

# EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNG VON BOGENTRAGWERKEN AUS ALUMINIUMWELLBLECH

Von

A. SZITTNER und L. KRISTÓF

Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen, TU Budapest

(Eingegangen am 15. Mai 1978)

Vorgelegt von Prof. Dr. O. HALÁSZ

Bei den *Ungarischen Aluminium-Werken* wurde eine Serie bogenförmiger Tragwerke aus Alu-Wellblech entwickelt, die in immer weiterem Kreise eingesetzt wird, wobei einige Typen auch in Serienproduktion hergestellt werden.

Das bedeutendste Objekt der Tragwerkgruppe, die Dachkonstruktion mit 40 m Spannweite der *Schwimmbhalle "Komjádi"*, wurde in Einzelfertigung hergestellt [1]. Das Bogentragwerk mit 12 m Spannweite wird bereits in Serienfertigung erzeugt und die Vorbereitung zur Serienfertigung des 18 m Bogens ist im Gange.

Die Projekte aller Bogentragwerke aus Aluminium wurden im Entwurfsinstitut ALUTERV unter der Leitung von Dr. S. FERNEZELYI ausgearbeitet. Die experimentelle Prüfung der Bögen mit Spannweiten von 12 m und 18 m sowie die technologische Untersuchung der Punktschweißverbindungen der Bögen für die Vorbereitung zur Fertigung wurden an dem *Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen* der TU Budapest durchgeführt [2]. Die Produktion der Nullserie wurde von dem *Qualitätsprüfungsinstitut für Bauwesen* des Ministeriums für Bauwesen und Städteentwicklung aufgrund der Prüfungen am Lehrstuhl genehmigt.

Die 12 m und 18 m Bogentragwerke werden im Mindszenter Betrieb des FIV Hódmezővásárhely hergestellt. Das Tragwerk wird aus  $2 \times 1$  m breiten tonnenförmigen Alu-Wellblechen Typ TR 40/180/1 $\times$ 900 der Qualität Al Mg 3—23.14 hergestellt, die für die Aufnahme der Scherkraft durch 2 m lange, 60 bzw. 100 mm hohe V-förmige Querrippen verbunden sind. Die beiden 1 m breiten Wellbleche sind miteinander durch eine Lasche verbunden. Die Verbindung zwischen Wellblech und Querrippe wird an der inneren, geschützten Seite — unter Zwischenschaltung einer Textilbakelit-Wärmedämmschicht — mit Pop-Nieten, an der Außenfläche durch MIG-Punktschweißung hergestellt. Das Bogentragwerk wird durch Kämpferlager abgestützt, in welche die Wellbleche eingebunden sind.

In diesem Beitrag wird die Belastungsprobe der Bogenträger von 12 m und 18 m Spannweite dargestellt und es werden die bei der Belastungsprobe gewonnenen Erfahrungen und daraus gezogenen Schlußfolgerungen dargelegt.

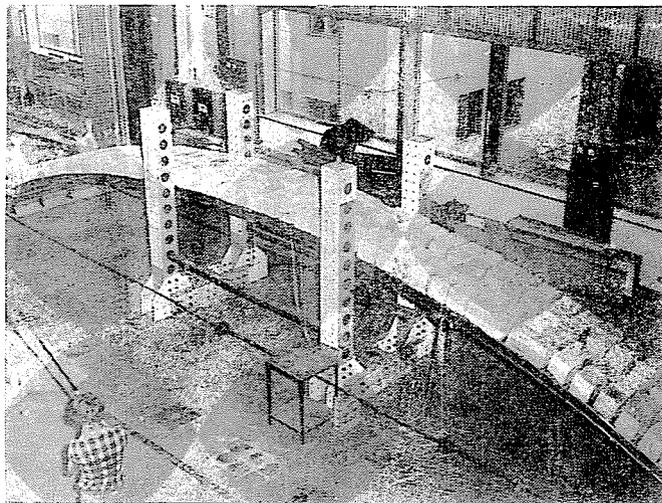


Bild 1. Probebelastung des 12 m Bogens

## 1. Die Belastungsprobe

Bei der Belastungsprobe wurden die Bögen einerseits mit gleichmäßiger Belastung belastet, wodurch das Verhalten des Bogens unter reinem Druck verfolgt werden sollte, andererseits wurde eine mit der Wirklichkeit besser übereinstimmende Belastung angewandt, wo die Last der zwei Halbseiten im Verhältnis von 3 : 4 voneinander abwich, und daher neben dem Druck auch beträchtliche Scherkräfte und Momente auftraten.

### 1.1. Belastungsprobe der 12 m Bögen

Als Fortsetzung der die Fertigung vorbereitenden technologischen Untersuchungen wurden die Versuchskonstruktionen am Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen der TU Budapest hergestellt und die Belastungsprobe wurde dort an Bögen von 1 m Breite durchgeführt.

Wie es in Bild 1 zu sehen ist, war der Bogen auf einem durch Zugbänder verbundenen, steifen Stützbalken mit geeigneter Auflagefläche abgestützt.

Der Bogen wurde mit 18 kg Betonprobewürfeln von  $20 \times 20$  cm belastet, deren Plätze auf der Wellblech-Oberfläche im voraus aufgezeichnet waren, und die gegen Abrutschen durch aufgenietete kleine Aluminiumwinkelprofile gehindert waren. Die Belastung wurde durch eine planmäßige Verdichtung der Probewürfel gleichmäßig gesteigert.

Bei der Belastungsprobe wurden gemessen:

a) in den Viertelpunkten der Bögen mittels Nivellierung die senkrechten Verschiebungen an den beiden Rändern des Bogens;

- b) mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen die in den beiden Zugbändern auftretenden Spannungen bzw. die Zugstabkräfte;
- c) mit Hilfe von Meßuhren die horizontale Bewegung der Stützen;
- d) die Dehnungen in den beiden Wellblechen in der Umgebung der Viertelpunkte des Bogens mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen.

### 1.11. 12 m Bogen unter gleichmäßiger Belastung

In dem 1 m breiten Bogentragwerk trat bis zur Gesamtlast von 3600 kp keine Veränderung auf, die zu dessen Zerstörung hätte führen können. Die Last wurde dann abwechselnd an der rechten und linken Seite mit Sandsäcken von 22,5 kp erhöht, die mit Hilfe eines Kranes aufgeladen wurden. Beim Auflegen des dritten Sackes scherten sich die Pop-Niete, die das Wellblech mit dem Kämpferlager verbanden, ab; das Wellblech stützte sich direkt auf den Kämpfer, brach jedoch nicht. Beim Bruch, der aus Festigkeitsgründen erfolgte, betrug die Gesamtlast 3667 kp, was unter Berücksichtigung der Belastungsfläche von 11,35 m<sup>2</sup> einer Bruchlast von 323 kp/m<sup>2</sup> bzw. mit dem Eigengewicht etwa 330 kp/m<sup>2</sup> entspricht.

### 1.12. 12 m Bogen unter einer gleichmäßig verteilten Last auf zwei Halbbögen im Verhältnis von 3 : 4 belastet

Als der Bogen an der einen Seite durch 100, an der anderen durch 75 Probewürfel belastet wurde, erfolgte keine Bruch, es erschienen jedoch im Wellblech, besonders in der weniger belasteten Bogenhälfte im unteren Blech starke Beulungen mit einem Seitenverhältnis von etwa 1 : 1.

Auch nun wurde die Last durch Sandsäcke erhöht und nach Auflegen des fünften Sackes ging der Bogen infolge der Einstülpung (Einbeulung) des unteren Wellbleches in der Mitte der weniger belasteten Seite zugrunde. Die Ursache war eine lokale Instabilität (Beulung). Die Bruchlast, berechnet auf die Grundfläche, war auf der stärker belasteten Seite 311,2 kp/m<sup>2</sup>, mit dem Eigengewicht etwa 320 kp/m<sup>2</sup>, auf der weniger belasteten Seite 232,5 kp/m<sup>2</sup> bzw. 240 kp/m<sup>2</sup>.

## 1.2. Belastungsprobe der 18 m Bögen

Die 2 m breiten Bögen von 18 m Stützweite, mit einer 100 mm hohen Querrippe zwischen den Wellblechen wurden in Mindszent hergestellt und auch die Belastungsprobe wurde dort durchgeführt (Bild 2). Im Gegensatz zu den 12 m Bögen, wurde neben den Belastungsproben mit gleichmäßig verteilter Last und mit einer im Verhältnis von 3 : 4 unterschiedlichen Last der Versuch mit asymmetrischer Lastverteilung auch in einer Form wiederholt, wo der Zugstab der tatsächlichen Bauweise entsprechend, aus Festigkeits- und ästhetischen Gründen an die Bögen angehängt ist. Ist die Anhängung für die Aufnahme von Zugkraft zwischen dem Bogen und dem Zugband geeignet,

so wird der Bogen beträchtlich stabilisiert und seine Tragfähigkeit wird — wie es die früheren und auch die gegenwärtigen Versuche bewiesen — wesentlich erhöht.



Bild 2. Probelastung des 18 m Bogens

#### 1.21. 18 m Bogen unter gleichmäßiger Belastung

Das Bogentragwerk wurde mit Hilfe von Sandsäcken von 30 kg Gewicht gleichmäßig belastet. Beim Aufpacken des 314. Sackes ist die Konstruktion wahrscheinlich infolge einer lokalen Beulung in dem unteren Wellblech plötzlich zusammengebrochen. Die Gesamtbruchlast von 9420 kp entsprach mit dem Eigengewicht von  $10,7 \text{ kp/m}^2$  einer gleichmäßigen Last von  $285,9 \text{ kp/m}^2$ .

#### 1.22. Der 18 m Bogen, belastet an den zwei Halbbögen mit im Verhältnis von 3 : 4 unterschiedlich verteilter Last

Die beiden Seiten wurden mit Säcken von 26 kg bzw. 34 kg belastet. Der Bruch erfolgte beim Aufpacken des 106. Sackes infolge Bogenstabilitätsverlustes.

Die Bruchlast betrug mit dem Eigengewicht  $219,5 \text{ kp/m}^2$  auf der stärker belasteten, und  $178,0 \text{ kp/m}^2$  auf der weniger belasteten Seite, was viel weniger ist als die Bruchlast des Bogens unter gleichmäßiger Belastung. Daher wurde es aufgrund der bei früheren Versuchen gewonnenen günstigen Erfahrungen für nötig gehalten, die tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Hängestäbe zu untersuchen.

### 1.23. 18 m Bogen mit Anhängung des Zugstabes, belastet an den zwei Halbbögen mit im Verhältnis von 3 : 4 unterschiedlicher Belastungsintensität

Auch durch diesen Versuch wurden die früheren Erfahrungen bei anderen Konstruktionen bestätigt. Der Zugstab wurde der tatsächlichen Ausführung entsprechend aufgehängt. Der Bogen wurde trotz der asymmetrischen Last auf der stärker belasteten Seite bei einer Last derselben Intensität zerstört wie im Falle des in Abschnitt 1.21 beschriebenen gleichmäßig belasteten 18 m weiten Bogens ohne Hängestäbe. Die Ursache des Bruches war auch hier eine lokale Instabilität, die Beulung des unteren Wellbleches bei der Hälfte der weniger belasteten Seite.

## 2. Erfahrungen bei den Belastungsproben

Von den bei den Belastungsproben durchgeführten Messungen ergaben die Dehnungsmessungen am Wellblech kein gut auswertbares Ergebnis, einerseits wegen der ursprünglichen Welligkeit der Wellblech, andererseits infolge der unter Last entstandenen örtlichen Beulungen.

Die Dehnungen in den Zugstäben, ob sie mit Dehnungsmeßstreifen oder mit einem Setzdehnungsmesser gemessen wurden, gestatteten eine zuverlässige Messung der Zugstabkraft, wenn im untersuchten Querschnitt, um die Wirkung der Biegung zu eliminieren, die Spannung aus zwei entgegengesetzte Erzeugende entlang gemessenen Dehnungen berechnet wurde. Bei den 18 m Bögen wurde wegen der Stützenreibung eine Kraft unter dem berechneten Wert gemessen, bei den 12 m Bögen stimmten die gemessenen und berechneten Werte gut überein.

Aus der Messung der Stützenbewegungen konnte kein zahlenmäßiger Schluß gezogen werden, der Zweck war vielmehr die qualitative Kontrolle des Verhaltens des Bauteils.

Von den Meßergebnissen wurden bei diesem Konstruktionstyp die brauchbarsten Ergebnisse durch die Formänderungsmessung geliefert. Aufgrund der Meßergebnisse konnten einerseits bei der Lasterhöhung aus den senkrechten Verschiebungen auf Wirkung letzterer direkte Beobachtungen bzw. Feststellungen gemacht werden, andererseits ließ sich aus den Formänderungen direkt auf die kritische Last schließen.

Darüber hinaus wurden durch die direkte Beobachtung der Belastungsproben und durch die Analyse der verschiedenen Arten des Bruches Bemerkungen hinsichtlich des Verhaltens der Bauteile gemacht, die bei der betriebsmäßigen Herstellung zu berücksichtigen empfohlen wurde.

### 2.1. Aus der Formänderungsmessung gezogene direkte Folgerungen

Die während der Lasterhöhung in den Viertelpunkten der symmetrisch und asymmetrisch belasteten Bögen von 12 m und 18 m Spannweite gemessenen

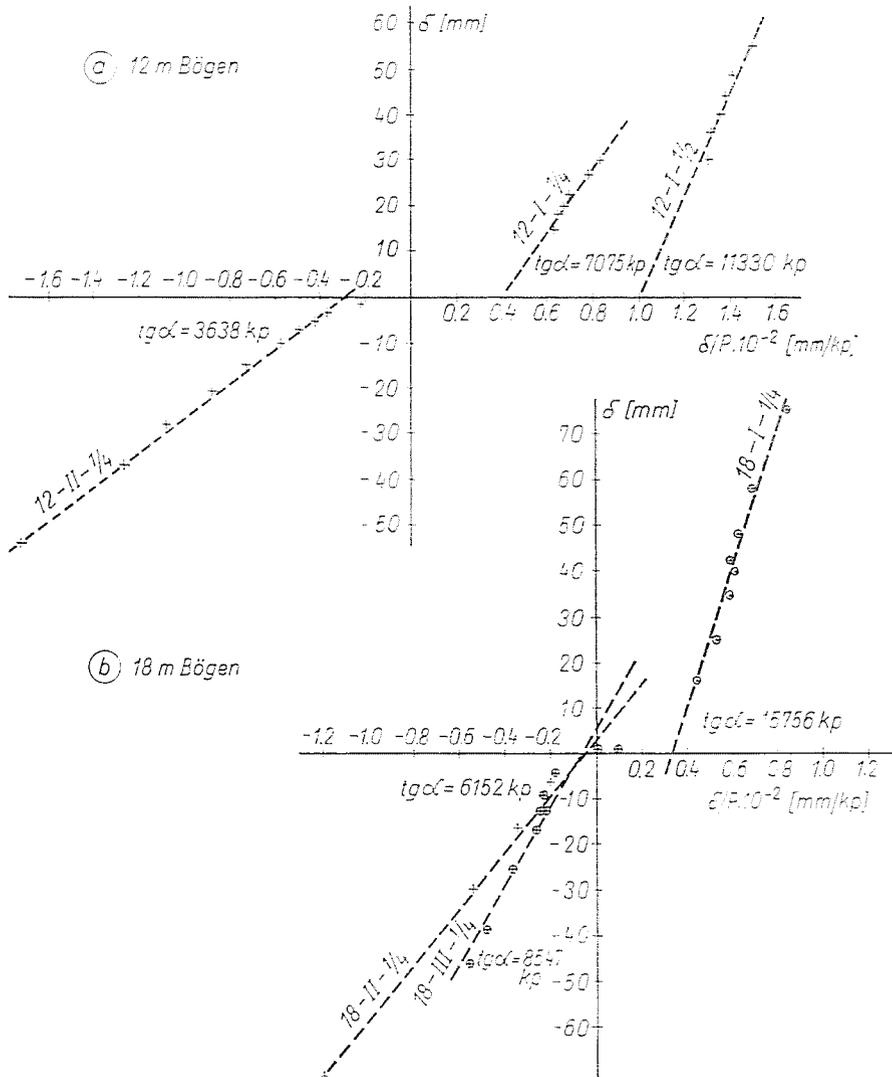


Bild 3. Formänderung von Aluminiumbögen mit 12 m und 18 m Stützweite in Abhängigkeit von der Belastung

Durchbiegungen sind in Bilder 3a und 3b dargestellt. Das Last-Durchbiegungsdiagramm des symmetrisch belasteten Bogens 12-I darf als ganz linear gelten und auch bei dem asymmetrisch belasteten Bauteil 12-II ist das Merkmal des beginnenden Stabilitätsverlustes auf der stärker belasteten Seite über einer Last von  $300 \text{ kp/m}^2$  zu beobachten.

Im Falle der 18 m Bögen war die Tragfähigkeit des symmetrisch belasteten Bogens (I) um etwa 20% kleiner als die des Bogens mit 12 m Spannweite, was durch die unveränderte Wellblechgröße und -dicke wohlbegründet ist.

Eine beträchtliche Tragfähigkeitsverminderung ist aber beim asymmetrisch belasteten Bogen zu verzeichnen, in dessen Last-Formänderungsdiagramm sich bei etwa  $180 \text{ kp/m}^2$  der Beginn des Stabilitätsverlustes ausgesprochen bemerkbar macht. Die Tragfähigkeit der Bogenkonstruktion 18-III mit Hänigestab wird durch die Zwangsverbindung zwischen Bogen und Zugstab dermaßen erhöht, daß die zum Bruch der stärker belasteten Seite gehörige Last gleich der Bruchlast des symmetrisch belasteten Trägers ist. Dabei ist im Last-Formänderungsdiagramm des Bogenträgers III kein Zeichen des Stabilitätsverlustes zu entdecken.

## 2.2. Ermittlung der kritischen Last aus den Formänderungen

Aus dem Fachschrifttum ist die Annahme von SOUTHWELL [3] bekannt, daß eine fortlaufende Beobachtung der Formänderungen die Abschätzung der kritischen Last im Laufe der Belastung ermögliche. Für diesen Zweck werden unter Einwirkung auf die Konstruktion eines Störmoments konstanter Größe und bei stufenweiser Erhöhung der Prüflast die Formänderungen gemessen. Wird in Abhängigkeit von den Formänderungen  $\delta$  die spezifische Formänderung  $\delta/P$  laufend festgestellt, dann liegen die Punkte der zusammengehörigen Wertpaare im Falle von Stabilität in einer Geraden. Die Richtungstangente der Geraden ist die kritische Last. Die aufgrund von Messungen berechneten Punkte liegen selbstverständlich nur annähernd in einer Geraden, und die Gerade der kritischen Last läßt sich mit Hilfe der Regressionsgeraden für die gegebene Punktreihe bestimmen.

Bei unseren Versuchen wurden diese Regressionsgeraden sowohl für die 12 m Bögen als auch für die 18 m Bögen bestimmt, dessenungeachtet, daß das ausgangs genannte konstante Störmoment bei keinem der Bauteile eingetragen wurde. Die Folge war, daß im Anfangsabschnitt der Belastung die Punktpaare  $\delta - \delta/P$  stark streuten, eventuell auch eine Verminderung der  $\delta/P$ -Werte zeigten. Daher wurde die Auswertung für den fortlaufend zunehmenden Abschnitt der  $\delta/P$ -Werte durchgeführt.

Die aus in unterschiedlichen Viertelpunkte der gleichen Träger erhaltenen Ergebnissen berechneten kritischen Lasten waren voneinander abweichend, von diesen kann jedoch offenbar nur die kleinste maßgebend sein.

In Abb. 4a wurden für den Viertelpunkt des Bauteils 12-I eine kritische Last von 7075 kp, für den Mittelquerschnitt von 11 330 kp erhalten, was viel größer als die effektive Bruchlast ist, der Bruch erfolgte jedoch nicht aus Stabilitätsversagen. Die Meßergebnisse im  $3/4$  Querschnitt konnten nicht ausgewertet werden. Beim Bauteil 12-II wurden gut auswertbare Bewegungen wie bei den ebenfalls asymmetrisch belasteten Bauteilen 18-II und 18-III in dem  $1/4$  Querschnitt erhalten, der eine ansteigende Tendenz aufweist. Die aus den Messungen berechneten und die tatsächlichen, kritischen Kraftwertpaare waren:

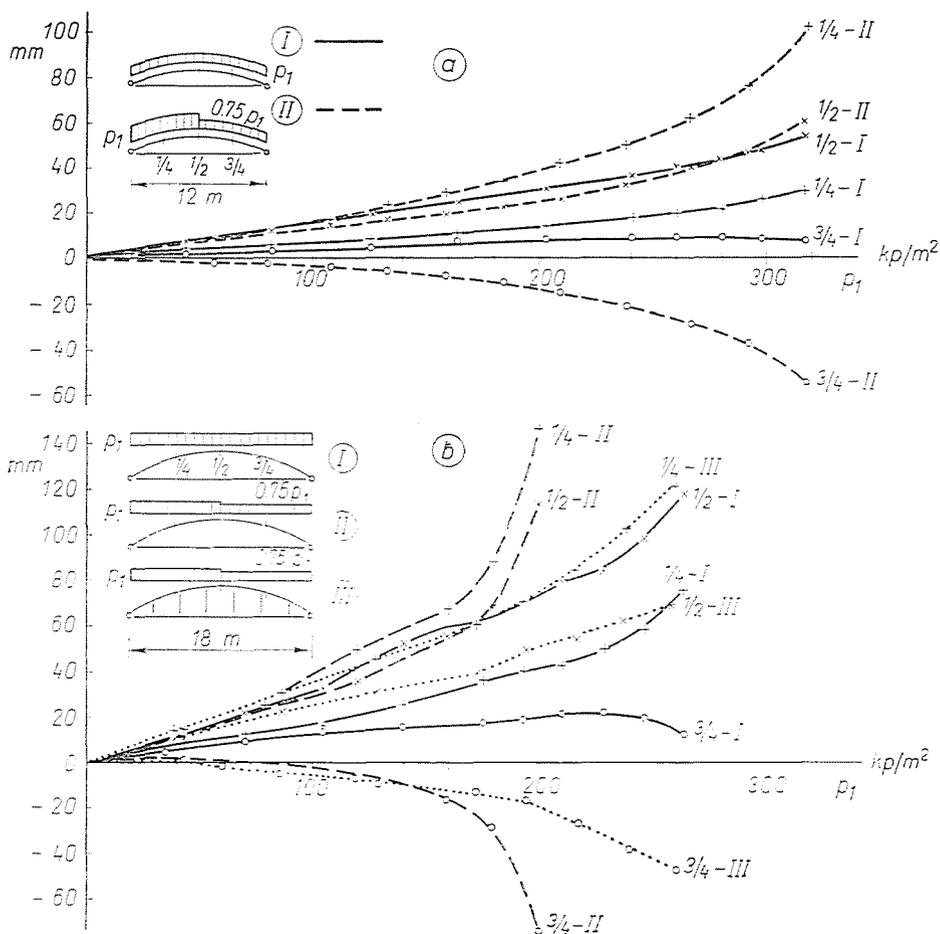


Bild 4. Bestimmung der kritischen Last nach der Southwell-Methode

Bauteil 12-II (1 m breit) nach dem Southwell-Verfahren:

$$P_{Kr} = 3638 \text{ kp}$$

effektive Bruchlast:

$$P_{Kr} = 3263 \text{ kp}$$

Bauteil 18-II (2 m breit) nach dem Southwell-Verfahren:

$$P_{Kr} = 6152 \text{ kp}$$

effektive Bruchlast:

$$P_{Kr} = 6430 \text{ kp}$$

Bauteil 18-III nach dem Southwell-Verfahren:

$$P = 8547 \text{ kp}$$

effektive Bruchlast:

$$P = 8546 \text{ kp}$$

Diese Werte stimmen gut überein.

Die aufgrund von Messungen ermittelte kritische Last des Bauteils 18-I war — wie im Falle von 12-I — wesentlich höher als die effektive Bruchlast ( $P_{Kr} = 15\,756$  kp), was sich ebenfalls dadurch erklären läßt, daß es sich auch hier um keine Zerstörung infolge von Stabilitätsverlust handelt.

### 2.3. Erfahrungen in bezug auf die Konstruktion

Während der Belastungsprobe wurden einige Beobachtungen gemacht, nach denen den Projektanten gewisse Änderungen an der Konstruktion empfohlen wurden. Die wichtigsten waren:

a) Die abstützenden Kämpferlager müssen verstärkt und die Nietenzahl bei der Einbindung der Wellbleche im Bogenanfangspunkt muß erhöht werden.

b) Um den in der Praxis am häufigsten vorkommenden asymmetrischen Lasten gegenüber ein günstigeres Verhalten zu gewährleisten, sollen die Zugstab-Anhängungen so ausgestaltet werden, daß die Anhängestäbe durch die Verbindung zwischen Zugstab und Bogen die Tragfähigkeit erhöhen.

c) Es empfiehlt sich, um die bei asymmetrischer Belastung auftretende Scherkraft aufzunehmen, die Querrippen näher anzuordnen.

### Zusammenfassung

Die Tragfähigkeit von aus Aluminiumwellblech zusammengebauten Bogentragwerken mit 12 und 18 m Spannweite wurde unter symmetrischer und asymmetrischer Belastung geprüft. Nach den in den Viertelpunkten der Bögen gemessenen Formänderungen konnte das Verhalten der Konstruktion gut verfolgt und nach der Southwell-Methode auf die Größe der kritischen Last geschlossen werden. Es wurde weiterhin festgestellt, daß durch die Anhängestäbe, die zur Anhängung der Zugstäbe dienen, die Konstruktion unter asymmetrischer Last günstig stabilisiert wird.

### Literaturhinweise

1. SEREGI, Gy.—FERNEZELYI, S.: Die Sportschwimmhalle »Komjádi Béla«. Aluminiumdachkonstruktion. (In ungarischer Sprache). Magyar Építőipar H. 2. 1977.
2. FERNEZELYI, S.—KRISTÓF, L.—SZITTNER, A.: Full-scale Test of the 12-meter Span Aluminium Arches. Regional Colloquium on Stability of Steel Structures, Budapest, 1977.
3. TIMOSHENKO-GERE: Theory of Elastic Stability. Mc Graw-Hill Book Co. Inc. New York, Toronto, London 1961.

Antal SZITTNER	} H-1521, Budapest
László KRISTÓF	