den Baugrund zu legen. Besondere Probleme treten auf, wenn das Fundament im Grundwasser steht und in hohem Maße, wenn es dem Einfluß der Tide ausgesetzt ist. Hier ist die durch die Wechselbeanspruchung hervorgerufene Pumpwirkung, die die Eigenschaften des Baugrundes verändern kann, zu beachten.

Schaubilder verdeutlichen die mögliche Vielgestaltigkeit.



Full Scale Test of Transmission Towers: Ultimate Strength

Détermination de la résistance ultime de pylônes à haute tension à l'aide d'essais

Grossversuch zur Bestimmung des Tragwiderstandes von Hochspannungsmasten

Ken IZAWA

Tomoegumi Iron Works
Tokyo, Japan

Takashi FUKASAWA

Tomoegumi Iron Works
Tokyo, Japan

Hirotoishi YAMAGISHI

Tokyo Electric Power Company
Tokyo, Japan

Nobuhiro SATOH

Tomoegumi Iron Works
Tokyo, Japan

1. INTRODUCTION

The construction of Ultra High Voltage transmission towers (Voltage: 1,000kv, Height: 100-150meters, Weight: 200-800tons/a tower) is one of the most noticeable projects in Japan. It is extremely important to confirm its ultimate strength and aseismic security considering the social influence. This study quantitatively clarifies how the slenderness ratios and the eccentricity ratios caused by the bending moments of the members contribute to the ultimate strength through the static loading test of a full scale tower shown in Fig.1.

2. EXPERIMENTAL RESULTS

The following items were drawn from the experiment under the lateral loadings (wind load) and the vertical loadings (snow load, conductor load) on a full scale tower.

2.1 Load-Deflection Characteristics

- The load-deflection characteristics of the bolted joints were modeled considering the factors such as the slip-load (P_s) and the bolt-clearance (δ_s) shown in Fig.2.
- The deformation capacity of the tower was influenced by the slip deflections of the bolted joints.

2.2 Ultimate Strength

- The relations between the buckling strength and the slenderness ratios (λ) and the eccentricity ratios (m) of the members were regulated as shown in Eq.(1), (2), Fig.3 through the static loading tests of the members.

$$N_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2 \cdot \{1 - \{(N_{cr} - 0.8 N_y) / 0.2 N_y\}^2\} \quad (1)$$

$$N_{cr} / N_y = 2 / \pi \cdot \cos^{-1} (M_{cr} / M_p) \quad e = M_{cr} / N_{cr}, m = e D / 2 i^2 \quad (2)$$

- The method of estimating the ultimate strength of the towers using the buckling curve (Eq.(1)) and the yield curved surface (Eq.(2)) was established.
- The full scale tower collapsed at the end of lower column member shown in Fig.4, and the ultimate strength was in good agreement with the estimated strength and its value was more than 1.5 times the short-term design load (P_o).

-The lowering of the ultimate strength by the bending moments was 0.05 Ny.

3.CONCLUSION

The accuracy of the estimating method on the ultimate strength was proved through this study. We are now pushing on application this way to the design method.

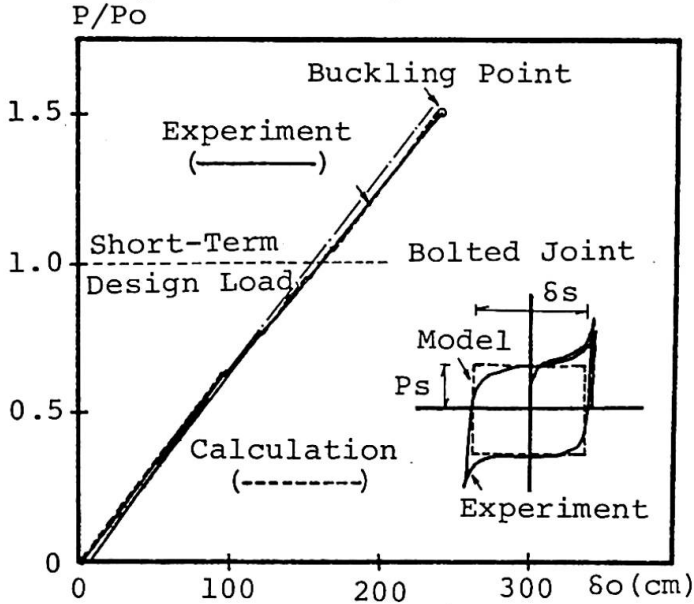


Fig.2 Load-Deflection Relationships

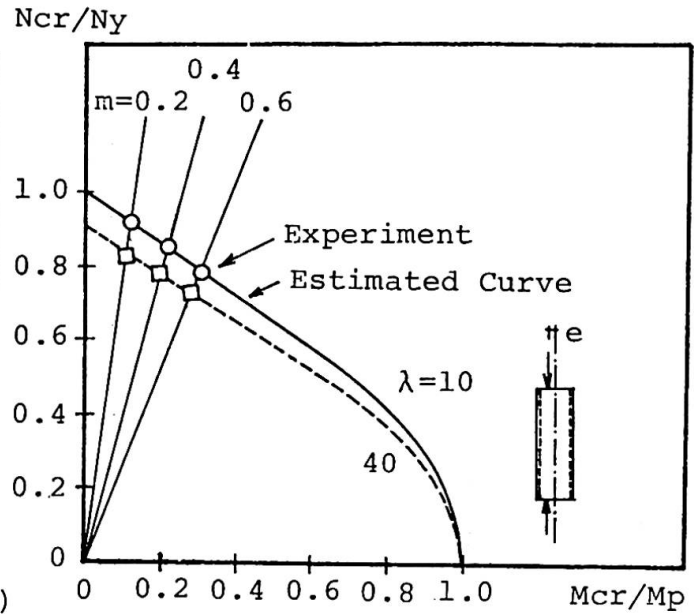


Fig.3 N_{cr}/N_y - M_{cr}/M_p Relationships

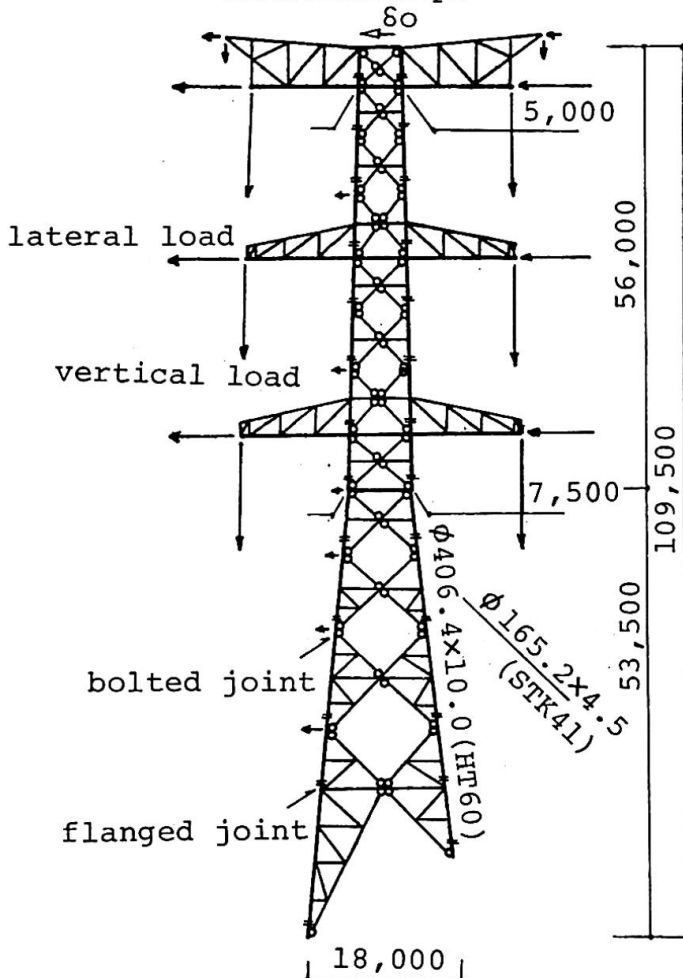


Fig.1 Structural Drawing



Full Scale Test of Transmission Towers: Damping Characteristics

Détermination des caractéristiques d'amortissement de pylônes à haute tension à l'aide d'essais

Grossversuch zur Bestimmung des Dämpfungsverhaltens von Hochspannungsmasten

Takashi FUKASAWA
Tomoegumi Iron Works
Tokyo, Japan

Teruo HIROKI
Tomoegumi Iron Works
Tokyo, Japan

Hirotoishi YAMAGISHI
Tokyo Electric Power Company
Tokyo, Japan

1. INTRODUCTION

This study quantitatively clarifies how the slip deflections of the bolted joints contribute to the damping characteristics through the static loading tests, the free vibration tests and the numerical analyses of two full scale towers shown in Fig.3.

2. EXPERIMENTAL RESULTS

The following items were drawn from the experiments.

2.1 Load-Deflection Characteristics in the Static Loading Tests

-It was proved that the characteristics of the tower could be calculated by the sum of characteristics of the elements such as the members and the bolted joints shown in Eq.(1), Fig.1.

$$\delta = \sum [\bar{N} (NL/EA + \delta_s)] \quad (1)$$

2.2 Damping Ratios in the First Natural Free Vibration Tests

-It was clarified that the damping ratios in the large amplitude were greater than 3% as shown in Fig.2.

-The damping ratios were conducted from the load-deflection characteristics of the towers as shown in Eq.(2).

$$h = 1/2\pi \cdot \ln [(W_m + W_j)/W_m] + 0.005 \quad (2)$$

$$W_m = 1/2 \cdot \sum (N^2 L / EA), W_j = \sum (N_s \delta_s)$$

-The gradual decreased amplitudes in free vibration test can obtain the vibration characteristics such as the damping ratios and the periods consecutively.

3. ANALYTICAL RESULTS

The following items were drawn from the non-linear response analyses.

-The accuracy of the dynamic response analytical method incorporated with non-linear spring elements having the simplified slip characteristics of the bolted joints was proved by comparing with the free vibration tests as shown in Fig.2.

-The non-linear responses by the damping ratios varied according to amplitudes were compared with the linear seismic responses by the fixed equivalent damping ratios. And it was clarified that the equivalent damping ratios in the great earthquakes exceeding 200 gal were greater than 1.5%.

4.CONCLUSION

We are now pushing on normalization of the aseismic design method with combination of these seismic design data and the dynamic response analyses.

P(ton)

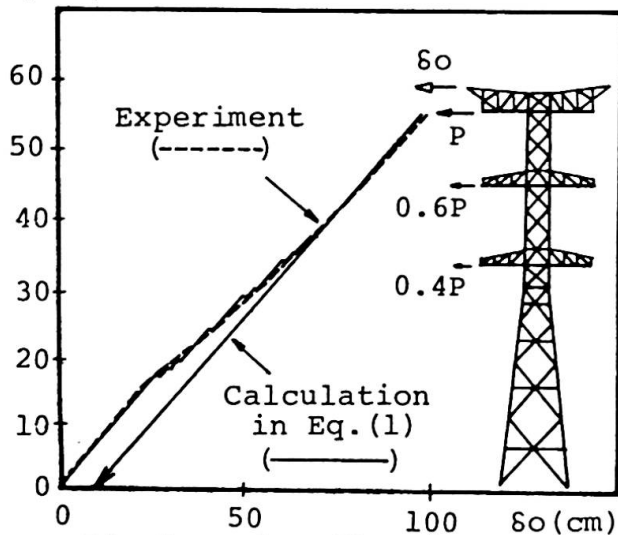


Fig.1 Load-Deflection Relationships

Damping Ratio (%)

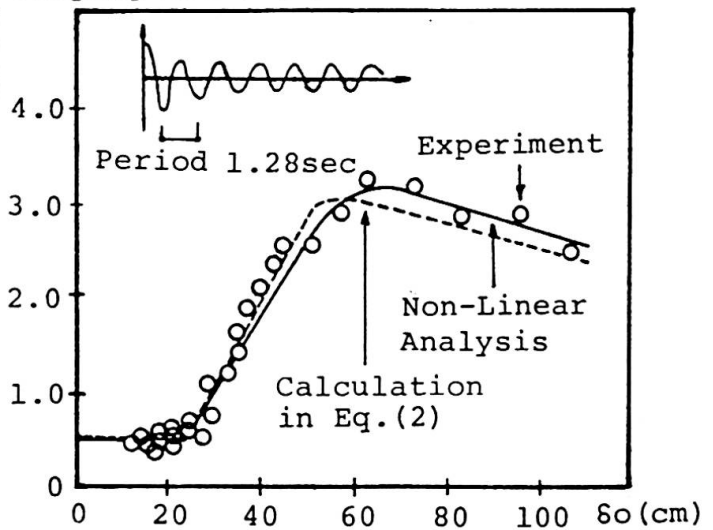


Fig.2 Damping Ratio -Deflection Relationships

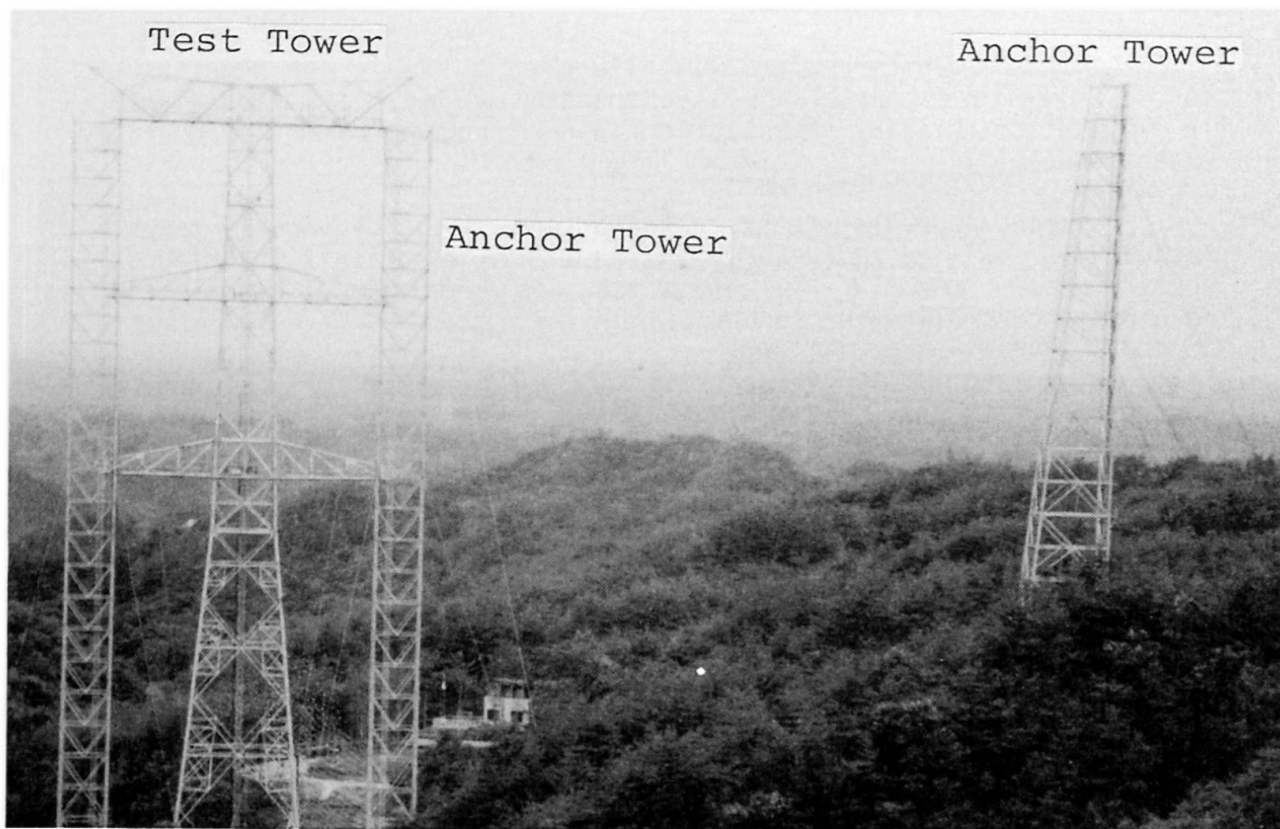


Fig.3 View of Experimental Plant



Surveillance des aéroréfrigérants à Electricité de France

Überwachung der Kühltürme bei den französischen Elektrizitätswerken

Control of the Cooling Towers at the French Power Electric Co.

Denis BISTER

EDF-DTG Grenoble, France

Pierre Bozetto

EDF-Septen Villeurbanne, France

EDF exploite un parc de 26 aéroréfrigérants constituant la source froide des centrales nucléaires REP de 900, 1300 et 1400 MWe. La tenue dans le temps des coques béton armé de grande hauteur (de 127 m à 178,5 m) constitue donc un élément primordial de la disponibilité de ces centrales et justifie un important effort d'étude et de surveillance.

Les études expérimentales, in situ et en soufflerie, et les développements sur modèle numérique conduits par EDF au cours de la dernière décennie ont permis de préciser les diverses actions physico-chimiques qui s'exercent sur ces structures et d'identifier les modes de ruine les plus probables.

En conclusion de ces investigations, un ensemble cohérent de règles de conception et de construction des coques d'aéroréfrigérants, axées vers la durabilité, a pu être édicté.

La mise en oeuvre d'un ferrailage en 2 nappes est nécessaire car la capacité de résistance à la traction du béton armé représente le facteur déterminant de stabilité d'une coque exposée à un vent exceptionnel.

De même, la compacité et la bonne tenue du béton dans le temps, face à l'agressivité des eaux de pluies et des condensats intérieurs, sont obtenues grâce à des spécifications précises et complètes, sévèrement contrôlées sur le chantier.

La conception des aéroréfrigérants d'EDF obéit par ailleurs à des règles concernant, notamment, l'épaisseur de coque, la raideur du supportage, le traitement du sol de fondation...., qui contribuent à garantir l'ouvrage contre tout risque de ruine par flambement, local ou d'ensemble.

Les aéroréfrigérants de GOLFECH et CHOOZ, nouvellement construits, sont l'aboutissement de ces études. Ils constituent un record du monde en hauteur et le classique supportage à diagonales a été remplacé par un supportage à piles, intéressant pour le rendement thermique et le fonctionnement de la structure.

Au-delà de la construction, EDF doit se préoccuper de la surveillance des coques d'aéroréfrigérants en service.

A l'heure actuelle, 16 appareils font l'objet d'un suivi annuel systématique portant essentiellement sur le comportement mécanique et l'inspection visuelle de la coque.

Le but de cette auscultation est de détecter les évolutions anormales afin de pouvoir intervenir rapidement, si nécessaire, et déclencher soit des réparations soit des mesures de sauvegarde.

La surveillance du comportement mécanique consiste à procéder à :

- . un nivellement de la semelle de fondation, par les méthodes classiques de topographie,
- . une auscultation planimétrique de la coque, soit en déterminant les coordonnées de cocardes fixées dans le béton, soit en faisant des relevés de courbes méridiennes. La nécessité de faire des mesures rapides pour s'affranchir des variations thermiques conduit EDF à rechercher des méthodes nouvelles pour les relevés sur les coques.

L'inspection visuelle consiste à procéder au relevé des fissures ; mais il serait impensable et inutile d'effectuer ce travail sur l'ensemble complet de la coque. C'est pourquoi les relevés systématiques sont réservés à des zones bien définies (bandes verticales) ainsi qu'aux secteurs particulièrement dégradés.

Les opérateurs utilisent des lunettes télescopiques de haute définition qui permettent de dresser la cartographie des défauts.

Avec ces méthodes simples et standardisées, les exploitants d'EDF ont l'assurance de détecter les défauts majeurs éventuels.

Cependant, des études de développement ont été lancées pour compléter et éventuellement alléger le programme.

Il s'agirait d'évaluer l'état interne de la coque par la mesure du degré d'enrouillement des armatures, de la pollution et de l'altération des bétons.

La mesure de la réponse dynamique de la structure sous l'action du vent pourrait par ailleurs, constituer pour l'exploitant une "sonnette d'alarme" permettant d'espacer les opérations lourdes.



Comportement d'un réservoir de stockage sous une onde d'explosion

Verhalten eines Lagerbehälters unter einer Explosionswelle

Behavior of a Storage Tank under an Explosion Wave

Daniel LAMBLIN

Dr. Ing. Maître de Conférences
Faculté Polytechnique de Mons
Mons, Belgique

Guy GUERLEMENT

Dr. Ing. Professeur
Faculté Polytechnique de Mons
Mons, Belgique

1. INTRODUCTION

Sur des sites industriels dangereux, le stockage de liquide peut impliquer, pour des raisons de sécurité, la conception de réservoirs à double enveloppe. L'enveloppe interne contient normalement le liquide stocké, l'enveloppe externe assure à la fois la rétention de liquide en cas de fuite et la protection contre les agressions externes. Parmi celles-ci, la plus courante est une sollicitation de pression dynamique générée par l'explosion d'installations voisines. Cette communication décrit l'étude de détermination des contraintes effectuée dans un cas concret en n'ayant recours qu'à de petits moyens informatiques et en apportant progressivement des simplifications dont la validité est toujours contrôlée.

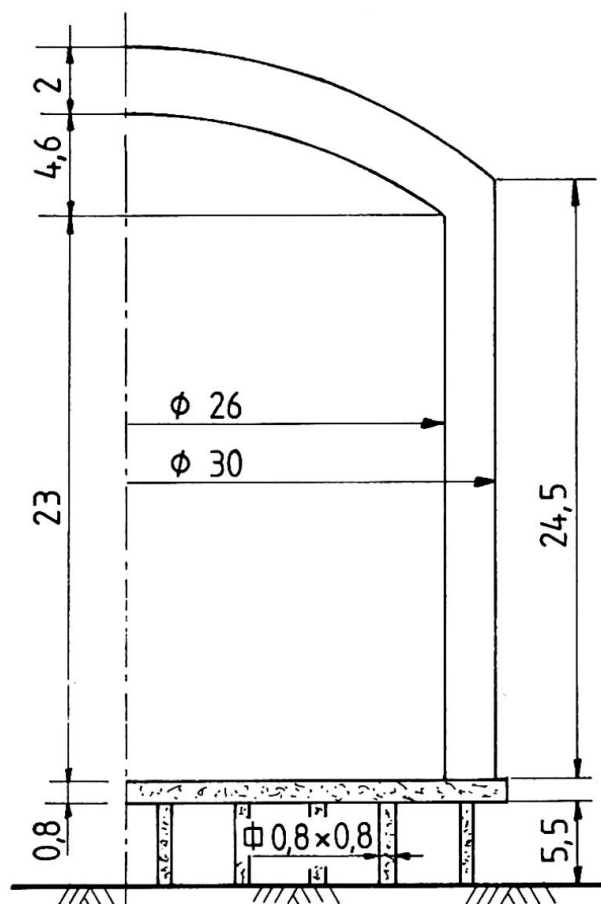


figure 1 (cotes en m)

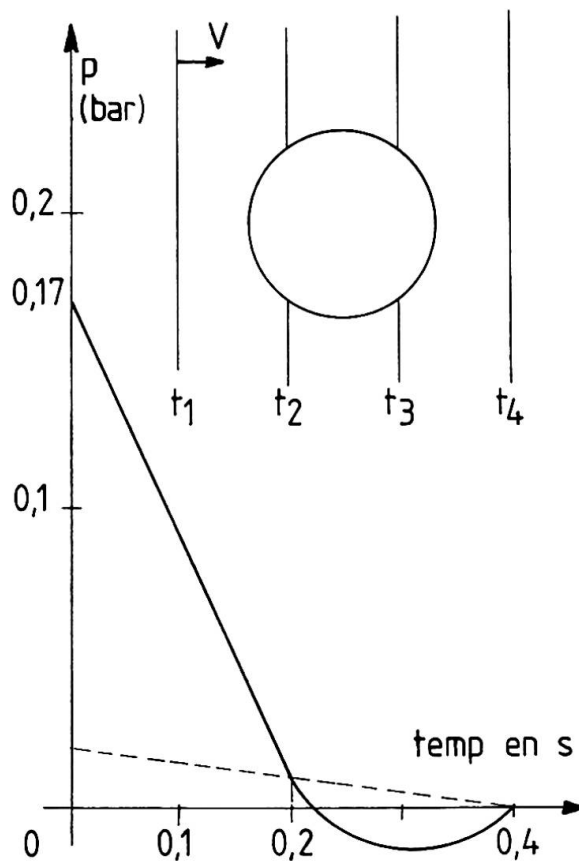


figure 2 - front d'onde

2. GEOMETRIE DES STRUCTURES (Figure 1)

Le réservoir étudié comporte deux robes de diamètre 26 et 30 m et de hauteur 23 et 24,5 m. Ces robes sont constituées de viroles d'épaisseur variable entre 8 et 22 mm et sont fermées par des portions de toits sphériques. La théorie de la membrane permet de dimensionner l'ensemble. La robe extérieure en acier 52 ou 42 assure la rétention du liquide stocké en cas de fuite de la robe interne ou de ruine brutale de celle-ci. Elle doit en outre assurer la protection vis-à-vis d'un front d'onde (Figure 2) supposé plan (vitesse de propagation $V=361\text{m/sec}$) caractérisé par une augmentation instantanée de pression de 0,17 bar suivie d'une décroissance linéaire en 200 m/sec et d'une légère dépression. Les deux robes sont solidaires d'une fondation, dalle circulaire en béton sur poteaux supportés par pieux ancrés entre eux par un réseau de longrines.

3. ETUDE PRELIMINAIRE

A partir d'une modélisation d'éléments finis plaques et poutres, on a déterminé les coefficients élastiques de translation et de rotation équivalents à la fondation. On a ensuite exploité un premier modèle comportant simultanément la fondation, les deux robes sous forme de sticks et le liquide stocké sous forme de masses ajoutées pour divers cas de remplissage, puis un second modèle ne comportant que la robe extérieure (stick) seule mais avec la fondation et la masse éventuelle de liquide, et enfin un troisième modèle stick schématisant la robe extérieure encastrée à sa base. La comparaison des fréquences propres et des réponses forcées sous l'intégrale des pressions de ces différents modèles a été effectuée et a permis d'exclure tout phénomène de couplage en vibration entre les robes et la fondation. On a ainsi pu montrer, avec certitude, que la robe extérieure pouvait être étudiée isolément.

4. ETUDE DE LA ROBE EXTERIEURE

L'étude de la robe externe peut s'effectuer à l'aide d'un programme d'éléments finis élastique linéaire dynamique prenant en compte la symétrie géométrique de révolution de la structure. La discrétisation d'une génératrice, seule nécessaire dans ce cas, ne comportant qu'une quarantaine de noeuds, l'intérêt et le gain de temps et de coût sont évidents par rapport à un programme n'exploitant pas la symétrie. Le pied de robe est supposé appuyé ou encastré. Le toit comportant, sous forme d'une charpente interne, un double réseau de raidisseurs annulaires et radiaux est modélisé lui aussi en éléments coque orthotrope dont les modules d'élasticité sont calculés en privilégiant, après contrôle numérique, le comportement membranaire. Le chargement créé par la pression sur la robe et le toit est décomposé, à chaque instant, en série de Fourier en fonction de l'angle θ caractérisant une génératrice verticale du réservoir. Via cette technique, un chargement non symétrique sollicitant une structure symétrique peut être abordé. Sur base des fréquences des modes de vibration, un pas d'intégration de 1 msec a été retenu. Les résultats obtenus sont, pour tout instant, les déplacements et les contraintes dans la robe et le toit. Une étude "fine" du toit incluant les raidisseurs locaux termine l'étude.

5. EVALUATION - CONCLUSION

Les conclusions générales sont les suivantes:

- l'enveloppe "voit" l'explosion avec un coefficient dynamique proche de 2. Ses ancrages ont dû être renforcés compte tenu de leur sollicitation;
- aucune plastification n'est à craindre, le niveau de contrainte reste très raisonnablement limité;
- des instabilités locales sont à craindre dans la robe si on compare les contraintes méridiennes et circonférentielles calculées aux valeurs statiques critiques des mêmes contraintes estimées de façon approchées par les règles des codes et ce particulièrement aux temps de 120 à 160 msec.



Prestressed Foundations

Fondations précontraintes

Vorgespannte Foundationen

Hans Rudolf GANZ

Dr. sc. techn.

VSL International Ltd.

Berne, Switzerland

1. INTRODUCTION

Massive and large foundation slabs are often used where poor subgrade conditions and/or ground water are encountered (Picture 1). Apart from externally applied gravity and lateral loadings special attention must be paid to stresses resulting from differential settlements, hydration, temperature, shrinkage and creep. The latter effects result in imposed deformations which are restrained by the subgrade. Bending cracks and separation cracks may occur. Efficient measures to limit crack widths include:

- appropriate concrete technology and curing methods
- choice of a suitable structural system and careful detailing
- adequate design of prestressed and non-prestressed reinforcement.

2. WHY PRESTRESSING ?

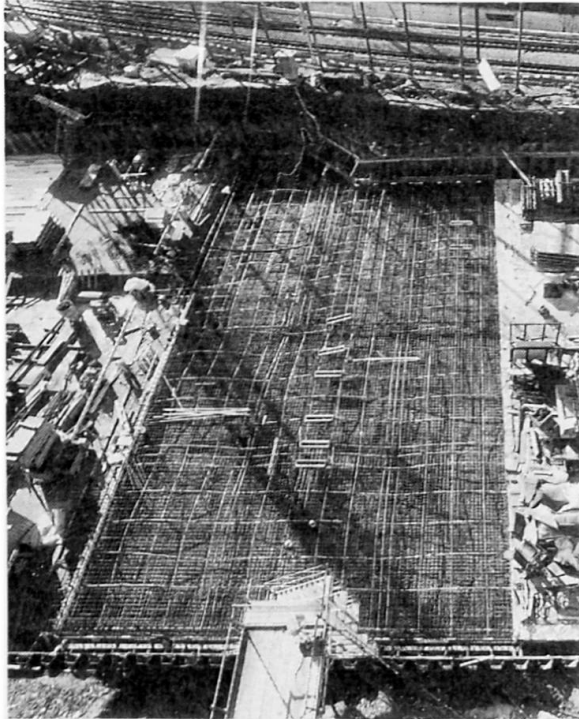
When a prestressing cable is stressed anchorage, deviation and friction forces are introduced in the slab. If an appropriate cable profile is used, externally applied loads may be balanced partly or completely by the deviation forces. Thus the designer can actively influence the distribution of the applied load to the subgrade (Fig. 1). Subgrade restraints do not effect the deviation forces.

For imposed axial strains, axial stresses are developed in the slab by subgrade friction (Fig. 2). If these stresses exceed the tensile strength of the concrete cracks will develop. Due to the applied compression, prestressing helps to delay or even prevent cracking. If the slab cracks, the behaviour of a section with both bonded prestressed and non-prestressed reinforcement will be similar to that of a reinforced section provided that both sections have the same total yield strength.

Early prestressing of foundation slabs helps to prevent cracking due to hydration of the concrete. However, the number of cables which can be stressed at this stage has to be evaluated carefully so that the strength of the slab is not exceeded (Fig. 3). Due to the use of high strength prestressing steel, reinforcement congestions may be avoided. The number of joints may be reduced.

3. APPLICATIONS

Prestressing may be applied to almost any type of foundations : buildings, bridges, towers, storage tanks, pavements, tie beams, etc. Similar problems and solutions as for foundation slabs apply to pile caps and transfer plates.



Picture 1 : Industrial building

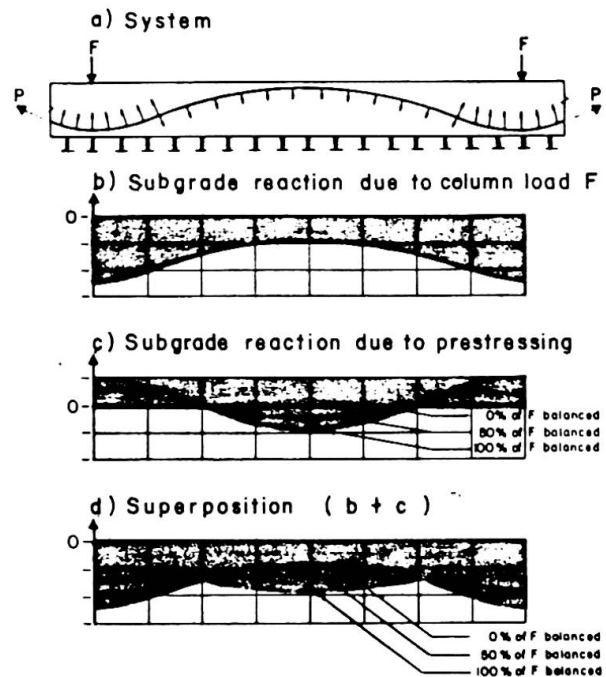


Fig. 1 : Subgrade reactions

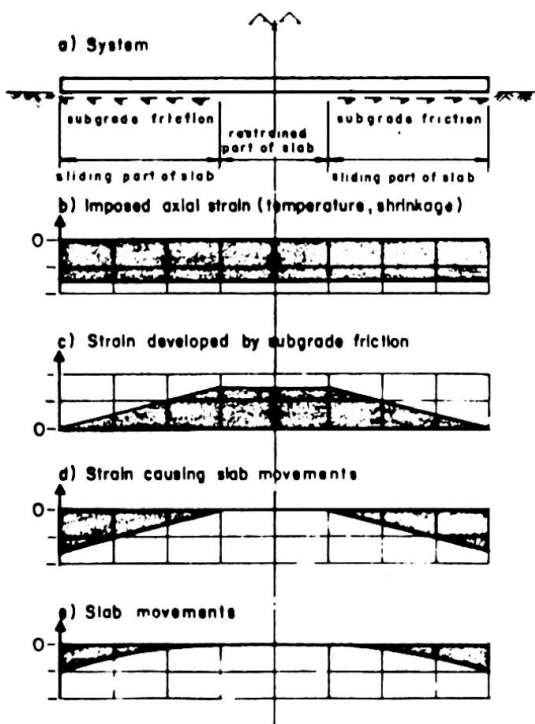


Fig. 2 : Axial restraints

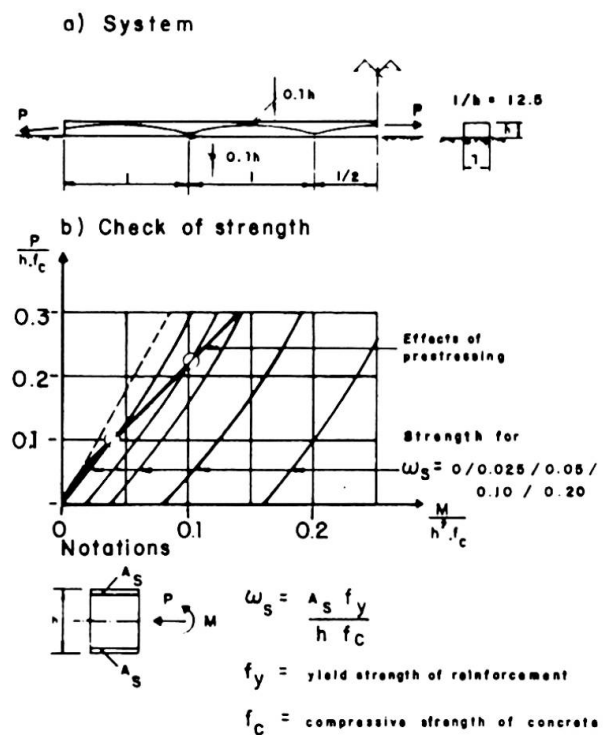


Fig. 3 : Transfer of prestressing

Vorspannung mit Glasfaserverbundstäben mit permanenter Überwachung

Prestressing with Glass Fibre Composite Bars with Permanent Monitoring

Précontrainte avec un matériau composite en fibre de verre avec une surveillance permanente

Hans-Joachim MIESSELER

Dipl.-Ing.
Strabag Bau-AG
Köln, Bundesrep. Deutschland

Friedrich-Karl LEVACHER

Dr. rer. nat.
Felten & Guillaume Energietechnik AG
Köln, Bundesrep. Deutschland

Faserverbundwerkstoffe, bisher fast ausschließlich in der Luft- und Raumfahrt eingesetzt, werden in zunehmendem Maße auch in anderen Bereichen der Technik, so auch in der Bauindustrie, wie z.B. im Spannbetonbau und bei Erdankern, angewandt. Mit diesen Faserverbundwerkstoffen gelangen neue Werkstoffe zum Einsatz, die sehr hohe Medienbeständigkeit haben und mit Festigkeiten ausgestattet sind, die in der Größenordnung bester Spannstähle liegen.

Die Integration von Lichtwellenleitern als Sensoren in den Faserverbundwerkstoff ermöglicht den Einblick in das Spannungsdehnungsverhalten des Bauwerks. Damit ist der Weg zur Verwirklichung eines "intelligenten" Spanngliedes vorgezeichnet. Die Sensoren reagieren bei Dehnung in ihrer Längsachse mit einer Änderung ihrer Lichtdämpfung und lassen dadurch z.B. Rückschlüsse auf Veränderungen des Spannungszustandes und deren Lokalisierung zu.

Neben der in den Jahren 1985/1986 erstellten Brücke Ulenbergstraße in Düsseldorf (Bild 1), einer zweifeldrigen Straßenbrücke mit Spannweiten von 21,30 m

und 25,60 m, der weltweit ersten größeren Anwendung dieser Glasfaservorspannung, wobei auch einige Spannglieder durch integrierte Sensoren überwacht werden, sind für 1988 weitere Bauwerke mit sensorüberwachten Spanngliedern geplant.



Bild 1: Brücke Ulenbergstraße Düsseldorf

Im Berliner Bezirk Marienfelde wird vom Senat für Bau- und Wohnungswesen eine zweifeldrige Plattenbalkenbrücke als Fußgängerbrücke über Gleisanlagen er-

stellt (Bild 2). Die Vorspannung der Brücke, als externe Vorspannung ohne Verbund konzipiert, wird durch sieben 19-stäbige Glasfaser-Spannglieder erzeugt (Gebrauchslast 660 kN je Spannglied).

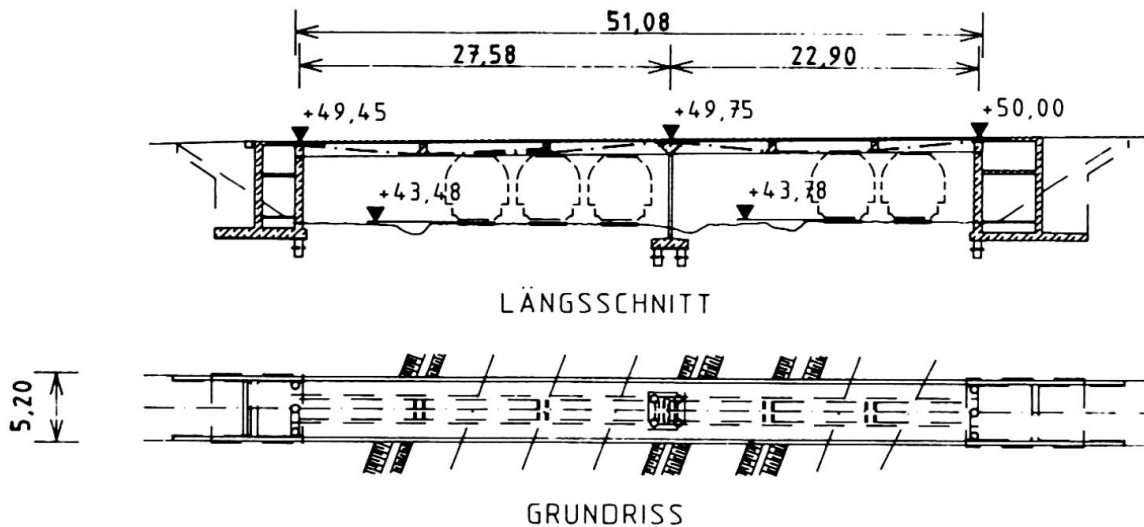


Bild 2: Übersicht Fußgängerbrücke Berlin-Marienfelde

Alle sieben Glasfaserspannglieder werden durch integrierte Lichtwellenleiterdehnungssensoren permanent überwacht. In gleicher Weise werden vier direkt in den Beton eingebettete LWL-Sensoren permanent Auskunft über evtl. im Betonquerschnitt entstehende Risse geben.

Im Hafen von Zeebrügge in Belgien werden Schwergewichtkaimauern mit sogenannten passiven Erdankern saniert. (Bild 3). Diese passiven Erdanker, auf ca. 10% ihrer Gebrauchslast vorgespannt, erfahren erst durch Bewegungen der Ufermauer zur Wasserseite eine Steigerung ihrer Vorspannkraft. Um diese Bewegungen der Ufermauer permanent zu erfassen, werden 1988 einige Erdanker aus 19-stäbigen Glasfaserspanngliedern (Gebrauchslast 600 kN) mit integrierten Lichtwellenleitern zur permanenten Bauwerksüberwachung eingebaut.

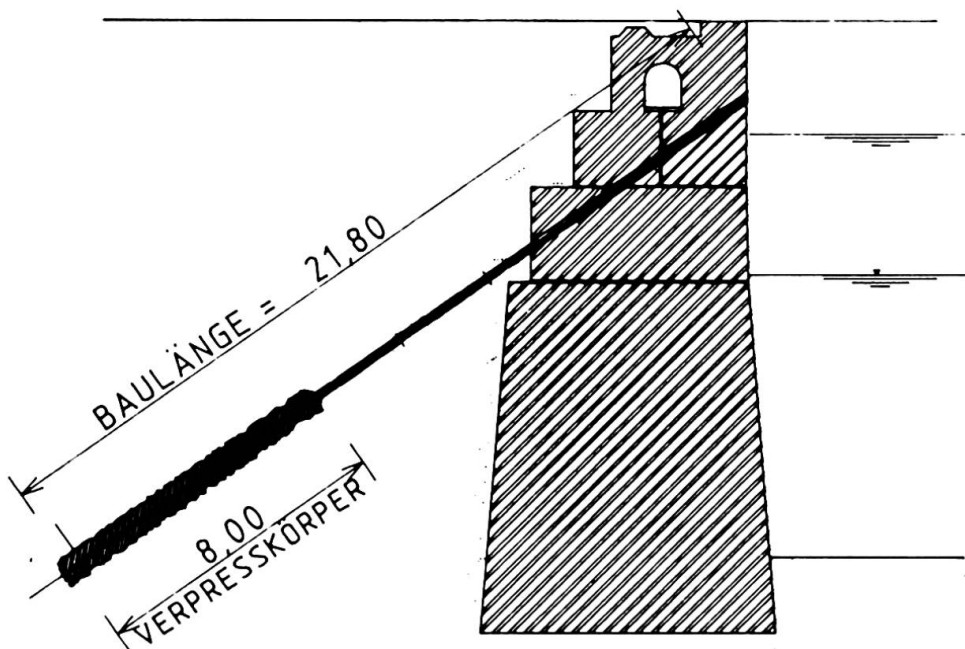


Bild 3: Übersicht Erdanker Zeebrügge

Leere Seite
Blank page
Page vide