

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

Band: 2 (1936)

Artikel: Versuche mit Eisenbetonbalken mit Isteig-Stahl-Bewehrung

Autor: Bryla, St. / Huber, M.T.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-2792>

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: 16.01.2026

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

II c 5

Versuche mit Eisenbetonbalken mit Isteg-Stahl-Bewehrung.

Essais de poutres en béton armé d'acier Isteg.

Tests with Concrete Beams Reinforced with Isteg Steel.

Dr. Ing. St. Bryła und Dr. Ing. M. T. Huber,
Professoren an der Technischen Hochschule Warschau.

Untenstehend werden die Ergebnisse der in Polen mit den Spezial-Einlagen vorgenommenen Versuche angegeben. Durch mechanische Vorbehandlung des Bewehrungsstahles (Vorstreckung) wird bekanntlich seine Fließgrenze bedeutend erhöht und dadurch die Zerreißfestigkeit gehoben. Die günstigste Vorstreckung beträgt erfahrungsmäßig ungefähr 6 %. Bei den auf Biegung beanspruchten Eisenbetonbalken spielt die Streckgrenze des Stahles, bzw. die der Ausdehnung $\epsilon = 0,4\%$ entsprechende Spannung, eine entscheidende Rolle. Der Bruch dieser Bauteile erfolgt fast immer infolge der Erschöpfung der Tragfähigkeit der Bewehrung, welche bei $\epsilon = 0,4\%$ eintritt. In der Praxis werden zwei auf diese Weise vorbehandelte Bewehrungsarten angewandt, und zwar: Stahl Isteg und das Streckmetall.

A. Stahl Isteg.

Der Stahl Isteg wird durch Verdrehen von zwei Rundstäben gleichen Durchmessers hergestellt.

Die im Jahre 1934 im Festigkeits-Laboratorium der Warschauer Technischen Hochschule mit den auf der Tafel 1 gezeigten Eisenbeton-Elementen durchgeführten Versuche haben manche günstige Eigenschaften des Stahles Isteg als Bewehrung von Balken und Platten erwiesen.

Die mit A bezeichneten Elemente waren mit dem Stahl Isteg, die mit B bezeichneten mit einfachen Rundstäben bewehrt. Die Bewehrung wurde so entworfen, daß der Querschnitt des Stahles Isteg um 33 % kleiner war, als der des Rundeisens im entsprechenden Elemente. Die Prüfung der Werkstoffe ergab nachstehende Mittelwerte:

Tafel 2.

Werkstoff	Fließgrenze	Festigkeit	Elastizitätsmodul
A. Stahl Isteg 5,5 mm	3738 kg/cm ²	4261 kg/cm ²	1,630,000
Stahl Isteg 7 mm	3723 "	4339 "	1,600,000
B. Rundstäbe	2640 "	3630 "	2,101,000

Wie man daraus entnimmt, wies der Stahl-Isteg im Mittel eine Erhöhung der Fließgrenze um 41,3 % und eine Vergrößerung der Festigkeit um 18,5 % auf.

Die Ergebnisse der Versuche mit den Eisenbeton-Elementen führten uns zu nachstehenden Folgerungen.

1. Biegefestigkeit.

Die Bruch-Belastungen waren in den mit Stahl-Isteg von einem um 33 % kleineren Querschnitt bewehrten Elementen praktisch dieselben, wie in den entsprechenden Elementen mit Rundeisen. Bei schwacher Bewehrung traten die ersten Risse früher in den mit Stahl-Isteg armierten Balken als beim Rundeisen auf. Dieser Unterschied verschwand bei stärkeren Bewehrungen. Die ersten Haarrisse beim Rundeisen gehen fast sofort nach dem Erscheinen in breite offene Spalten über.

Die Risse beim Stahl-Isteg waren anfänglich ohne Vergrößerungsglas nicht bemerkbar, sie öffneten sich sehr langsam sogar bei wesentlicher Steigerung der Belastungen, ohne den Charakter der Haarrisse zu verlieren. Die Ursache dieser Erscheinung liegt wahrscheinlich in dem besseren Haften des Betons an schraubenförmig gewundenen Stahlstäben.

Daraus lässt sich weiter folgern, daß die Betondruckspannung im Bruchstadium bei der Bewehrung mit dem Stahl-Isteg günstiger ist, da die Formänderung des Betons gleichmäßiger erfolgt. Beim Rundeisen dagegen wird die Formänderung des Betons an wenigen kurzen Abschnitten stark konzentriert.

2. Durchbiegungen.

Die Durchbiegungen der Betonelemente mit dem Stahl-Isteg waren viel größer als diejenigen der entsprechenden Elemente mit Rundeisen. Dieses Ergebnis ist vollkommen verständlich, denn:

- a) bei derselben Belastung sind die Spannungen im Stahl-Isteg der Elemente um $\sim 50\%$ höher als in den Rundeisen der Vergleichselemente, was bei gleichem Elastizitätsmodul einer um 50 % größeren Dehnung der Bewehrungsstäbe aus Stahl-Isteg entsprechen würde,
- b) der Elastizitätsmodul der Bewehrungsstäbe aus Stahl-Isteg ist außerdem niedriger, und zwar $E = 1615\,000$, was den Unterschied der Ausdehnungen noch um ungefähr 30 % vergrößert.

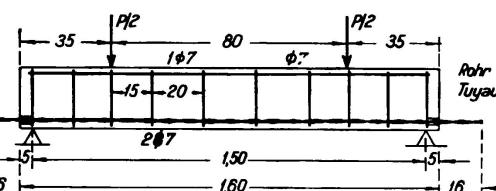
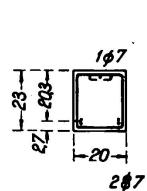
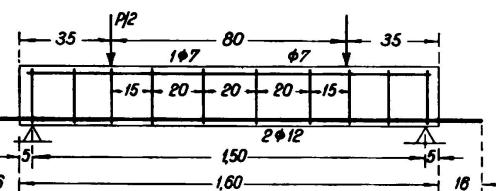
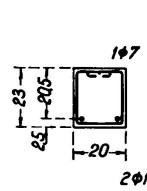
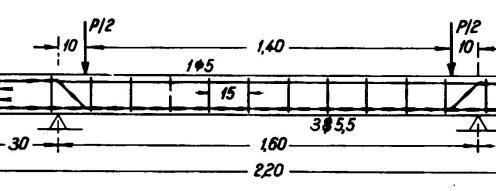
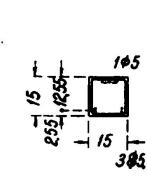
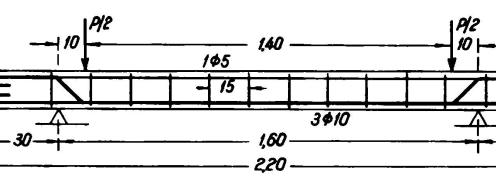
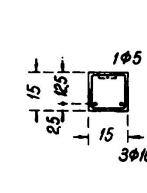
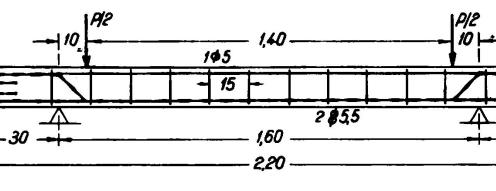
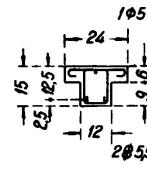
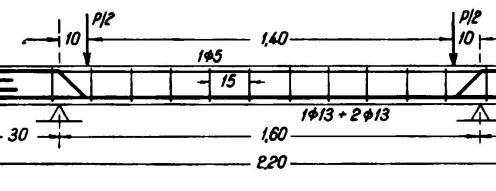
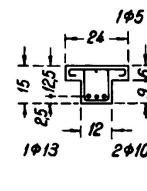
Aus beiden Ursachen ergibt sich eine Vergrößerung der Dehnung des Stahl-Isteg um $1,5 \cdot 1,3 = 1,95$, d. h. um 95 %, folglich größere Durchbiegungen. Daraus ist jedoch im allgemeinen kein Nachteil zu erwarten, da die Eisenbeton-Konstruktionen überhaupt sehr starr sind.

3. Wirkliche Spannungen.

Bei den Versuchen mit den Elementen IV und IVa wurden die Formänderungen ϵ im Eisen und Beton mit den Tensometern von *Huggenberger* gemessen und daraus an Hand der vorher bestimmten mittleren Werte von E die Spannungen nach der Gleichung $\sigma = E \cdot \epsilon$, berechnet. Diese Spannungen können als gemessene, d. h. als wirkliche betrachtet werden.

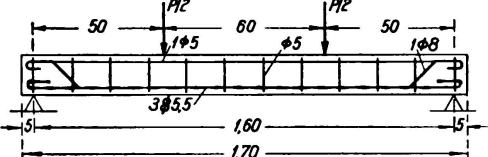
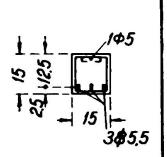
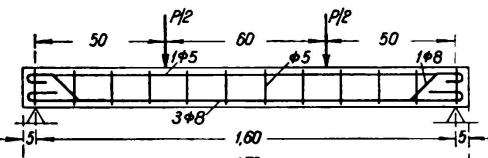
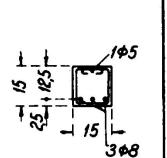
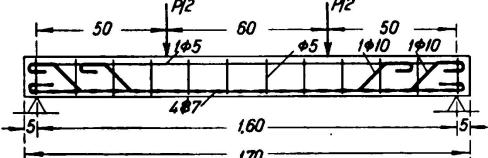
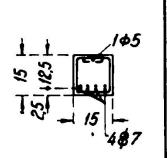
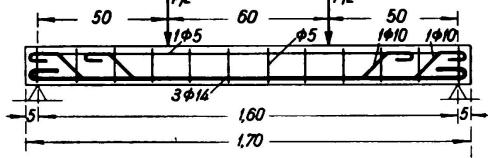
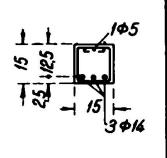
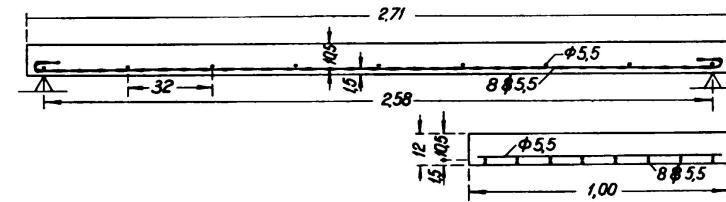
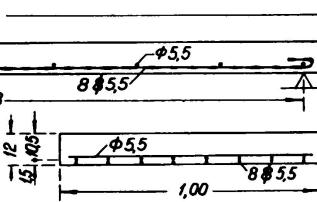
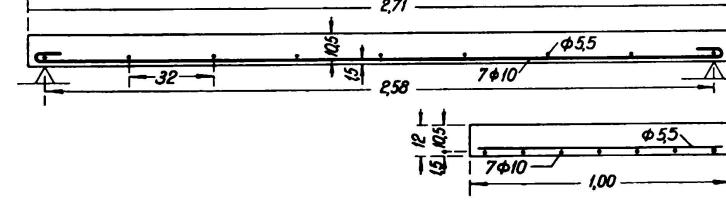
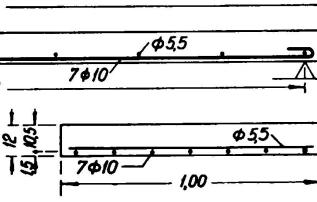
Tafel 1.

Zusammenstellung der

Nr.	Dimensionen — Dimensions	Beton Nr. Beton Nr. Concrete Nr. Ausgeführt Executed Geprof. Tested	Zweck der Probe But de l'essai Purpose of testing
II-A	 <p>Dimensions: Top width 80, height 35, bottom height 16, top reinforcement 1φ7, bottom reinforcement 2φ7, central vertical column 15-20-15.</p>	 <p>Dimensions: Top width 80, height 35, bottom height 16, top reinforcement 1φ7, bottom reinforcement 2φ7, central vertical column 15-20-15.</p>	2 27/IX. 22/XI.
II-B	 <p>Dimensions: Top width 80, height 35, bottom height 16, top reinforcement 1φ7, bottom reinforcement 2φ12, central vertical column 15-20-20-15.</p>	 <p>Dimensions: Top width 80, height 35, bottom height 16, top reinforcement 1φ7, bottom reinforcement 2φ12, central vertical column 15-20-20-15.</p>	2 27/IX. 22/XI.
III-A	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 3φ5.5, central vertical column 15.</p>	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 3φ5.5, central vertical column 15.</p>	2 27/IX. 24/XI.
III-B	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 3φ10, central vertical column 15.</p>	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 3φ10, central vertical column 15.</p>	2 27/IX. 24/XI.
IIIa-A	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 2φ5.5, central vertical column 15.</p>	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 2φ5.5, central vertical column 15.</p>	2 27/IX. 24/XI.
IIIa-B	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 1φ13 + 2φ13, central vertical column 15.</p>	 <p>Dimensions: Top width 140, height 10, bottom height 30, top reinforcement 1φ13 + 2φ13, central vertical column 15.</p>	2 27/IX. 24/XI.

Tafel 1.

geprüften Elemente.

Nr.	Dimensionen — Dimensions	Durchbiegung — Fläche — Deflection			
		Beton Nr. Beton No. Concrete Nr.	Ausgeführt Exécuté Erected	Geprüft Essaié Tested	Zweck der Probe du l'essai Purpose of testing
IV-A	 	2	27/IX.	21/XI.	Druck — Compression
IV-B	 	2	27/IX.	21/XI.	Druck — Compression
IVa-A	 	2	27/IX.	21/XI.	Druck — Compression
IVa-B	 	2	27/IX.	21/XI.	Druck — Compression
I-A	 	1	18/IX.	18/X.	Durchbiegung — Fläche — Deflection
I-B	 	1	18/IX.	18/X.	Durchbiegung — Fläche — Deflection

Tafel 3. Vergleichung der berechneten und gemessenen Spannungen.

Balken	Bewehrung	Beton gemessen		Stahl gemessen		Beton berechnet für			Stahl berechnet für		
		ϵ ges.	ϵ el.	ϵ ges.	ϵ el.	St. I	St. II mit		St. I	St. II	
							$n = 15$	n wirkl.		$n = 15$	n wirkl.
IV B	Rundstäbe	30,1	26,8	903	420	21,4	31,9	37,9	105	785	772
IV A	Isteg	49,2	35,2	536	363	24,6	34,9	45,3	120	772	748
IV a B	Rundstäbe	24,3	21,8	307	202	19,3	22,1	24,9	82	258	249
IV a A	Isteg	29,7	23,6	377	194	19,7	24,5	30,8	90	380	360

In der Tafel 3 wurden zwei Werte der „gemessenen“ Spannungen zusammengestellt, nämlich ϵ ges., berechnet aus gesamten Dehnungen und ϵ el., berechnet aus elastischen Dehnungen für die Belastungsstufe von 500 kg. Daneben wurden entsprechende Spannungen, für Stadium I bei $n = 8$, für Stadium II bei $n = 15$ sowie bei $n = \frac{E_e \text{ (wirklich)}}{E_b \text{ (wirklich)}} = n$ wirklich berechnet.

Wir müssen feststellen, daß die gemessenen Spannungen den Spannungen des Stadiums II rechnerisch näher stehen, obwohl die Messungen im Stadium I erfolgten. Beim Beton ist die Übereinstimmung der gemessenen Spannungen mit den berechneten Spannungen bei $n = 15$ ziemlich gut, und zwar besonders wenn wir die elastischen Dehnungen betrachten; bei den gesamten Formänderungen erhalten wir auch eine ziemlich gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Spannungen, besonders wenn wir n wirklich einführen.

Bei der Bewehrung dagegen, nähern sich nur die vermittels der gesamten Dehnungen gemessenen Spannungen den Rechenspannungen des Stadiums II, wobei die gemessenen Rundstabsspannungen ein wenig größer, und die Spannungen in Isteg-Stäben ein wenig kleiner sind. Die Spannungen, welche nur vermittels der elastischen Formänderungen gemessen wurden, sind aber ohne Ausnahme niedriger und zwar beinahe um 50 % relativ zu den Rechenspannungen im Stadium II jedoch zwei- bis viermal höher als die Rechenspannungen im Stadium I. Die wirklichen Spannungen liegen also zwischen den Spannungen des Stadiums I und II. Dies kann nur dadurch erklärt werden, daß n für die Zugzone im Stadium I bedeutend größer ist, als der angenommene Wert $n = 8$.

Es darf als wahrscheinlich vorausgesetzt werden, daß die gemessenen Spannungen der Bewehrung mit den unbekannten wirklichen Spannungen übereinstimmen. Anders verhält sich die Sache mit den Beton-Spannungen, und zwar aus folgenden Gründen:

1. Die Eisenbeton-Querschnitte arbeiteten im Meßgebiete unzweifelhaft gemäß dem Stadium I, daher nicht auf Grund von statischen Querschnittsgrößen des Stadiums II,
2. Die tatsächliche Verteilung der Spannungen weicht stark ab von der Navier'schen Verteilung, insbesondere sind die Rundstabsspannungen kleiner und die Spannungen in der Gegend der Neutralachse größer als dem linearen Schema entspricht.

Daraus ist zu schließen, daß die tatsächlichen Spannungen kleiner sein müssen, als dies aus den Messungen und obigen Berechnungen hervorgeht. Der mittlere

Wert von E_b bei der Biegung muß kleiner sein als beim reinen Druck. Von mehreren ausländischen Forschern wurde übrigens für Beton

$$E_{\text{Bieg.}} = \frac{2}{3} \text{ bis } \frac{1}{2} \text{ von } E_{\text{Achs.}}$$

angegeben.

Die angenäherte Übereinstimmung der gemessenen Spannungen mit den berechneten (nach den üblichen Formeln für Stadium II) ist daher in unserem Falle zufällig.

4. Koeffizient „n“.

Die Ergebnisse unserer Versuche zwingen noch nicht zur Anwendung eines anderen Wertes von n bei der üblichen Berechnungsweise im Falle der Bewehrung mit Isteig-Stahl, obwohl aus unmittelbaren Messungen der Elastizitätszahlen von Isteig-Stahl und Beton im Mittel $n = 9$ folgt. Denn die berechneten Spannungen sind praktisch beinahe unabhängig von n . Der wahre Wert von n ist übrigens nach verschiedenen bisherigen Versuchen, sogar bei demselben Beton, stark veränderlich und abhängig von den Spannungen.

5. Haftspannungen.

Der Isteig-Stahl erwies bei um 33 % schwächeren Querschnitten einen mehr als um 20 % höheren Haftwiderstand als gewöhnliche Rundstäbe. Außerdem nahm für den Isteig-Stahl das weitere Gleiten des Stabes bei der Steigerung der Belastung bis zum Bruch der Balken langsamer zu, als für das Rundeisen.

6. Abscherung.

Bei den Versuchen mit den Balken III und III a wurde die Festigkeit des Betons unzweifelhaft durch die Scherkräfte überwunden. Der Querschnitt unter der Einzellast bildete bei der Beanspruchung auf Biegung die schwächste Stelle eines jeden Balkens, da die dem Biegungsmomente widerstehenden Armierungseisen hier größtenteils aufgebogen waren, während das Moment noch seinen höchsten Wert besaß.

Die Scherspannungen im Beton wurden für Stadium I (τ_o) und für Stadium II (τ_b) berechnet. Die Spannungen in den Bewehrungsstäben berechnete man sowohl für die aufgebogenen Stäbe (σ_{zo}) wie auch bei der Berücksichtigung aller Stäbe (τ_z). Die Tafel 4 enthält die Spannungswerte in kg/cm², welche dem Auftreten der ersten Risse entsprachen. Wie man daraus entnimmt, traten die ersten Risse praktisch bei gleichen Spannungswerten auf für beide Bewehrungsarten.

Tafel 4. Scher-Spannungen,

Balken	Bewehrung	τ_o	τ_b	σ_{zo}	τ_z
III B	Rund-Eisen	21,0	30,8	4780	1970
III a B	„	18,7	37,6	2930	1604
III A	Stahl Isteig	21,2	29,7	7260	3010
III a A	„	18,1	34,9	4675	2450

Es ist sehr schwer die Beanspruchung der aufgebogenen Stäbe abzuschätzen. Die übliche Berechnung, nach welcher beim Fehlen von Bügeln die aufgebogenen Stäbe allein die gesamte Scherkraft aufnehmen, d. h. $\sigma_{zo} = \frac{Q}{F_{abgeb.} \sqrt{2}}$ ergab in unserem Falle ersichtlich unmögliche Werte, welche die Bruchspannung des Werkstoffs stark überschreiten. Daraus folgt die wesentliche Zusammenarbeit der geraden Stäbe dank der guten Verankerung außerhalb der Stützen.

Bei der Berechnung der Spannung in Bewehrungsstäben mit der Berücksichtigung der geraden Stäbe $\tau_z = \frac{P}{F_{gerade} + F_{abgeb.} \sqrt{2}}$ werden dagegen Werte erhalten, welche fast genau den Biegungsspannungen entsprechen. Aus der Vergleichung der Spannungen τ_z bei der Bruchlast folgt, daß auch in diesem Falle die Tragfähigkeit des Isteig-Stahles das 1,5fache der Tragfähigkeit der gewöhnlichen Bewehrung beträgt.

B. Streckmetall.

Das Streckmetall bildet bekanntlich ein Netz mit rhombenförmigen Augen, das aus ausgeglühtem Stahlblech auf Spezialmaschinen erzeugt wird. Der kleinere Winkel eines jeden Rhombus beträgt ca. 41° . Diese optimale Winkelgröße wurde aus Versuchen bestimmt. Die Seitenstreifen eines jeden Rhombus erlitten eine Streckung von der Größe, welche der Dehnung $\frac{1}{\cos 20,5^\circ} - 1 = 0,067 = 7\%$ entspricht. Dieser Wert deckt sich praktisch mit der Streckung des Werkstoffs für Isteig-Stahl, welcher ungefähr 6% beträgt.

Das Streckmetall wird aus Blechstärken von 0,5 bis 4,5 mm bei Streifenbreite von 2,5 bis 10 mm und Rhombusgröße von 10/42, 20/62, 40/115, 75/200 und 150/400 mm erzeugt. Das Streckmetall ist bereits seit 40 Jahren in Anwendung und wurde auch mehrmals in Versuchsanstalten geprüft.

Tafel 5. Prüfung vom Streckmetall.

Blech			Streckmetall			% Änderung infolge Bearbeitung		
σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ϵ %	σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ϵ %	σ_p kg/cm ²	σ_s kg/cm ²	ϵ %
2848	3375	22,1	3736	3993	11	+ 30,1	+ 18,1	- 50,3
3042	4205	26,2	4544	4715	10,9	+ 49,2	+ 12,2	- 58,4
3129	4204	23,9	4728	5001	12,1	+ 51,1	+ 18,8	- 49,4
3234	3787	23	4607	4667	7,7	+ 42,4	+ 23,3	- 66,5

In den im Herbst 1934 im Festigkeits-Laboratorium der Warschauer Technischen Hochschule durchgeföhrten Versuchen wurde die Zunahme der Streckgrenze infolge der bleibenden Ausdehnung der Blechstreifen bei der Erzeugung von Streckmetall bestimmt. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der Tafel 5 angegeben.

In Übereinstimmung mit den ausländischen Versuchen zeigte sich, daß die Fließgrenze des Streckmetalls 3600 kg/cm² überschreiten kann und daß die

besten Resultate mit weichem Blech mit größter Streckfähigkeit „ ϵ “ erlangt werden. Die mit Streckmetall bewehrten Eisenbeton-Elemente sind in der Praxis seit Jahren in Anwendung. Die Zusammenarbeit des Streckmetalls mit dem Beton ist ganz analog wie bei dem Isteg-Stahl. Die Durchbiegungen sind größer als bei der Bewehrung mit Rundseisen A 35; die Risse dagegen kleiner, zahlreicher und gleichmäßiger, weshalb auch die Anstrengung des gedrückten Betons gleichmäßiger wird. Der größere Gleitwiderstand bei dem Streckmetall ist durch die besondere Gestaltung leicht erklärlich. Jeder der zahlreichen Knoten wirkt als ein separater Hacken. Das Streckmetall allein würde sich sehr stark deformieren. Das Einbetten im Beton versteift die Netzknoten wesentlich und verhindert die Formänderung der Augen. Zur Wirksamkeit dieser Versteifung dürfen die Netzaugen nicht zu klein gewählt werden. Die für den Stahl Isteg ermittelten Folgerungen sind also grundsätzlich auch für das Streckmetall gültig.