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

**Band:** 10 (1976)

**Artikel:** Entwurfsprobleme

**Autor:** Jungbluth, Otto

**DOI:** https://doi.org/10.5169/seals-10394

**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:** 12.07.2025

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

Vb

# Entwurfsprobleme

Design Problems

Problèmes de conception

OTTO JUNGBLUTH
Prof. Dr.-Ing.
Technische Hochschule Darmstadt
Darmstadt, BRD

## 1 Verfestigungsmechanismen höherfester Stähle

Von allen Gebrauchseigenschaften technischer Werkstoffe steht wohl die Festigkeit an erster Stelle. Aus verschiedenen Überlegungen läßt sich schliessen, daß die theoretischen Grenzen einer polykristallinen Eisenlegierung etwa zwischen 20 und 8000 $N/mm^2$ x) liegen können. Daraus folgt, daß noch ein weiter Bereich für Entwicklungsarbeiten offen ist. Technisch kann die Zugfestigkeit von Stahl z. Zt. etwa zwischen 300 und 3000 $N/mm^2$ variiert werden und liegt somit weit über den erreichbaren Zugfestigkeiten von Titan, Aluminium und Kunststoffen (Bild 1).

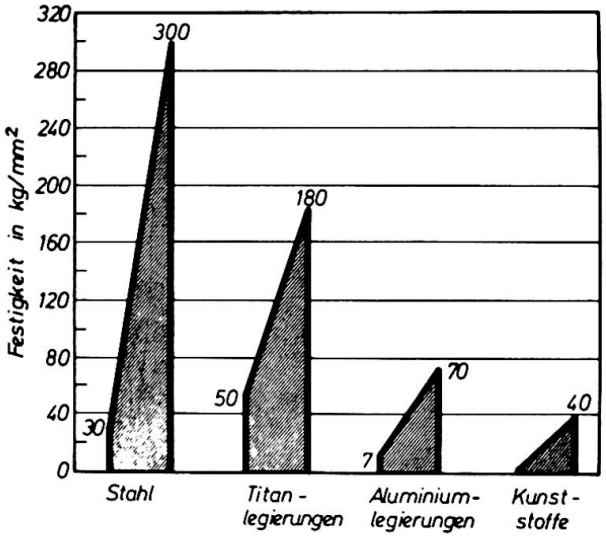



Bild 1: Technische Festigkeit von Werkstoffen

Die Werkstoff-Forschung unterscheidet z. Zt. verschiedene Mechanismen zur Steigerung der Festigkeit von Stahl (Bild 2). Da in den meisten Stählen nicht nur ein Mechanismus, sondern mehrere von ihnen eine Rolle spielen, muß es das Ziel der Werkstoff-Forschung sein, die einzelnen Beiträge der verschiedenen Mechanismen zur Festigkeitserhöhung so zu kombinieren, daß hoch- und ultrahochfeste Stähle entwickelt werden, wobei gleichzeitig eine Reihe von anderen wichtigen Stahleigenschaften außer der Festigkeit erhalten bleiben oder sogar zugezüchtet werden muß.

x) in den Bildern wurde noch die alte Bezeichnung "kp" verwendet:
1 kp = 10 N (N = Newton)

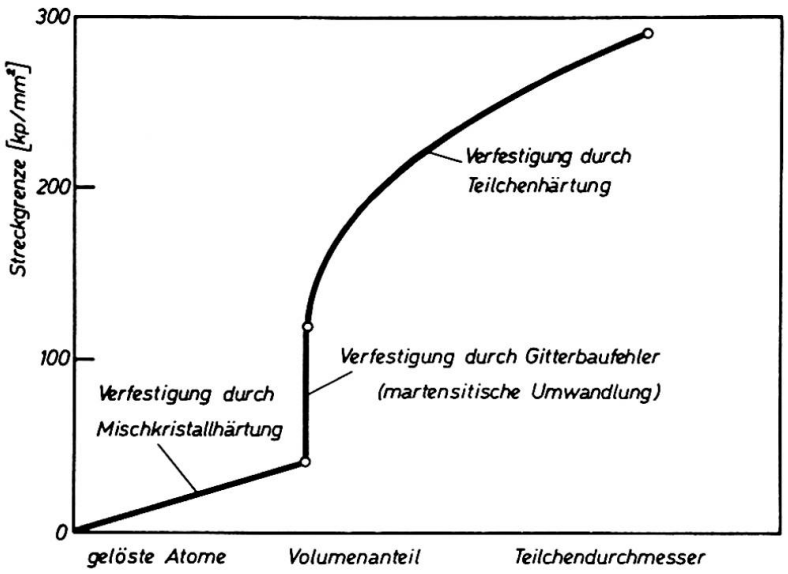



Bild 2:

Beiträge verschiedener Verfestigungsmechanismen

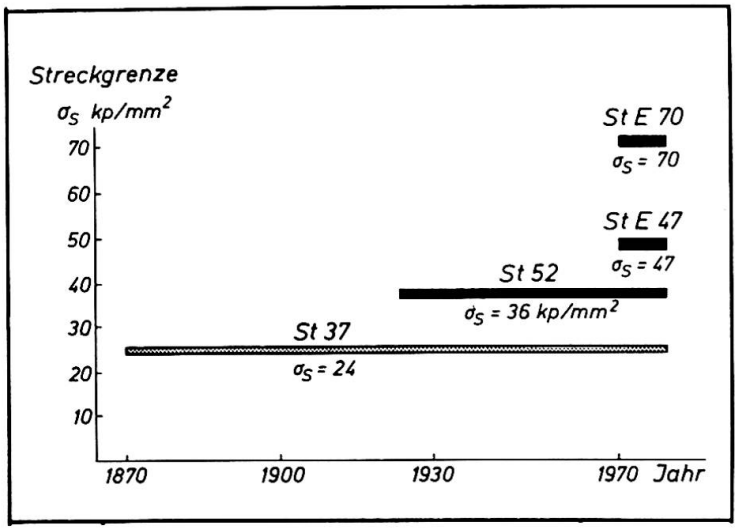



Bild 3: Entwicklung der Streckgrenzen

Etwa seit den fünfziger Jahren begann in der Stahlindustrie Europas, Japans und der USA die systematische Entwicklung schweißgeeigneter Baustähle mit Streckgrenzenwerten über 360 N/mm2 (Bild 3). Streckgrenzenfestigkeiten bis zu dieser Höhe konnte man bereits seit den dreissiger Jahren (St 52) herstellen, wenn auch mit begrenzter Schweißeignung. Diese Werkstoffentwicklung dürfte für die Gruppe der niedrig legierten, normalisiert geglühten mit Streckgrenzenwerten bis ca. 500 N/mm2 und für die Gruppe der legierten, flüssigkeitsvergüteten mit Streckgrenzenwerten bis ca. 1000 N/mm2 nunmehr zu einem gewissen Abschluß gekommen sein. Auf dem Weltmarkt werden z. Zt. über hundert Sorten dieser hochfesten, schweißgeeigneten Baustähle angeboten /1/, z. B.

| | | |
|---|---|---|
| PROTENAX | | (Belgien) |
| FB 70 | HSB-77-V | (Deutschland) |
| | SUPERELSO | (Frankreich) |
| DUCOL W 30 | LOYKON | (Großbritannien) |
| HW 50 | WELTEN 80 | (Japan) |
| EX-TEN 70 | N-A-XTRA 100 | (USA) |

Der Verfasser beschränkt sich aber beispielhaft auf die beiden Festigkeitsklassen St E 47 und St E 70 mit den Streckgrenzen $\sigma_S$ = 470 N/mm2, die in der Bundesrepublik Deutschland seit dem 1. 1. 1973 baubehördlich allgemein zugelassen sind. Allen diesen hochfesten Baustählen gemeinsam ist die

Feinkörnigkeit

und damit in engem Zusammenhang stehend die

Sprödbruchunempfindlichkeit

als Voraussetzung ihrer Schweißeignung /2/ /3/ /4/. Da zwischen dem Mikrogefüge des Werkstoffs Stahl und seinen mechanischen Eigenschaften sehr komplizierte Beziehungen bestehen, haben die letzten Jahrzehnte zu einer Intensivierung der Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet geführt, um die verschiedenen Verfestigungsmechanismen zu klären /5/ /6/. Man hat erkannt, daß für die Festigkeit von Stahl folgende Verfestigungsmechanismen und Einflußgrössen maßgebend sind:

1. Verfestigung durch Verfeinerung des Ferritkorns
2. Mischkristallverfestigung durch im Eisengitter gelöste Fremdatome
3. Verfestigung durch Ausscheidungshärtung
4. Kaltverfestigung durch Erhöhung der Versetzungsdichte
5. Verfestigung durch isotherme Zwischenstufenumwandlung

Je nachdem, welche Verfestigungsmechanismen in geeigneter Dosierung und Kombination zur Wirkung kommen, kann man vier Baustahlgruppen unterscheiden:

1. Die unlegierten Stähle mit Streckgrenzenwerten von etwa 210 bis 360 $N/mm^2$
2. die niedriglegierten normalgeglühten Stähle mit Streckgrenzenwerten von etwa 260 bis 500 $N/mm^2$
3. die niedriglegierten vergüteten Stähle mit Streckgrenzenwerten von etwa 500 bis 1000 $N/mm^2$
4. die gezogenen kaltverfestigten Stähle mit Zugfestigkeiten von etwa 1200 bis 2000 $N/mm^2$.

Während die drei ersten Gruppen schweißgeeignet hergestellt werden können, ist dies für die vierte Gruppe der gezogenen kaltverfestigten Stähle nicht der Fall.

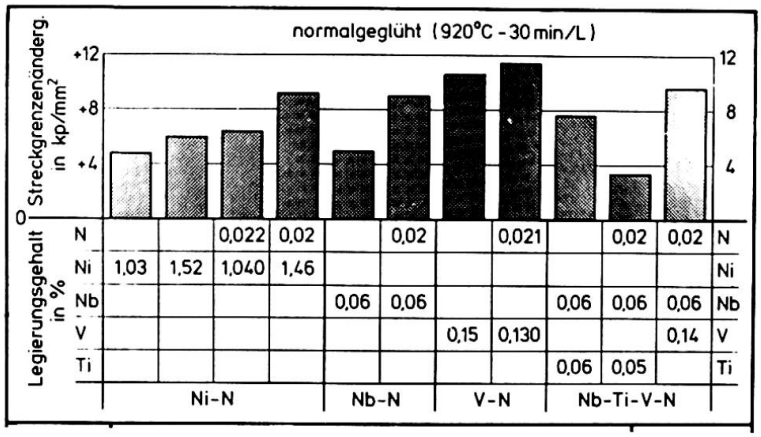



Bild 4: Wirkung der Legierungszusätze bei normalgeglühten Feinkornbaustählen

Bei den niedriglegierten Baustählen bis etwa 500 $N/mm^2$ Streckgrenze führt die Zulegierung geringer Mengen von Vanadin, Titan und Niob durch die Abbindung des Stickstoffs zur Bildung von Nitriden und Karbonitriden und durch die so erzielte Kornverfeinerung zu höherer Festigkeit (Bild 4) bei guter Zähigkeit. Vielfach wird auch noch Nickel zulegiert insbesondere, um die Kerbschlagzähigkeit bei niedrigen Temperaturen zu verbessern. Bild 5 zeigt einige typische chemische Zusammensetzungen dieser Stahlsorte.

| Stahlsorte | Stahlart | % C | % Si | % Mn | % P | % S | % N | % Cr | % Cu | % Nb | % Ni | % Ti | % V | % Mo | % Zr | % B |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| St E 47 | Ni-V | ≤.20 | .10/.50 | 1.1/1.7 | ≤.035 | ≤.035 | ≤.020 | – | – | – | .15/.80 | – | .10/.20 | – | – | – |
| | Cu-Ni-V | ≤.18 | .10/.55 | 1.1/1.5 | | | ≤.020 | – | .30/.70 | ≤.03 | .40/.70 | – | .08/.20 | – | – | – |
| | Ni-Ti | ≤.20 | .10/.60 | 1.1/1.6 | | | ≤.007 | – | – | – | .50/.80 | .10/.20 | – | – | – | – |
| St E 70 | Ni-Cr-Mo-B | ≤.20 | .15/.35 | .60/1.0 | ≤.035 | ≤.035 | ≤.015 | .40/.65 | .15/.50 | – | .70/1.0 | – | .03/.08 | .40/.60 | – | .002/.006 |
| | Cr-Mo-Zr | | .50/.90 | .70/1.1 | | | | .60/1.0 | – | – | – | – | – | .20/.60 | .06/.12 | – |

Bild 5: Chemische Zusammensetzung niedriglegierter normalgeglühter Baustähle, nach /8/

Diese Stähle kommen im normalgeglühten Zustand (z. B. 920°C 30 min/Luft) zum Einsatz, wobei in manchen Fällen das Normalglühen durch geregelte Temperaturführung bei und nach dem Walzen ersetzt werden kann.

Während man bei diesen niedriglegierten Baustählen den Kohlenstoffgehalt auf 0,15 bis 0,20 % begrenzt, stellt man seit einiger Zeit auch noch kohlenstoffärmere sogenannte perlitreduzierte Baustähle mit einem C-Gehalt von 0,02 bis 0,12 % her. Besonders bei dieser Sondergruppe wird zur Erzielung einer günstigen Kombination von Festigkeits- und Zähigkeitseigenschaften der Gefüge- und Ausscheidungszustand in der Weise optimal aufeinander abgestimmt, daß in gegenseitiger Abhängigkeit die Temperaturführung und der Verformungsgrad des gesamten Walzprozesses gezielt eingestellt werden. Neben der chemischen Analyse spielt also auch die thermomechanische Behandlung (niedrige Walzendtemperatur bei hohem Verformungsgrad im letzten Stich - bei Breitband z. B. 850°C und 30 %) eine entscheidende Rolle /7/.

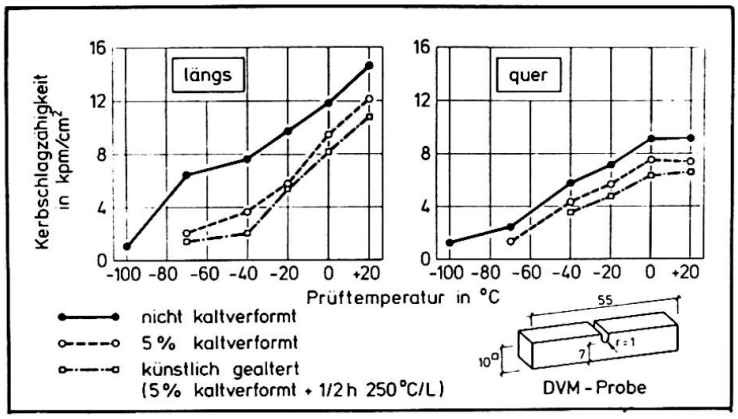



Bild 6: Kerbschlagzähigkeit der ferrit/perlit-Stähle (St E 47)

Diese niedriglegierten Ferrit-Perlitstähle besitzen unter Beachtung bestimmter Verarbeitungsrichtlinien gute Schweißeigenschaften, was durch die gute Kerbschlagzähigkeit auch bei sehr niedrigen Temperaturen bewiesen wird (Bild 6).

Die zweite noch höherfeste Gruppe schweißgeeigneter Baustähle mit durch Wasservergütung erzieltem Gefüge, das aus angelassenem Martensit und unterem Bainit besteht, umfaßt im allgemeinen den Streckgrenzenbereich von ca. 500 bis 1000 N/mm2. Die wesentlichen Legierungselemente zur Sicherung der Durchvergütung sind Chrom und Molybdän, zu denen noch fallweise Kupfer, Nickel, Vanadin sowie Zirkon und Bor treten. Bild 5 zeigt die bekanntesten chemischen Zusammensetzungen, die unter den Markennamen N-A-XTRA und T 1 bekannt geworden sind. Auch diese wasservergüteten Baustähle besitzen nach der Vergütung ein extrem feinkörniges ferritisches Gefüge mit hohem Formänderungswiderstand und gutem Formänderungsvermögen.

Als dritte Gruppe der hochfesten Stähle seien der Vollständigkeit halber noch die patentierten, kaltverfestigten Kohlenstoffstähle mit sorbitischem Gefüge als Rundstähle und Drähte erwähnt, die aber wegen des hohen C-Gehaltes nicht zum Schweißen geeignet sind. Wegen ihrer außerordentlich hohen Festigkeit haben sie aber in den letzten Jahren für seilverspannte Brücken und Dächer große Bedeutung gewonnen. Eine typische chemische Zusammensetzung zeigt Bild 7.

| | %C | %Si | %Mn | %P | %S |
|---|---|---|---|---|---|
| Seildrähte | 0,48/0,75 | 0,10/0,25 | 0,40/0,85 | ≤ 0,035 | ≤ 0,035 ≤ 0,055 |

Bild 7: Chemische Zusammensetzung von C-Stählen für hochfeste Drähte

## 2 Festigkeitsklassen und Lieferformen hochfester Baustähle

Da man es bei der Baustahlherstellung unter der Voraussetzung der Schweißeignung in der Hand hat, praktisch jede gewünschte Festigkeitsstufe von 200 bis 1000 $N/mm^2$ Streckgrenze zu erschmelzen, ist aus Gründen der rationellen Anwendung im Stahlbau die Beschränkung auf wenige Festigkeitsklassen notwendig. In der Bundesrepublik Deutschland hat man sich, nachdem die klassischen Baustähle mit den Streckgrenzen 240 $N/mm^2$ (St 37) und 360 $N/mm^2$ (St 52) bereits genormt sind, im Zuge der am 1. 1. 1974 behördlich eingeführten DASt-Richtlinie 011 auf die Normung der beiden Festigkeitsklassen St E 47 und St E 70[x)] beschränkt. Trotz unterschiedlicher chemischer Zusammensetzung sind die gewährleisteten mechanischen Eigenschaften für die beiden Stahlfestigkeitsklassen St E 47 und St E 70 gleich (Bild 8). Mit Aus-

| Stahl | Erzeugnisform | Behandlungszustand [1] | Mechanische Eigenschaften: Streckgrenze für die Dicken in mm [2] ≤12 (>12 ≤16) kp/mm² mind. | >16 ≤35 | >35 ≤50 | >50 ≤60 | Zugfestigkeit für die Dicken in mm [2] ≤50 kp/mm² | >50 ≤60 | Bruchdehnung ($L_0 = 5d_0$) % | Probenform | Probenlage | Kerbschlagzähigkeit [3] bei −60°C kpm/cm² mind. | −40°C | −20°C | 0°C | +20°C | Dorndurchmesser beim Faltversuch [4][5][6] längs | quer |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| St E 47 | Blech Profil, geschweißt, Hohlprofil (Rohr) | N | 47 | 46 | 45 | 44 | 57 bis 74 | | 17 | ISO-V | längs | | | 4,5 | 5,5 | 6,5 | 3a | 4a |
| | nahtloses Hohlprofil (Rohr) | | 47 | 46 | 45 | 43 | – | 54 bis 74 | | | | | | | | | | |
| St E 70 | Blech Profil, geschweißt, Hohlprofil (Rohr) | V | 70 | | | – | 80 bis 95 | – | 16 | ISO-V | längs | 4 | 5 | 6 | 7 | 7 | 3a | 4a |

[1]) N = normalgeglüht, V = vergütet (wasservergütet)
[2]) Für dickere Erzeugnisse sind die entsprechenden Werte zu vereinbaren.
[3]) Maßgebend ist der Mittelwert aus drei Versuchen; der kleinste Einzelwert darf 70 % des gewährleisteten Mittelwertes nicht unterschreiten.
[4]) Geforderter Biegewinkel jeweils 180°.
[5]) a = Probendicke
[6]) Bei der Bestellung ist zu vereinbaren, ob Längs- oder Querproben zu prüfen sind.
[7]) Nicht für Hohlprofile (Rohre)

Bild 8: Mechanische Eigenschaften der hochfesten Baustähle St E 47 und St E 70 nach /8/

nahme der Rohre sind Walzprofile z. Zt. nur in der Festigkeitsstufe St E 43 lieferbar und daher bisher nicht genormt. Die Ausweitung des St E 47 auch auf Profile insbesondere Breitflansch- und Parallelflanschträger ist aber zu erwarten.

Die folgenden Hinweise auf die Eigenschaften hochfester schweißgeeigneter Feinkornbaustähle basieren auf der Normung nach der deutschen Vorschrift DASt-Richtlinie 011 /8/, sie gelten aber im Prinzip auch für die Vorschriften anderer Länder /9/ /10/ /11/ /12/.

Die höherfesten Baustähle bis zu Streckgrenzenwerten von etwa $\sigma_S$ = 360 $N/mm^2$, also St 52 nach DIN 17 100 sowie nach ASTM A 441, BS 4360 Grade 50 werden, als schon längere Zeit zum Stand der Technik gehörend, hier nicht behandelt.

x) Die Bezeichnung E steht für Elastizitätsgrenze ≈ Streckgrenze

## 3 Eigenschaften im Hinblick auf den Entwurf

### 3.1 Zug- und Druckfestigkeit

Auch bei gleicher chemischer Zusammensetzung und Stahlbehandlung sind die Zug- und Druckfestigkeit bzw. die Streck- und Stauchgrenze keine konstanten Größen. Für den St E 47 gilt, daß seine Zugfestigkeit und Streckgrenze mit der Bauteildicke abfallen, und zwar die Streckgrenze mehr als die Zugfestigkeit. Deshalb hat man nach /8/ die zulässige Höchstdicke im allgemeinen auf t = 60 mm begrenzt. Bei den wasservergüteten Stählen der Festigkeitsklasse St E 70 dagegen ist keine wesentliche Festigkeitsverminderung mit zunehmender Dicke festzustellen. Hier erfolgte die Höchstdickenbegrenzung auf t = 50 mm zunächst wegen der Sicherung der Durchvergütung. Unter Zugrundelegung einer Sicherheit von $\nu$ = 1,7 für den Lastfall Hauptlasten (H) und $\nu$ = 1,5 für Haupt- und Zusatzlasten (HZ) gegenüber der Streckgrenze gelten folgende zulässigen Spannungen (Bild 9):

| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---|---|---|---|---|---|
| | Spannungsart | St E 47 Lastfall | | St E 70 Lastfall | |
| | | H | HZ | H | HZ |
| 1 | Druck und Biegedruck | 2800 | 3100 | 4100 | 4600 |
| 2 | Zug und Biegezug | 3100 | 3500 | | |
| 3 | Schub | 1800 | 2000 | 2400 | 2700 |
| 4 | Vergleichsspannung | 3500 | 3750 | 4600 | 4900 |

Bild 9: Zulässige Spannungen für Bauteile

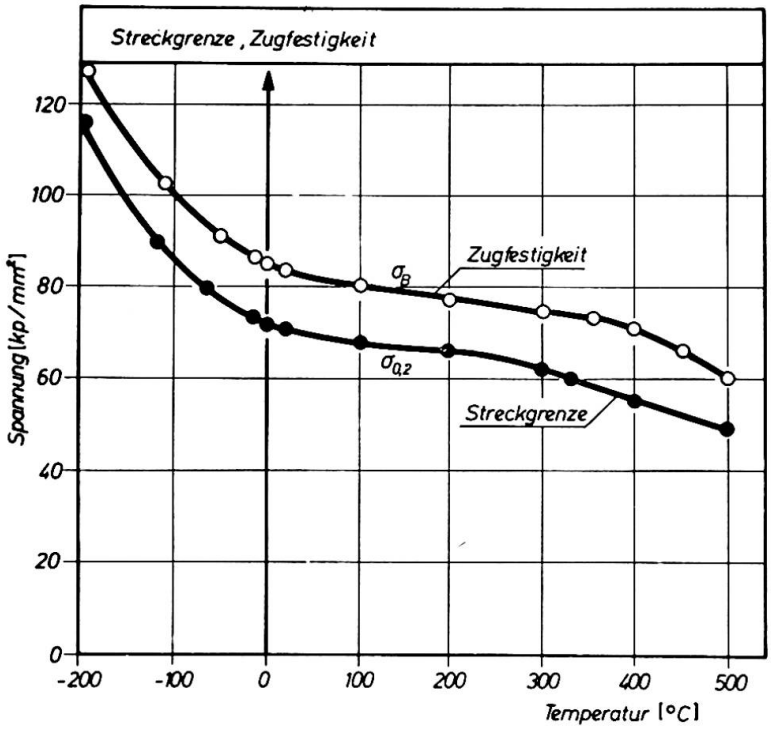



Bild 10: Festigkeit abhängig von der Temperatur (St E 70)

Daß Zugfestigkeit und Streckgrenze in bekannter Weise auch von der Temperatur abhängig sind, zeigt Bild 10, wobei der klimatische Bereich für Oberflächentemperaturen von etwa - 50°C bis + 100°C als hinreichend konstant angenommen werden kann.

Hinsichtlich der Zug- und Druckfestigkeit ist noch zu bemerken, daß der Bauschinger-Effekt (Verminderung der Elastizitätsgrenze durch Kaltrekkung oder -stauchung bei anschließender Lastumkehr) für höherfeste Stähle stärker zur Wirkung kommt. Im allgemeinen sind die Bemessungsvorschriften aber so ausgelegt, daß unter Gebrauchslasten die Elastizitätsgrenze nicht erreicht wird.

Aber für die Verwendung hochfester Baustähle im Hinblick auf den Entwurf von Baukonstruktionen müssen natürlich nicht nur die zulässigen Beanspruchungen des Werkstoffs selbst, sondern auch seiner Verbindungen festgelegt werden. Auf Grund zahlreicher Versuche hat man in /8/ die in den Bildern 11 und 12 wiedergegebenen zulässigen Spannungen für Verbindungen mit hochfesten Schrauben und Schweißnähten genormt, wobei die Werte für Zeile 1, Spalten 3 und 4 nach Bild 12 wahrscheinlich zu vorsichtig angesetzt wurden und demnächst nach oben korrigiert werden sollen.

| | 1 | | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Verbindungsart | | Werkstoff des Bauteils | | | | Maßgebender Querschnitt |
| | | | St E 47 | | St E 70 | | |
| | | | Lastfall | | | | |
| | | | H | HZ | H | HZ | |
| 1 | Hochfeste Schrauben | ohne Vorspannung | 5300 | 6000 | 7000 | 7800 | Schaft |
| 2 | | Vorspannung $P_V$ nach DASt-Richtl. 010 Tab. 9, Spalte 2 | 8400 | 9300 | 12300 | 13800 | |
| 3 | Hochfeste Paß-Schrauben | ohne Vorspannung | 5600 | 6200 | 8200 | 9200 | Loch |
| 4 | | Vorspannung $P_V$ nach DASt-Richtl. 010 Tab. 9, Spalte 2 | 8400 | 9300 | 12300 | 13800 | |

Bild 11: Zulässige Spannungen für geschraubte hochfeste Verbindungen, nach /8/

| | 1 | 2 | | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Nahtart | Spannungsart | | St E 47 | | St E 70 | |
| | | | | H | HZ | H | HZ |
| 1 | Stumpfnaht<br>K-Naht mit Doppelkehlnaht | Druck und Biegedruck<br>Zug und Biegezug [1]) | quer zur Nahtrichtung | 2800 | 3100 | 4100 | 4600 |
| 2 | HV-Naht mit Kehlnaht | Zug und Biegezug | | 2200 | 2500 | 2400 | 2700 |
| 3 | HV-Stegnaht mit Kehlnaht<br>Kehlnähte | Druck und Biegedruck<br>Zug und Biegezug<br>Vergleichswert [2])<br>Schub | | 2200 | 2500 | 2400 | 2700 |
| 4 | alle Nahtarten | Schub<br>in Nahtrichtung | | 2000 | 2300 | 2200 | 2500 |

[1]) Nahtgüte, d. h. Freiheit von Rissen, Binde- und Wurzelfehlern und Einschlüssen, ausgenommen vereinzelte und unbedeutende Schlackeneinschlüsse und Poren, ist mit zerstörungsfreien Prüfverfahren nachzuweisen.

[2]) $\sigma_V = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2 + \tau^2}$

Bild 12: Zulässige Spannungen für geschweißte hochfeste Verbindungen, nach /8/

## 3.2 Elastizität

Es ist bekannt, daß der Elastizitätsmodul niedriglegierter hochfester Stähle sich praktisch nicht von dem der klassischen Stähle niedriger Festigkeit unterscheidet. Auch die Behandlungsart: normalisiert geglüht, walztemperaturgeregelt oder vergütet, hat keinen Einfluß auf den E-Modul. Das heißt: Stahlkonstruktionen aus hochfesten Stählen sind bei Ausnutzung der hohen Festigkeit relativ verformungsnachgiebiger. Diese Eigenschaft kann sich sowohl positiv als auch negativ auswirken. Negativ muß die geringere Verfor-

mungssteifigkeit bewertet werden z. B. bei Geschoßstützen, deren elastische Stauchung unter Gebrauchslasten beim Anschluß der Decken und der Deckenunterzüge an einem steifen, weniger kompressiblen Stahlbetonkern berücksichtigt werden muß. Auch die größere Biegeweichheit von Deckenträgern aus hochfesten Stählen kann besondere Maßnahmen erforderlich machen, z. B. die Ausnützung des kraftschlüssigen Verbundes mit der Betonplatte. Bei Schrägseilbrücken mit Pylonen aus hochfestem Stahl ist deren geringere Biegesteifigkeit hingegen positiv zu bewerten, da sie zu einer stärkeren Lastabtragung über Normalkräfte und somit zu einer größeren Gewichtsersparnis führt.
Selbst wenn der Werkstoffaufpreis für hochfesten Stahl größer ist als das Verhältnis seiner Streckgrenze zu der des Vergleichsstahls, kann sich dann noch eine Kostenverbilligung ergeben.

## 3. 3 Plastizität

Im Zugversuch zeigen hochfeste Stähle ein ähnlich elastisch-plastisches Werkstoffverhalten mit ausgeprägter Fließlinie wie die nicht legierten Baustähle (Bild 13). Die Bruchdehnung liegt zwischen 16 % und 25 %. Die Gleichmaß- und Einschnürdehnungen sind zwar geringer als bei den unlegierten Stählen niedriger Festigkeit, haben aber deren Charakteristik. Hieraus wäre eigentlich schon zu schließen, daß auch die hochfesten Baustähle trotz ihres geringeren Streckgrenzenverhältnisses $\left(\frac{\text{Streckgrenze}}{\text{Zugfestigkeit}}\right)$ nach der Plastizitätstheorie x) (plastic design) bemessen werden können. Diese Auffassung wird durch Traglastversuche mit hochfesten Baustählen bestätigt. Sowohl Knickversuche, worauf im nächsten Kapitel noch eingegangen wird, als auch Biegeversuche /13/ mit geschweißten verschieden ausgesteiften Vollwandträgern (Bild 14) und Traglastversuche mit Rahmenträgern (Vierendeel) /14/ (Bild 15) lassen den Schluß zu, daß die Verformungseigenschaften der hochfesten Stähle im plastischen Bereich ausreichen, um die Traglast mit Hilfe der Plastizitätstheorie oder auch mit der vereinfachten Fließgelenkhypothese ermitteln zu können.

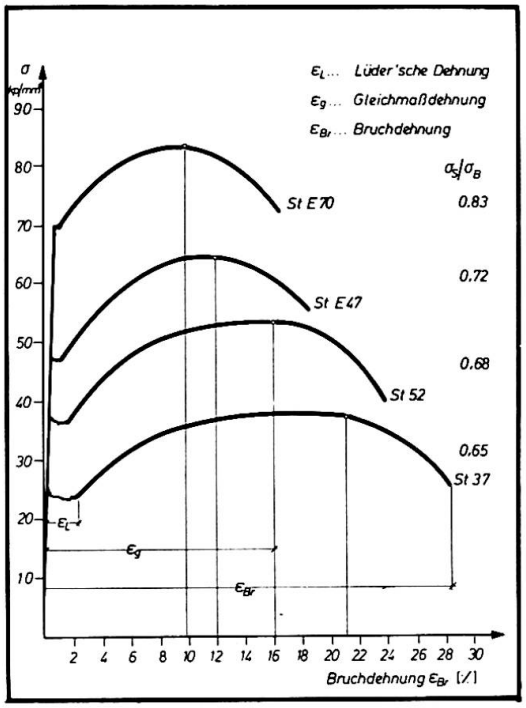
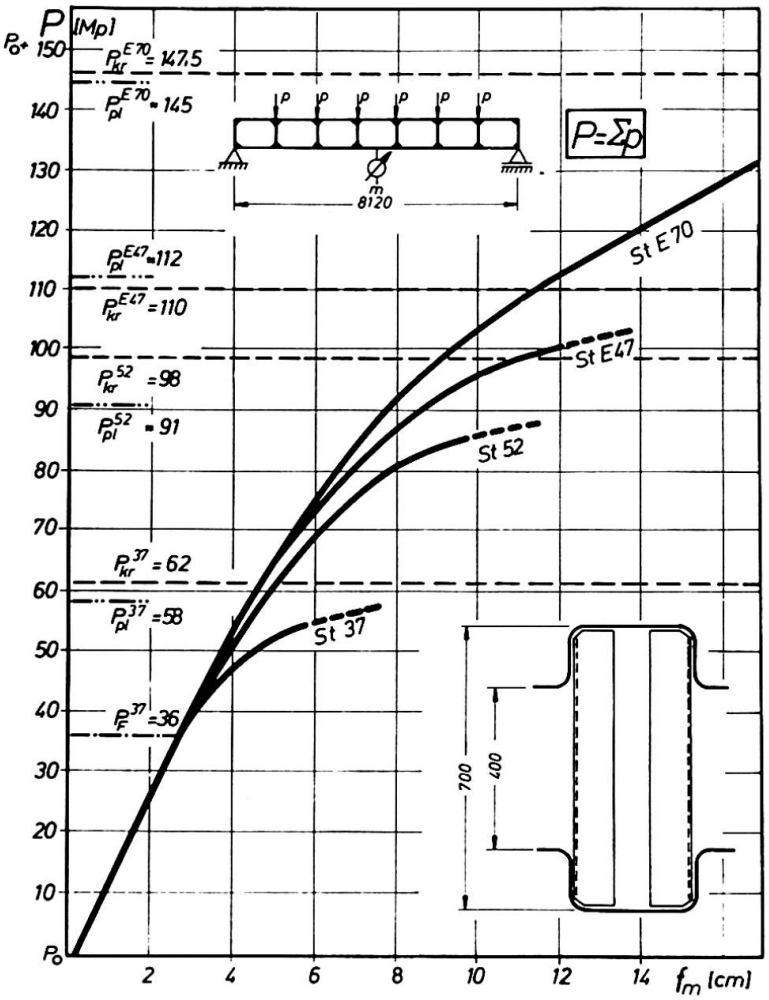



Bild 13: Werkstoffkennlinien von Baustählen verschiedener Festigkeit

| Test | α | $P_u^{ex}$(k) | Simply Supported | | Clamped | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | $P_u^{th}$(k) | $P_u^{ex}/P_u^{th}$ | $P_u^{th}$(k) | $P_u^{ex}/P_u^{th}$ |
| H1-T1 | 3.0 | 1,260 | 946 | 1.33 | 1,124 | 1.12 |
| H1-T2 | 1.5 | 1,538 | 1,420 | 1.08 | 1,554 | 0.99 |
| H2-T1 | 1.0 | 1,834 | 1,750 | 1.05 | 1,822 | 1.01 |
| H2-T2 | 0.5 | 2,250 | 2,286 | 0.98 | 2,306 | 0.98 |

Bild 14: Vergleich theoret. u. experim. Traglasten von Vollwandträgern aus St E 70 mit unterschiedl. Quersteifenabständen (α), nach /13/

x) Mit Plastizitätstheorie ist ein Berechnungsverfahren (Traglastbemessung) gemeint, das davon ausgeht, daß die einzelnen Tragglieder in der Lage sind, die ihrem Querschnitt entsprechenden vollplastischen Schnittgrößen aufzunehmen und während des weiteren Verformungsvorgangs konstant zu halten




Die Traglast $P_{Kr}^{E\,47}$ für den Rahmenträger aus St E 47 war begrenzt durch Riß einer schlecht ausgeführten Schweißnaht. Sie hätte sonst vermutlich um 10 % höher gelegen. Britische Versuche an Stockwerkrahmen aus Stahl der Klassifikation BS 4360 Grade 50 (St 52) /15/ bestätigen die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie auch für höherfeste Baustähle und empfehlen ihre Zulassung /16/ bis Stahl nach BS 4360 Grade 55 (St E 47).

Bild 15: Vergleich theoret. u. experim. Traglasten von Rahmenträgern verschied. Baustahlfestigkeiten, nach /14/

## 3.4 Stabilität

### 3.4.1 Knicken

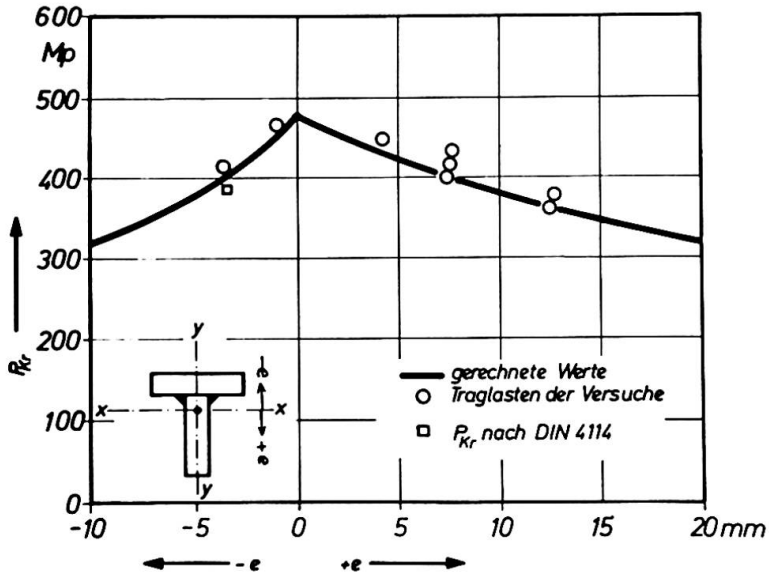



Bild 16: Traglasten für St E 70 in Abhängigkeit der Außermittigkeit e, nach /17/

Knickversuche im plastischen Bereich für St E 70 /17/ /18/ haben gezeigt, daß die Traglastbemessung auch für Druckstäbe aus höherfesten Stählen anwendbar ist. Bild 16 zeigt die gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Experiment in Abhängigkeit verschiedener Außermittigkeiten für St E 70. Ferner wurde gezeigt, daß die nach der deutschen Stabilitätsvorschrift DIN 4114 gewählte ungewollte Außermittigkeit $u = \frac{i}{20} + \frac{\ell}{500}$ (die so groß angesetzt wurde, weil sie auch den Einfluß von Eigenspannungen mit abdecken sollte) ebenfalls gut mit dem entsprechenden Versuchswert übereinstimmt. Überträgt man dieses Ergebnis auch auf die Stähle der Festigkeitsklasse St E 47, was wegen des gleichartigen

Druckspannungs-Stauchungsverhaltens wohl zulässig ist, dann lassen sich die kritischen Knickspannungslinien für die beiden hochfesten Stähle theoretisch ableiten (Bild 17).

Wenn nach Ausarbeitung der Europäischen Stabilitätsvorschriften in Zukunft für Knickstäbe die geometrische Imperfektion kleiner, nämlich $u = \frac{\ell}{1000}$ (für den beidseitig gelenkig gelagerten Einfeldstab der Länge $\ell$) gewählt wird (wobei man dann jedoch den Einfluß von Eigenspannungen gesondert berücksichtigt), und wenn außerdem die Querschnittsabhängigkeit durch mehrere profilabhängige Knickspannungslinien differenzierter zum Ausdruck kommt, so ändert dies nichts am Grundsätzlichen der bisher schon für das Knicken angewandten Plastizitätstheorie (auch nicht bei Ausdehnung auf hochfeste Stähle), sondern bedeutet lediglich eine weitere Zuschärfung. Die gute Übereinstimmung zwischen den von der "Europäischen Konvention für Stahlbau" (EKS, ECCS, CECM) vorgeschlagenen Knickspannungslinien, die vorzugsweise mit Versuchskörpern aus St 37 experimentell überprüft wurden, und einzelnen Versuchsergebnissen mit Prüfstäben aus höherfesten Stählen zeigen die Bilder 18 und 19.

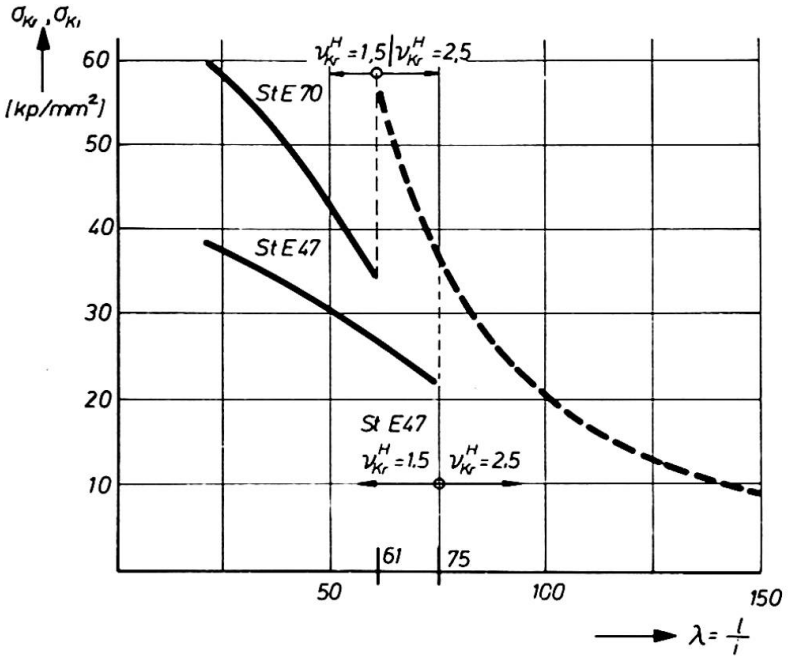



Bild 17: Knickspannungen $\sigma_{Kr}$ (Traglast) für hochfeste Baustähle, nach /8/ u. DIN 411

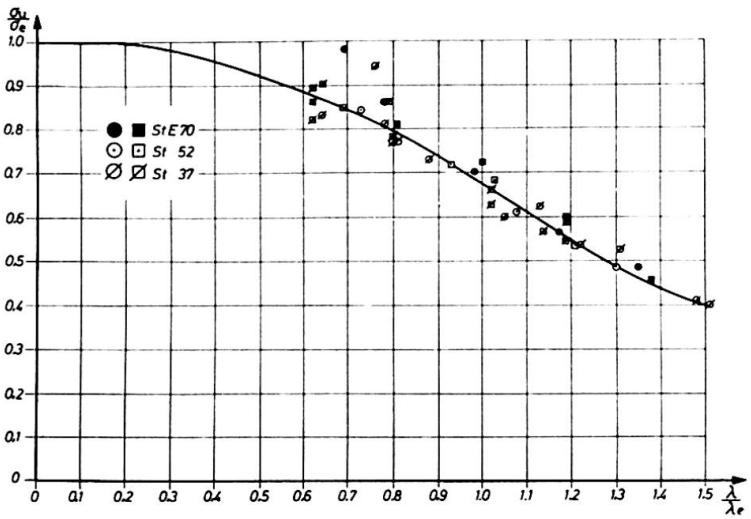



Bild 18: Vergleich der Europäischen Knickspannungslinie mit Versuchswerten ( O u. □ -Querschnitte), nach /19/

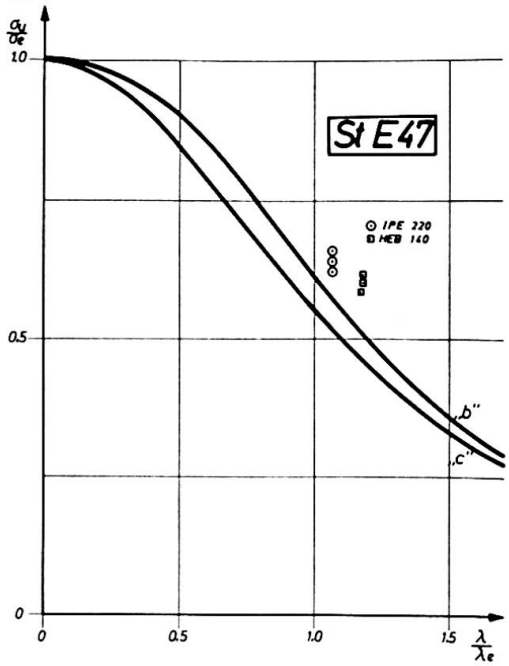



Bild 19: Vergleich d. Europäischen Knickspannungslinien für IPE- (Kurve "c") u. HEB-Profile (Kurve "b") mit Versuchswerten (Stahl St E 47), nach /20/

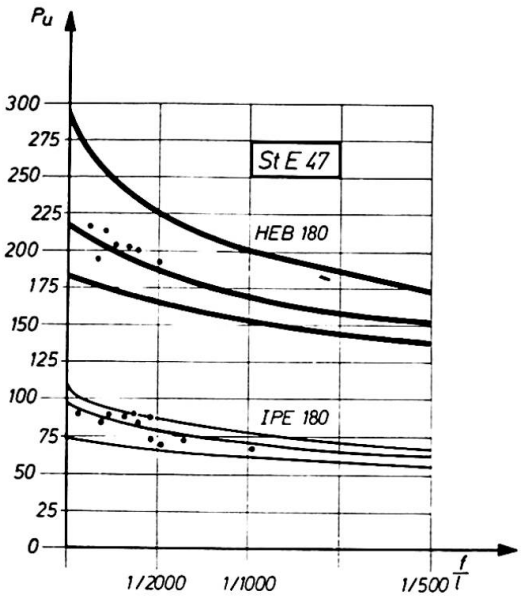



Bild 20: Einfluß der Größe von Imperfektionen (Stabkrummheit $f/\ell$ u. Eigenspannungen) auf die Knickspannungen u. Vergleich mit Versuchswerten (Stahl St E 43), nach /21/

Die gute Erfassung geometrischer (Stabkrummheit $f/\ell$) und werkstofflicher Imperfektionen (Eigenspannungen) durch die den Europäischen Knickspannungslinien zugrundeliegenden Traglastberechnungen von Beer/Schulz auch bei hochfesten Stählen zeigt Bild 20. Die jeweils oberen Kurven gelten für das Verhältnis maximale Eigenspannung zu Streckgrenze $\bar{\sigma}_R = 0$, die mittleren für $\bar{\sigma}_R = 0,3$ und die unteren für $\bar{\sigma}_R = 0,5$. Hinsichtlich der Eigenspannungen ist ganz allgemein zu bemerken, daß diese für hochfeste Stähle, bezogen auf die Streckgrenze, im Schrifttum /13/ niedriger angegeben werden als bei den Baustählen St 37 und St 52 (was auch ohne weiteres einsehbar ist, da bei vergleichbaren Querschnitten infolge des Walz- oder Schweißvorgangs vergleichbare Temperaturverhältnisse und Abkühlbedingungen vorliegen.

### 3.4.2 Biegedrillknicken

Biegedrillknickversuche im elastischen und plastischen Bereich haben gezeigt, daß bezüglich des Stabilitätsverhaltens kein grundsätzlicher Unterschied zwischen den bisherigen Baustählen St 37, St 52 und dem hochfesten Stahl St E 47 (BS - Grade 55) besteht. Der Vergleich (Bild 21) der gemäß /22/ experimentell

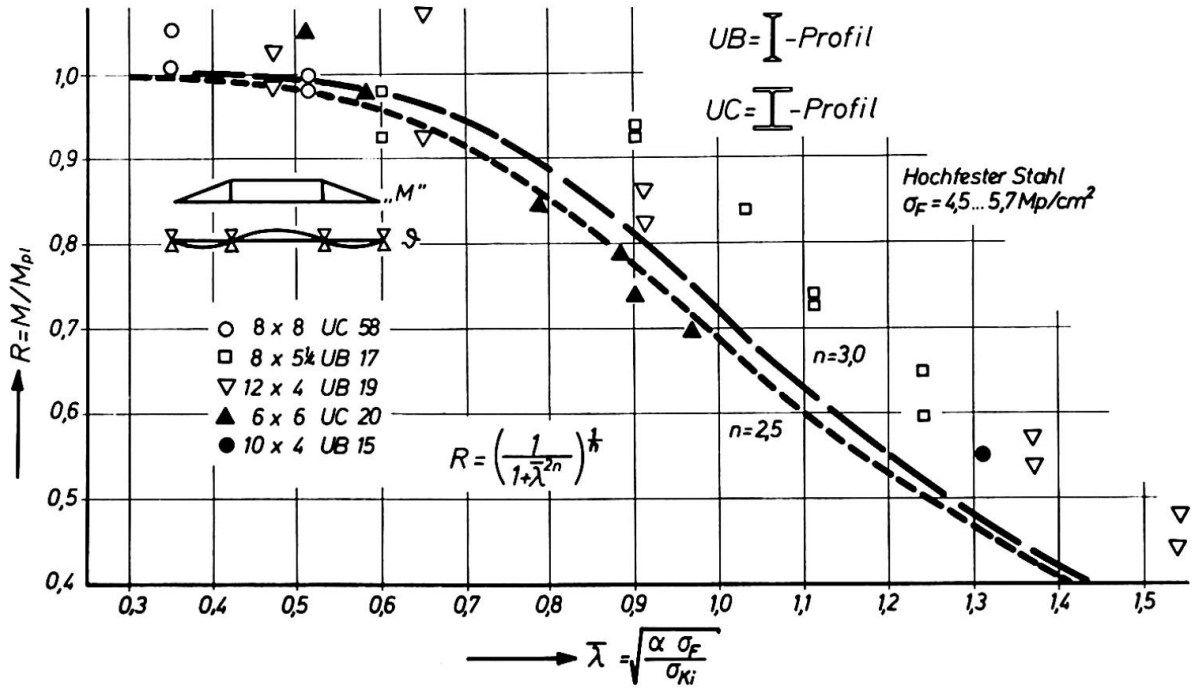



Bild 21: Vergleich zwischen der Näherungsformel für Biegedrillknicken (Empfehlungen der EKS) und den Versuchen, nach /22/

ermittelten Traglasten mit einer (z. Zt. für die Neubearbeitung der deutschen Stabilitätsnorm DIN 4114 und die Empfehlungen der EKS zur Diskussion stehenden) Näherungsformel zur Traglastberechnung für Biegedrillknickbeanspruchung, die anhand von Versuchen für St 37 und Kontrollrechnungen für St 37 und St 52 erarbeitet wurde, bestätigen diese Feststellung.

### 3.4.3 Beulen

Beulversuche mit hochfesten Baustählen im plastischen Bereich sind dem Verfasser bisher nicht bekannt geworden. Im Rahmen eines Ende 1974 beginnenden experimentellen Forschungsprogramms des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, bei dem u. a. auch gezielt der Einfluß geometrischer Imperfektionen und Eigenspannungen auf das Tragverhalten berücksichtigt werden soll, sind auch Versuchskörper aus hochfesten Stählen vorgesehen. In den Fällen, in denen es erlaubt ist, bei Beulberechnungen die idealisierte Verzweigungstheorie anzuwenden (vgl. aber /23/), kann, solange allgemein keine bessere Bemessungsmöglichkeit besteht, die Abminderung für plastisches Beulen bei Verwendung hochfester Baustähle analog zu den für die niedriger festen Baustähle geltenden Abminderungen vorgenommen werden. Bild 22 zeigt die abgeminderten Beulspannungen im plastischen Bereich für die Stähle St E 47 und St E 70 unter hilfsweiser Heranziehung der Engeßer'schen Knickspannungen /8/.

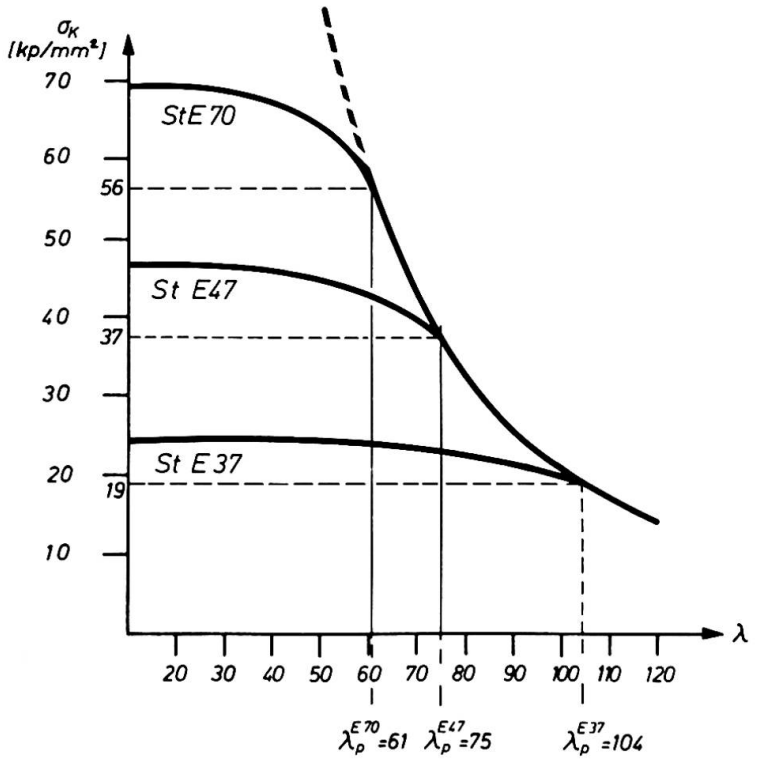



Bild 22: Abgeminderte Beulspannungen im plastischen Bereich für hochfeste Baustähle, nach /8/

## 3.5 Schwingfestigkeit

Die bisherigen Darlegungen haben gezeigt, daß sich die hohen Festigkeiten der hochfesten Baustähle unter den verschiedenen statischen Beanspruchungsarten im allgemeinen gut ausnützen lassen. Aus Dauerschwingversuchen mit Prüfkörper polierter Oberfläche (Bild 23) könnte man den Eindruck gewinnen, daß die hochfesten Baustähle demselben Dauerfestigkeitsgesetz (z. B. unter Wechselbeanspruchung

$$R = -1: \sigma_{D,-1}^{poliert} = \frac{\sigma_B}{2})$$

unterliegen würden wie die Stähle niedrigerer Festigkeitsstufen. Leider zeigen aber Prüfstäbe mit Walzhaut (Bild 23) einen wesentlich geringeren Anstieg der Dauerfestigkeit in Abhängigkeit von der Zugfestigkeit /24/, was auf die höhere Kerbempfindlichkeit der hochfesten Stähle zurückzuführen ist. Dieser geringe Vorteil bei der Dauerfestigkeit hochfester Baustähle geht aber ganz verloren bei deren Verbindungen und Bauteilen /25/, so daß man vorschnell annehmen könnte, es sei unwirtschaftlich, hochfeste Stähle bei schwingender Beanspruchung einzusetzen. Bild 24 zeigt z. B. den starken Abfall der Dauerschwingfestigkeit ($N = 2 \cdot 10^6$ Lastspiele) unbearbeiteter Stumpfnaht- und Kehlnahtschweißverbindungen aus St E 70 und deren Verbesserung durch besondere Oberflächenbearbeitung /26/.

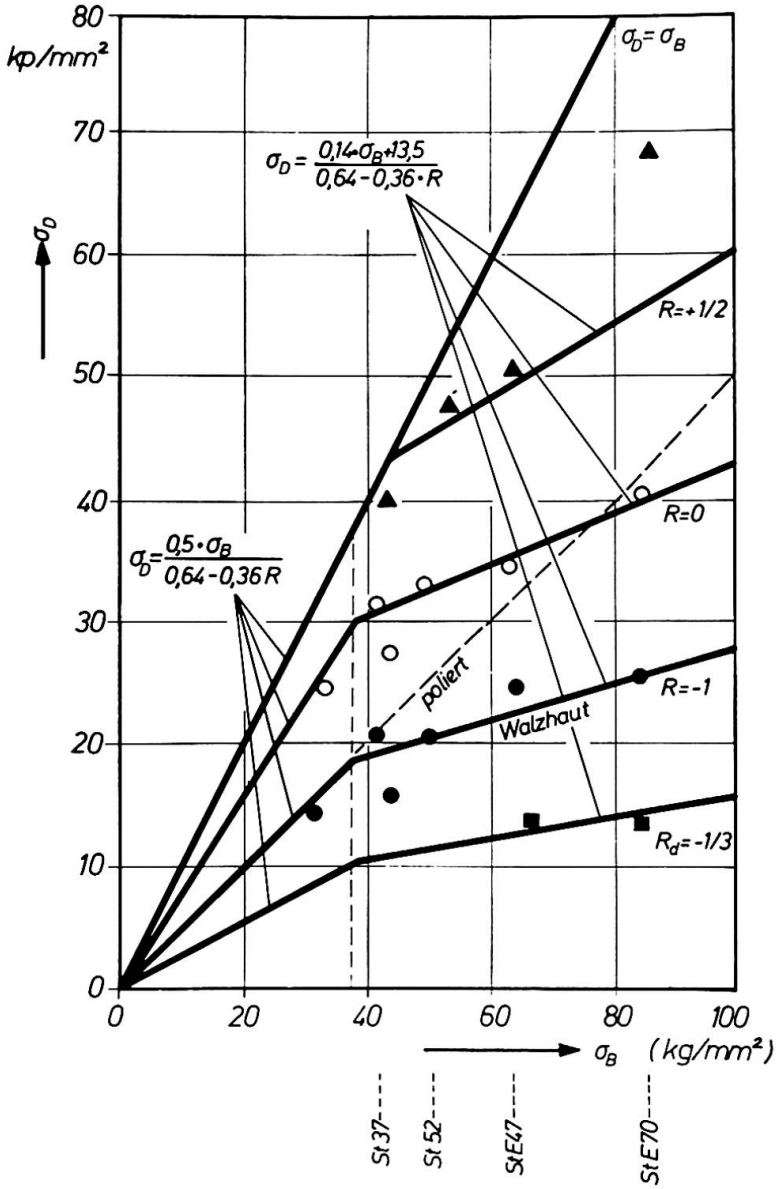



Bild 23: Dauerschwingfestigkeit $\sigma_D$ (poliert und Walzhaut) abhängig von statischer Zugfestigkeit $\sigma_B$ und Spannungsverhältnis R, nach /24/

Da die Konstruktionen des Hoch- und Brückenbaus aber in der Regel nicht im Dauerfestigkeitsbereich der Einstufenbeanspruchung des Wöhler-Versuchs unterliegen, kommt der Zeit- und Betriebsfestigkeit von Konstruktionsteilen aus hochfesten Baustählen weit mehr Bedeutung zu /27/. Allerdings ist dann eine bessere Kenntnis der Belastungsgeschichte eines Bauwerkes, die zu für die Betriebsfestigkeit maßgebenden Lastkollektiven ausgewertet werden kann, erforderlich. Bild 25 zeigt das wesentlich günstigere

Verhalten der hochfesten Stähle im Zeitfestigkeitsbereich ($N = 10^5$ Lastspiele).

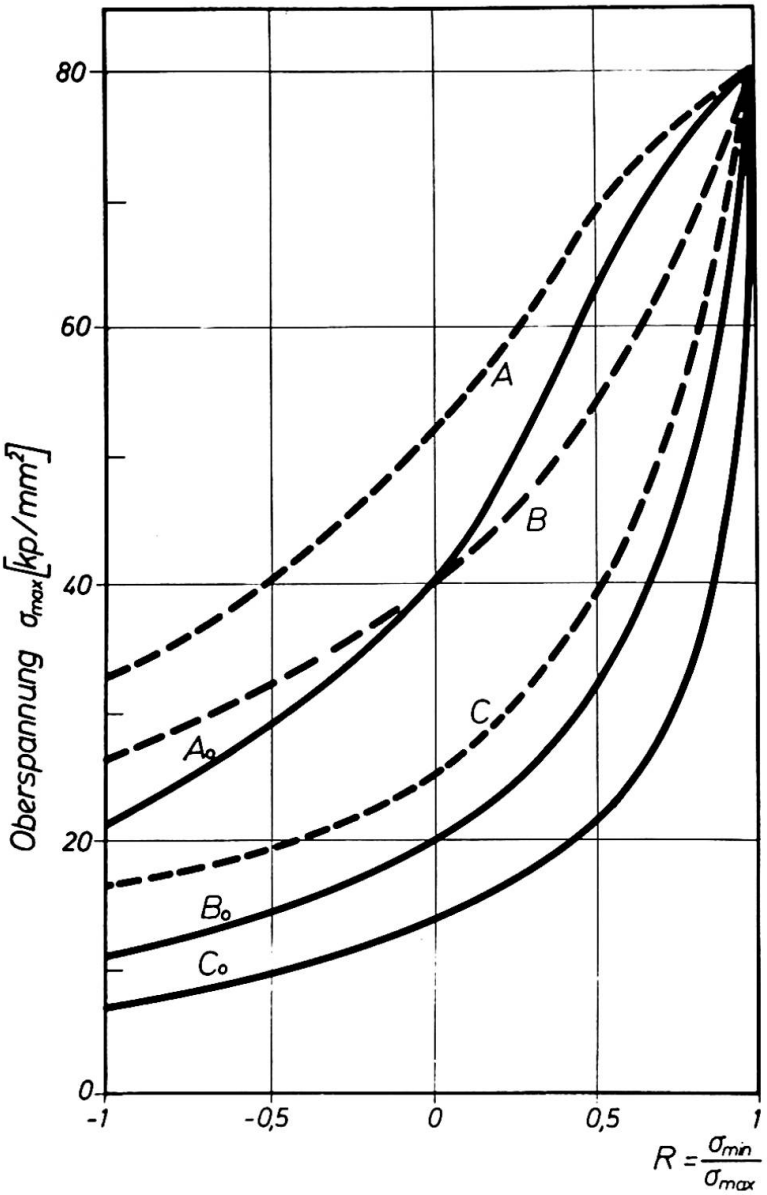



Bild 24:

Dauerschwingfestigkeit ($N = 2 \cdot 10^6$) des St E 70 abhängig von der Art der Schweißverbindung und deren Bearbeitung, nach /26/

$A_o$ Grundwerkstoff, Walzhaut
A Grundwerkstoff, feingeschliffen
$B_o$ Schweißverbindung (V-Naht), unbearbeitet
B Schweißverbindung (V-Naht), blecheben bearbeitet
$C_o$ beidseitig angeschweißte Quersteifen, Doppelkehlnaht, unbearbeitet
C beidseitig angeschweißte Quersteifen, Doppelkehlnaht, bearbeitet

| | Dauerfestigkeit $\sigma_{D,N=2\cdot10^6}$ | | | | Zeitfestigkeit $\sigma_{Z,N=10^5}$ | | | | Zugfestigkeit |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| κ = | -1/3 | -1 | 0 | +1/2 | -1/3 | -1 | 0 | +1/2 | +1 |
| St37 normalisiert | - | 16,5 | 26,5 | 40,0 | - | 21,5 | 33,0 | - | 43,0 |
| St52 normalisiert | - | 20,5 | 33,0 | 46,5 | - | - | - | - | 53,0 |
| St E 47 | -39,8 | 24,1 | 34,7 | 50,4 | -56,0 | 33,0 | 47,3 | 58,7 | 63,8 |
| St E 70 | -41,0 | 25,6 | 40,1 | 68,7 | -68,1 | 41,3 | 64,3 | 80,0 | 85,1 |

Bild 25: Vergleich zwischen Dauerfestigkeit, Zeitfestigkeit und Zugfestigkeit verschiedener Baustahlfestigkeiten, nach /24/

Die Auswertung dieser und weiterer Versuche führte schließlich zu Vorschlägen im Rahmen der Erweiterung der DASt-Richtlinie 011 /8/ für schwingende Beanspruchung unter Berücksichtigung verschiedener Lastkollektive. Im Sinne eines solchen Betriebsfestigkeitsnachweises werden künftig schwingbelastete Bauteile und Verbindungen aus hochfesten Stählen auf der Grundlage idealisierter bezogener Wöhler- und Lebensdauerlinien bemessen (Bild 26).

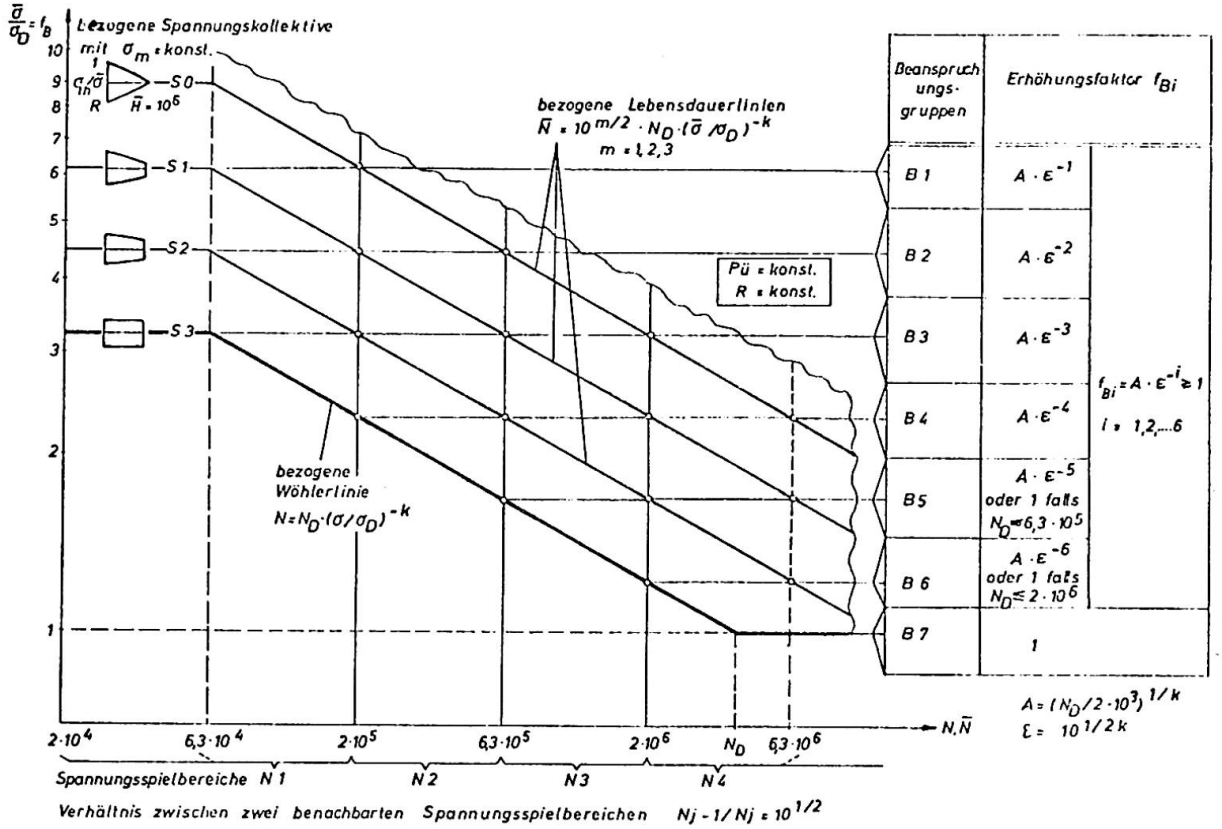



Bild 26: Betriebsfestigkeit nach Beanspruchungsgruppen B 1 bis B 7 abhängig von Spannungsspielbereichen R und Spannungskollektiven S (St E 70), nach /48/

Die Bauteile und Verbindungen sind in Kerbgruppen eingeteilt, für die in Abhängigkeit von der Stahlsorte jeweils einheitliche Grenzlastspielzahlen $N_D$, Wöhlerlinienneigungen k und vom Spannungsverhältnis R = min σ/max σ abhängige vorläufige Oberspannungsdauerfestigkeiten zul $\sigma_D$ festgelegt sind.

Den in doppeltlogarithmischer Auftragsweise parallel zu den Wöhlerlinien und untereinander in gleichen Abständen verlaufenden Lebensdauerlinien (einschließlich der Wöhlerlinie vier Lebensdauerlinien) sind vier genormte Belastungskollektive S 0 bis S 4 mit unterschiedlichen Völligkeitsgraden zugeordnet. Aus Kombinationen der vier eingeführten Lastspielbereiche mit den vier genannten Belastungskollektiven entstehen sieben Beanspruchungsgruppen B 1 bis B 7 mit jeweils einheitlichen Dauerfestigkeits-Erhöhungsfaktoren $f_B = \sigma/\sigma_D$ = zul σ/zul $\sigma_D$, die Werte zwischen $f_B = 1$ und etwa $f_B = 8$ einnehmen können.

Aus diesem Bemessungsschema wird ersichtlich, daß die hochfesten Stähle den herkömmlichen Baustählen St 37 und St 52 dann überlegen sind, wenn hohe Oberspannungsdauerfestigkeiten $\sigma_D$, d.h. geringe Kerbwirkungen und hohe Spannungsverhältnisse R, und hohe Werte für die Erhöhungsfaktoren $f_B$,

d. h. geringe Lastspielzahlen und geringe Völligkeitsgrade der Belastungskollektive, vorliegen. Diese Bedingungen führen für die hochfesten Stähle zu zulässigen Spannungen zul $\sigma$, die von den niedrigfesten Stählen wegen der oberen, durch die statische Belastung gegebenen und sich an der Streckgrenze orientierenden Grenzspannung zul $\sigma_{stat.}$ nicht mehr erreicht werden können.

## 4 Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung im Hochbau

### 4.1 Entwurfsüberlegungen für den Geschoßbau

Für Geschoßbauten, in denen hohe Streckenlasten für Unterzüge und große Einzellasten für Stützen abzutragen sind, bestehen gute Einsatzmöglichkeiten für hochfeste Baustähle, sofern Instabilitäten im elastischen Bereich auszuschließen sind und die größere Verformungsnachgiebigkeit hochfester Stähle durch konstruktive Maßnahmen ausgeglichen werden kann. So wurde hochfester Stahl u. a. verwendet beim IBM-Building in Pittsburgh (USA) und beim World Trade Center in New York (USA).

#### 4.1.1 Geschoßdecken

Aus Gründen der Sicherheit, der Gebrauchseignung und der Wirtschaftlichkeit sollten Geschoßdecken im modernen Stahlgeschoßbau in der Regel unter statischer Mitwirkung der Betondecke ausgeführt werden, wobei sowohl der Profilträger- als auch der Profilblechverbund in Betracht kommen. Vergleichsrechnungen haben gezeigt, daß im üblichen Bereich der Verkehrslasten ($p = 2\ kN/m^2$ bis $15\ kN/m^2$) und der Spannweiten ($\ell = 4{,}8$ m bis 12 m) unter Beachtung der für die Gebrauchseignung zweckmäßigen Durchbiegungsbegrenzung ($f = \frac{\ell}{300}$ bis $= \frac{\ell}{500}$) die niedrigerfesten Stähle St 37 und St 52 im allgemeinen ausreichen. Da aus bauphysikalischen Gründen (Schall- und Brandschutz) die Dicke der Betonplatte im allgemeinen 10 cm nicht unterschreiten sollte, können die zulässigen Betondruckspannungen kaum ausgenutzt werden, so daß für Decken mit und ohne Trägerverbund sowohl höherfeste Betone als auch hochfeste Stähle nur selten in Frage kommen. Die bei Profilblechverbunddekken durch Walzprofilierung der Bleche erzielbare Kaltverfestigung mit Streckgrenzenwerten bis ca. 350 $N/mm^2$ sollte aber durchaus genutzt werden. Da der reine Haftverbund unter der Voraussetzung feiner Risseverteilung bis zur Traglast nicht zu gewährleisten ist, kommt der Forschung für eine wirtschaftliche Verbundsicherung mit mechanischen Verdübelungselementen für Profilbleche besondere Bedeutung zu.

#### 4.1.2 Unterzüge

Da die Anzahl der Stützen aus Gründen einer guten Nettoflächenausnutzung in Geschoßbauten gering gehalten werden soll, ergeben sich oft relativ große Spannweiten für die Unterzüge. Geringe Unterzugbauhöhen aus Gründen der Wirtschaftlichkeit des Gesamtgebäudes, große Öffnungen im Träger für Deckeninstallationen und große Spannweiten mit hohen Belastungen sind aber sich gegenseitig nachteilig beeinflussende Entwurfsparameter. Von den drei Konstruktionsmöglichkeiten für Geschoßbauunterzüge:

Vollwandträger mit Öffnungen
Fachwerkträger
und Rahmenträger (Vierendeel)

verdient der letztere besondere Aufmerksamkeit im Hinblick auf den zu suchenden Entwurfskompromiß. Eine Versuchsreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbau /14/ bewies den Vorteil der "plastischen" Bemessung nach der Fließgelenkhypothese gegenüber der elastizitätstheoretischen Berechnung und deren volle Wirksamkeit auch für die hochfesten Stähle St E 47 und St E 70 (Bild 15). Auch wenn anstelle der kaltverformten Bleche, auf deren Obergurte aus Hutprofilen montagegerecht Stahlprofilblechverbundplatten direkt aufgelagert werden können, Profilstahl z. B. Breitflanschprofile verwendet werden, stimmt die Traglastbemessung mit der im Versuch erzielten Versagensbelastung gut überein, vorausgesetzt, daß die Vertikalstäbe ausreichend biegesteif an die Gurte angeschlossen sind.

Hochfeste Stähle können für durchbrochene Unterzüge bei großen Spannweiten, niedrigen Bauhöhen und hohen Belastungen dann wirtschaftlich eingesetzt werden, wenn die Verbundwirkung der quer angeschlossenen Verbunddekken, die gleichzeitig die horizontale Stabilität der Unterzüge sichern, durch wirtschaftliche Verbundmittel (z. B. Kopfbolzendübel) auch in Unterzugrichtung miterwirkt wird. Dann ist auch bei Verwendung hochfester Stähle eine ausreichende Steifigkeit zu erwarten.

Im Kraftwerkbau müssen durch die laufende und noch nicht abgeschlossene Leistungssteigerung immer größere und schwerere Lasten aus den Dampferzeugern und Turbinen von den Stahlskeletten übernommen werden. Bild 27 zeigt die Deckenträger und Unterzüge eines Kesselgerüstes aus hochfestem Stahl St E 47, für die die niedrigerfesten Baustähle wegen ihrer geringeren zulässigen Spannungen nicht mehr ausgereicht hätten.

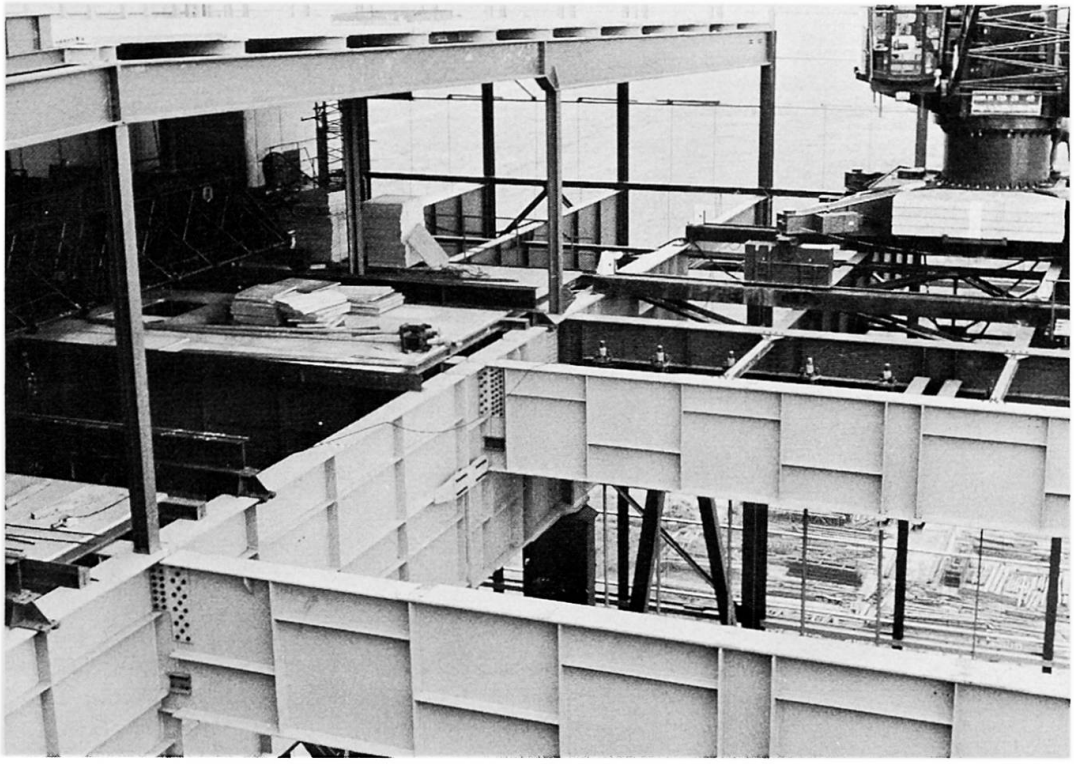


Bild 27: Unterzüge und Deckenträger eines Kraftwerk-Kesselgerüsts aus St E 47

### 4.1.3 Stützen

Bei Hochhäusern mit großer Druckbeanspruchung für die Stützen ist besonders der aus Blechen geschweißte Hohlkastenquerschnitt geeignet. Da aus Gründen des Nutzflächengewinns möglichst kleine Stützenquerschnitte erwünscht sind und die steifen Geschoßdeckenscheiben die Knicklänge auf die Geschoßhöhe begrenzen, liegt die Schlankheit der Stützen im plastischen Bemessungsbereich, wodurch der Einsatz hochfester Stähle voll zur Wirkung kommt. Bild 28 zeigt den Vorteil hinsichtlich des Nutzflächengewinns hochfester Stähle gegenüber den herkömmlichen Baustählen und vor allem gegenüber Stahlbetonstützen besonders bei hohen Stützenlasten, wobei ein Verhältnis Blechdicke zu Seitenlänge von 1 : 10 unterstellt ist. Aber wie bei den auf Biegung beanspruchten Deckenträgern und Unterzügen aus hochfesten Stählen besonders auf die Verformung zu achten ist, gilt dies auch für die relativ große Stauchung hochfester Stützen im Verhältnis zu den wesentlich geringeren Betonstauchungen massiver Hochhauskerne /28/. Außerdem ist nicht nur der Anfangszustand, sondern auch der zeitliche Verlauf der unterschiedlichen Normalkraftverformungen von Stahl- und Betontragwerken, die noch von der Verformung der Gründungsplatte überlagert werden, zu untersuchen. Der in Bild 29 dargestellte Stützenquerschnitt eines im Winter 1974/75 montierten Hochhauses in Frankfurt (Deutschland) zeigt den Nutzflächengewinn im Vergleich zu einem Stahlbetonquerschnitt gleicher Lastaufnahme.

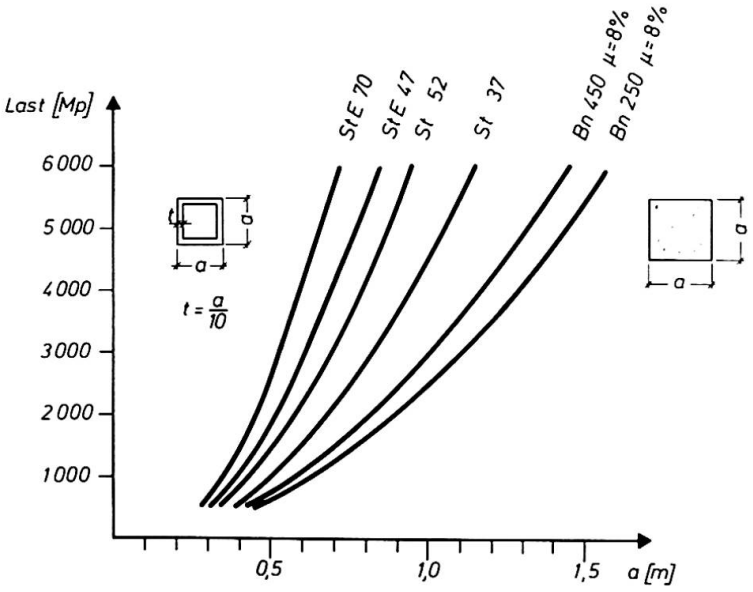



Bild 28: Stützenmaße abhängig von der Last bei verschiedenen Werkstoffen nach /28/

Für Geschoßbauten gibt es bestimmte Bereiche häufig wiederkehrender Anforderungen aus

- Raster
- Spannweiten
- Belastungen
- Installationen
- Brandschutz
- Bauphsyik usw.,

die man zu einem Anforderungsspektrum zusammenfassen kann. Die Vielzahl der Daten einer derart komplexen Bauaufgabe ist nur mit Hilfe eines Rechners im Hinblick auf die Optimierung des Entwurfs zu verarbeiten. Das Ergebnis einer solchen Entwurfsopti-

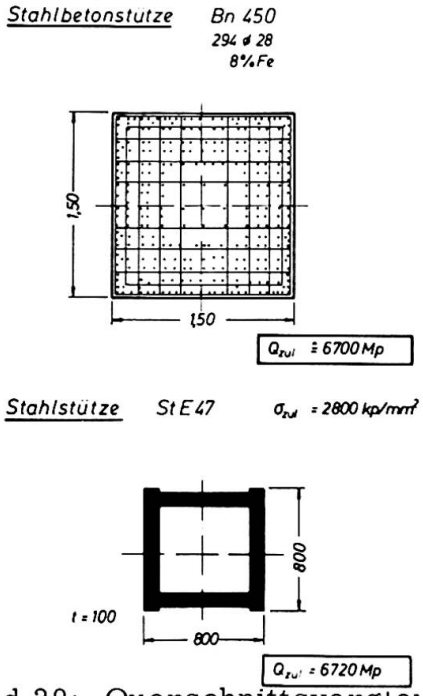



Bild 29: Querschnittsvergleiche einer Stahlstütze aus St E 47 mit einer Stahlbetonstütze gleicher Lastaufnahme

mierung dient der Entwicklung von Konstruktionssystemen /29/.

Für Hochhäuser bis etwa 20 Geschosse besteht eine gute Möglichkeit zur Entwicklung eines Stützensystems aus Breitflanschprofilen, die gegenüber Kastenquerschnitten keine Schweißarbeiten zur Profilherstellung benötigen und wegen ihres offenen Querschnitts einfache Anschlüsse für die Unterzüge ermöglichen. Unterstellt man einmal einen Stützenraster von 7,20 m x 7,20 m, dann ergibt sich bei einem Deckeneigengewicht von 5 kN/$m^2$ und einer Verkehrslast von ebenfalls 5 kN/$m^2$ eine Stützenlast je Geschoß von ca. 500 kN. Bei 20 Geschossen erhält dann die unterste Stütze eine Last von 10 MN. Wählt man den Bereich der Profilhöhe h = ca. 403 - 405 mm und der Flanschbreite b = ca. 300 - 340 mm und läßt als Variation verschiedene Flansch- und Stegdicken sowie 3 Festigkeitsklassen zu, dann kann man unter diesen Bedingungen ein Stützensystem entwerfen (Bild 30), das bei nahezu konstantem Stützenumriß für 20-geschossige Hochhäuser dank der hochfesten Stähle geeignet ist. Die geringen Differenzen der Flanschbreite können mit der Befestigungskonstruktion der dann konstanten Brandschutzummantelung ausgeglichen werden.

| $P_{zul}$ ≙ | Stahlgüte | | | F | Nr. |
|---|---|---|---|---|---|
| Mp | St37 | St52 | St43 | cm² | |
| 200 | I | | | 204 | 1 |
| 250 | I | | | 226 | 2 |
| 300 | | I | | 210 | 3 |
| 350 | | I | | 226 | 4 |
| 400 | | | I | 218 | 5 |
| 450 | | | I | 256 | 6 |
| 500 | I | | | 450 | 7 |
| 550 | | I | | 358 | 8 |
| 600 | I | | | 511 | 9 |
| 650 | | I | | 397 | 10 |
| 700 | | | I | 369 | 11 |
| 750 | | | I | 367 | 12 |
| 800 | | I | | 511 | 13 |
| 900 | | I | | 552 | 14 |
| 1000 | | | I | 528 | 15 |
| 1100 | | | I | 552 | 16 |

HE - Sonderprofile h = 403 - 405 mm b = 3015 - 336

Bild 30: Stützensystem aus Breitflanschprofilen verschiedener Stahlfestigkeitsklassen

## 4.2 Entwurfsüberlegungen für räumliche Systeme

Die Möglichkeit, mit Hilfe elektronischer Rechenautomaten fast jeden Beanspruchungszustand auch komplizierter statischer Systeme mindestens im Bereich der Elastizitätstheorie berechnen zu können, wirkt sich auch auf den konstruktiven Entwurf aus, um in gezielter Weise Kräfte durch Raumtragwerke besser verteilen und ableiten zu können. Die räumliche Kräfteverteilung führt zwar zu stark unterschiedlichen Schnittkraftbeanspruchungen. Andererseits verlangt aber nicht nur die architektonische Ästhetik räumlicher Tragwerke eine angenähert konstante Umrißgeometrie der Raumtragglieder, sondern auch die Wirtschaftlichkeit im Hinblick auf Fertigung und Montage.

Diesem Entwurfsparameter quasikonstanter Umrißgeometrie trotz unterschiedlicher Beanspruchung und vor allem auch im Hinblick auf standardisierte Kompaktanschlüsse kann durch zwei Entwurfsvariable Rechnung getragen werden: Durch die Kombination abgestufter Wanddicken und Festigkeiten. Man kann im Hinblick auf eine räumliche Tragwerkssystematik zwei Raumsysteme unterscheiden:

1. Das Normalkraft übertragende Raumfachwerk
2. Das biege- und torsionssteife Raumrostwerk

Raumfachwerke werden vorwiegend als Dachtragwerke verwendet, für die gegenüber Decken verhältnismäßig geringe Lasten vorgeschrieben,

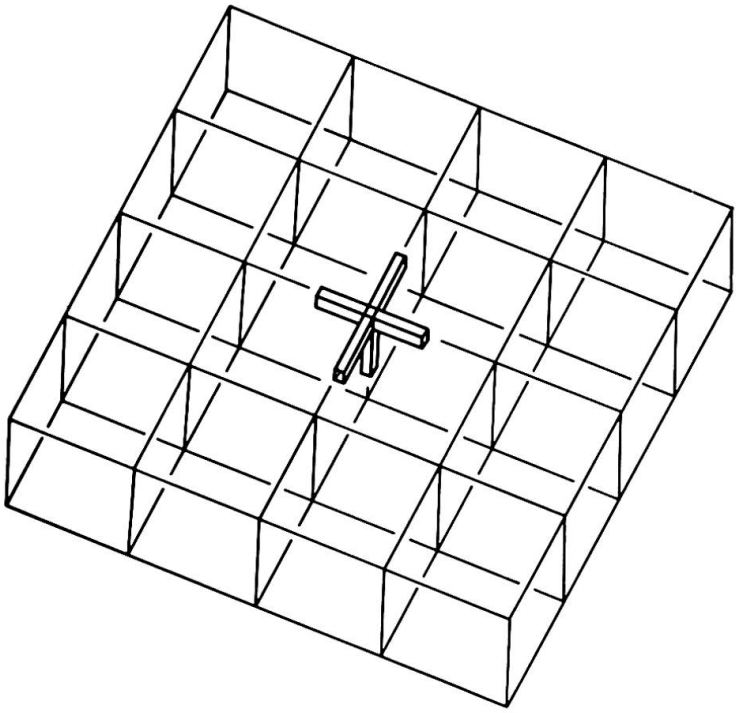
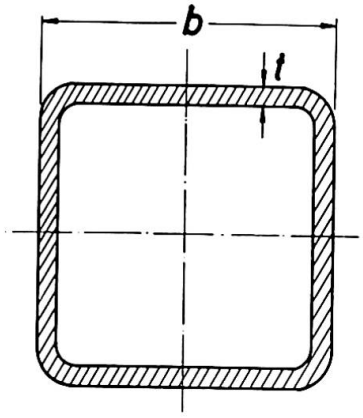


Bild 31: Raumrostwerk

aber meist ausreichende Bauhöhen selbst bei großen Spannweiten zulässig sind. In der Regel reichen deshalb die niedrigeren Festigkeitsklassen des St 37 und St 52 für die Fachwerkstäbe aus, zumal die Druckstäbe meist im höheren Schlankheitsbereich liegen, für den ohnehin der Elastizitätsmodul und nicht die Festigkeit für die Bemessung maßgebend ist. In Sonderfällen kann es aber aus architektonischen Gründen vorteilhaft sein, an Knoten mit größeren Stabkraftunterschieden die höher beanspruchten Stäbe aus hochfestem Stahl herzustellen, um eine ausgeglichenere Umrißgeometrie der Einzelstäbe zu erreichen.

Raumrostwerke, die nur orthogonal verlaufende Stäbe aufweisen, besitzen infolgedessen Knoten mit nur höchstens 6 Stabanschlüssen (Bild 31). Außer den Normalkräften müssen diese Knotenpunkte mit ihren Anschlüssen auch Querkräfte, Biege- und Torsionsmomente übertragen können. Eine solche hochgradig statisch unbestimmte Konstruktion besitzt große Plastizitätsreserven, die bei einer "plastischen" Bemessung nach dem Traglastverfahren ausgenützt werden können /30/. Bei hochbelasteten Geschoßdecken und relativ engem Raster können sich bei solchen Raumrostwerken durchaus Möglichkeiten für den Einsatz hochfester Stähle ergeben, insbesondere wenn aus wirtschaftlichen Gründen einer standardisierten Anschlußtechnik quasi-gleichbleibende Querschnitte gewählt werden sollen. In Bild 32 sind als Beispiel die möglichen Spannungsextremwerte aus der Überlagerung von N, $Q_x$, $Q_y$, $M_x$, $M_y$, und $M_T$ dargestellt und verschiedenen Stahlfestigkeitsklassen zugeordnet. Bei der vorteilhaften Verwendung von Rechteckhohlprofilen empfiehlt sich das in Bild 33 angegebene Seitenlänge-Dickenverhältnis, um vorzeitiges Ausbeulen bei Anwendung des Traglastverfahrens auszuschließen.




St 37 b/t = 34
St 52 b/t = 28
StE47 b/t = 22
StE 70 b/t = 18

Bild 32: Seitenlänge-Dickenverhältnis für Rechteckhohlprofile

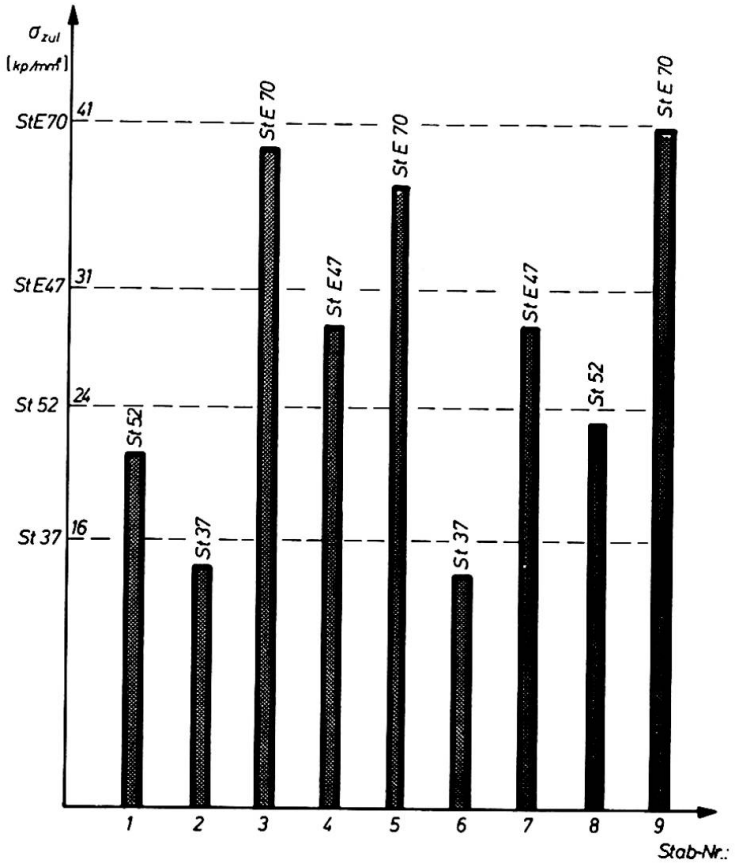



Bild 33: Geometrisch ähnliche Bemessung durch Variation der Festigkeit

## 4.3 Entwurfsüberlegungen für weitgespannte Dachtragwerke

Weitestgespannte Brücken- und Dachtragwerke sind nur unter Ausnutzung der allgemein technisch herstellbaren höchsten Zugfestigkeit, also durch Kaltverfestigung des Stahls möglich /31/. Die konstruktive Verwendung dieser hohen Zugfestigkeit wird durch Seile und Seilnetze mit Festigkeiten bis 1400 1800 $N/mm^2$ ermöglicht. Während des IVBH-Kongresses 1972 in Amsterdam ist ausführlich über Seilnetzkonstruktionen insbesondere über das Olympiaseildach von München berichtet worden /32/. Die Ergänzung der Anwendung hochfester Stähle im Hochbau durch die kaltverfestigten hochzugfesten Seiltragwerke soll, da die grundlegenden geometrischen, statischen, dynamischen und detailkonstruktiven Parameter vorerst als weitgehend geklärt angesehen werden können, das Augenmerk hier auf zwei bisherige Handicaps richten:

1. Gibt es überhaupt wirtschaftliche, d.h. kostengünstige Entwürfe für Seildachkonstruktionen?

2. Welches sind geeignete kostengünstige Dachhäute für Seilnetze?

Der Verfasser glaubt, daß ohne eine weitergehende Untersuchung in dieser Richtung - also der Kostensenkung - die Seilnetztechnik mit Hilfe hochzugfester Stähle auf wenige Einzelfälle für Ausstellungen und Sportmassenveranstaltungen beschränkt bleiben und kaum eine breitere Anwendung finden wird.

Welches wären die Möglichkeiten?

1. Verzicht auf die Unsymmetrie der "Zeltlandschaft" und Rückbesinnung auf die Wirtschaftlichkeit der Symmetrie (z. B. System Jawerth)

2. Kombination von Seilnetzen und biege- und torsionssteifen

Stabwerken (z. B. US-Pavillon 1958 Brüssel)

3. Verminderung der Fugen bei Verwendung von Dachtafeln durch abrollbare Bahnen mit wenigen und einfachen Dichtungen.

Diese Hinweise versteht der Verfasser lediglich als Denkanstöße in Richtung kostengünstigerer Entwürfe, die mehr die Handschrift des Ingenieurs als des Architekten verraten sollten, um eine Verbreiterung des Anwendungsbereiches hochzugfester, vorgespannter Seilnetzkonstruktionen zu ermöglichen.

## 5 Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung im Brückenbau

### 5.1 Entwurfskonzepte für weitgespannte Balkenbrücken

In den USA sind schon Ende der 50er/Anfang der 60er Jahre hochfeste wasservergütete Baustähle für Großbrücken eingesetzt worden, so z. B. für die Carquinez-Strait-Brücke (Fachwerkbalken), Louisville - New Albany-Brücke (Fachwerkbogen mit Zughand), Benicia-Martinez- und die Whiskey-Creek-Brücke (Vollwandbalken) /33/ /34/. Bei der 1974 errichteten Osaka Port Brücke (Japan) mit 510 m eine der weitestgespannten Fachwerkbrücken der Welt wurden für die Gurte, die aus geschweißten Kastenquerschnitten 1400 mm breit und 1800 mm hoch mit Blechdicken zwischen 30 und 75 mm bestehen, die beiden hochfesten vergüteten Baustähle HT 70 und HT 80 mit Streckgrenzen von 600 bis 700 $N/mm^2$ verwendet /35/. Der Vorteil des Einsatzes hochfester Stähle darf allerdings nicht nur vorwiegend in der Gewichtsverminderung gesehen werden, sondern im Zusammenwirken mit weiteren Entwurfsparametern, z. B.:

1. Beibehaltung quasi-gleichbleibender Querschnittsabmessungen trotz wachsender Beanspruchung durch Übergang zu höherer Werkstoff-Festigkeit
2. Reduzierung der Schraub- und Nietanschlüsse durch Anschweißen von Stabenden aus höherfestem Stahl - Stoßlaschen auch aus hochfestem Stahl
3. Verminderung der Untergurtlamellen bei offenen Hutquerschnitten mit voll mitwirkender Stahlrippen- oder Stahlbetonfahrbahn
4. Erhöhung der Beulstabilität bei gedrungener Blechschlankheit.

Bild 34 zeigt die Ansicht und den Querschnitt der 1962 fertiggestellten Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein, die in St 52 ausgeführt wurde und drei Vergleiche für die Ausführung des Untergurtbereichs in St 52 oder in St 52/St E 47 oder in St 52/St E 70. Das Wesentliche des Vergleichs ist nicht die Gewichtsersparnis, sondern die kostengünstigere Querschnittsverminderung des Untergurtes. Eine Stahl-Verbundbrücke (Bild 35) mit Hybridträgern, deren Untergurt aus hochfestem Stahl besteht, ist für mittlere Spannweiten-

Bild 35: Stahlverbundbrücke mit Hybridträgern aus hochfestem Baustahl

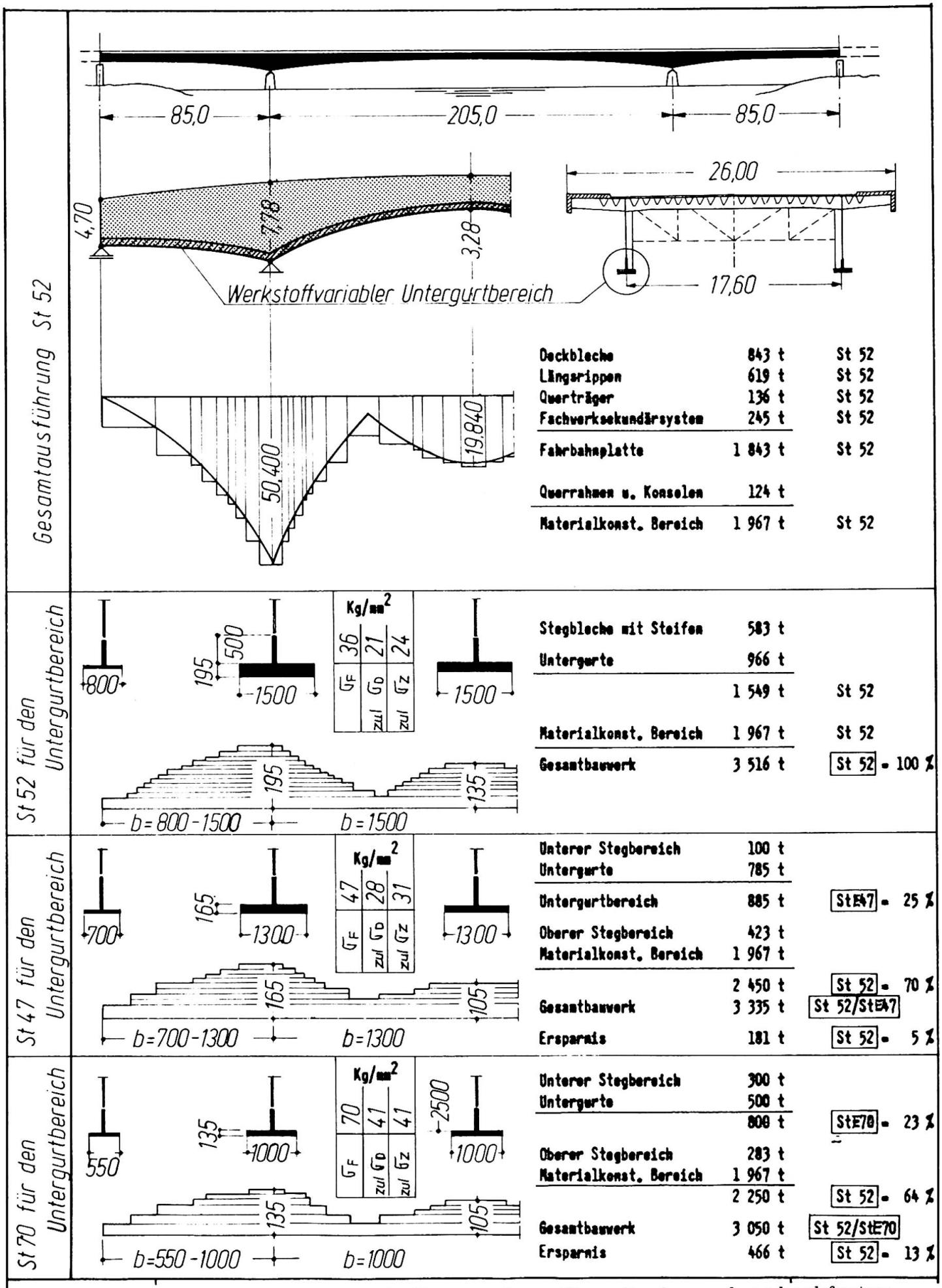



Bild 34: Vergleichende Untersuchung über die Anwendung hochfester Baustähle am Beispiel der Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein

bereiche (50-60 m) konzipiert /36/. Die Hybridträger bestehen aus miteinander längsverschweißten leichten (St 37) und schweren (St E 43) halbierten Breitflanschträgern. Die so gebildeten schmalen dünnwandigen Obergurte niedriger Festigkeit haben lediglich die Aufgabe, die Kopfbolzendübel zur Sicherung der schubfesten Verbindung aufzunehmen, während die breiten dickflanschigen Untergurte höherer Festigkeit eine bessere Ausnützung der Druckspannungen in der Betonfahrbahnplatte erlauben sollen. Die durch Verwendung hochfester Stähle ermöglichte niedrige Bauhöhe führt zwar zu vergleichsweise grösseren Durchbiegungen, die aber im Brückenbau für das Eigengewicht und einen Teil der Verkehrslast durch Überhöhung teilweise ausgeglichen werden können.

Ein weiterer interessanter Entwurfsvorschlag /37/ für die Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn sieht eine Verbundkastenträgerbrücke (Bild 36) vor,

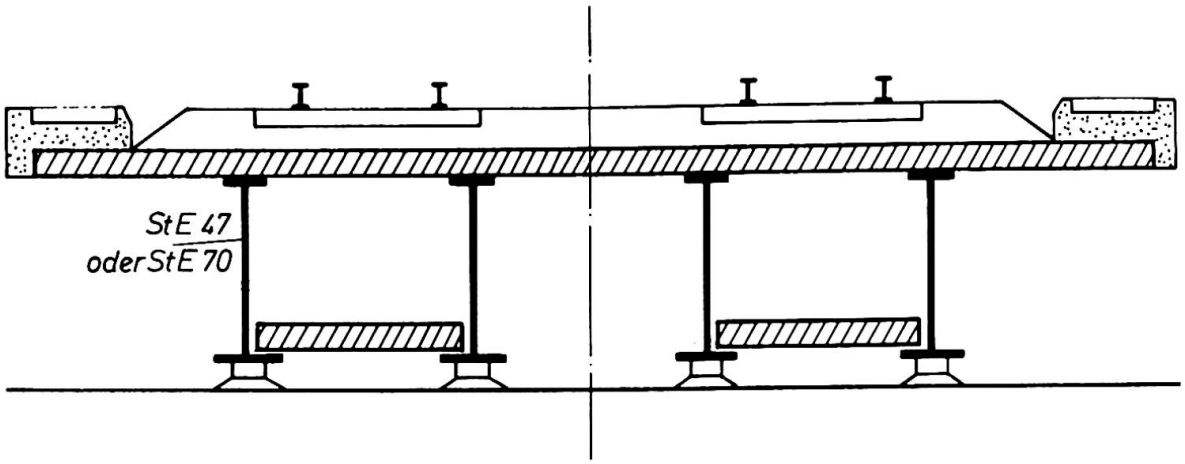



Bild 36: Vorgespannte Kastenträgerbrücke aus hochfestem Stahl für Eisenbahn-Schnellverkehr mit Ober- und Untergurtverbund, nach /36/

deren Ober- und Untergurt aus Betonplatten, die bei der Montage vorgespannt werden, und deren Hauptträger aus hochfestem Stahl bestehen. Die Vorspannung des Obergurts erfolgt durch Absenken nach Demontage der Hilfsstützen, die des Untergurts durch Auseinanderdrücken der zunächst zweigeteilten endverdübelten Untergurtplatte mittels Pressen und anschließende HV-Verschraubung mit den Stahlträgerunterflanschen (Bild 37). Dabei kommen die Stahlträger als "Spannbett" für die Vorspannung umso besser zur Wirkung je höher ihre Festigkeit ist. Die Vorteile des Systems liegen in der sehr hohen Steifigkeit infolge des doppelten Verbundes (Durchbiegung = $\ell/2000$), in den geringen Kriechverformungen des Betons, da beide Betongurte etwa gleichmäßig kriechen, in der hohen Dauerfestigkeit, da die Stahlspannungen infolge Verkehrslast durch die Betonmitwirkung gering sind und im Wegfall mindestens der Längssteifen, da die Stahlträger über die gesamte Länge unter Zugspannung stehen.

Ganz allgemein wird man Entwurfslösungen suchen müssen, die mehr bieten als Gewichtseinsparungen im Verhältnis der Streckgrenzen, so in der

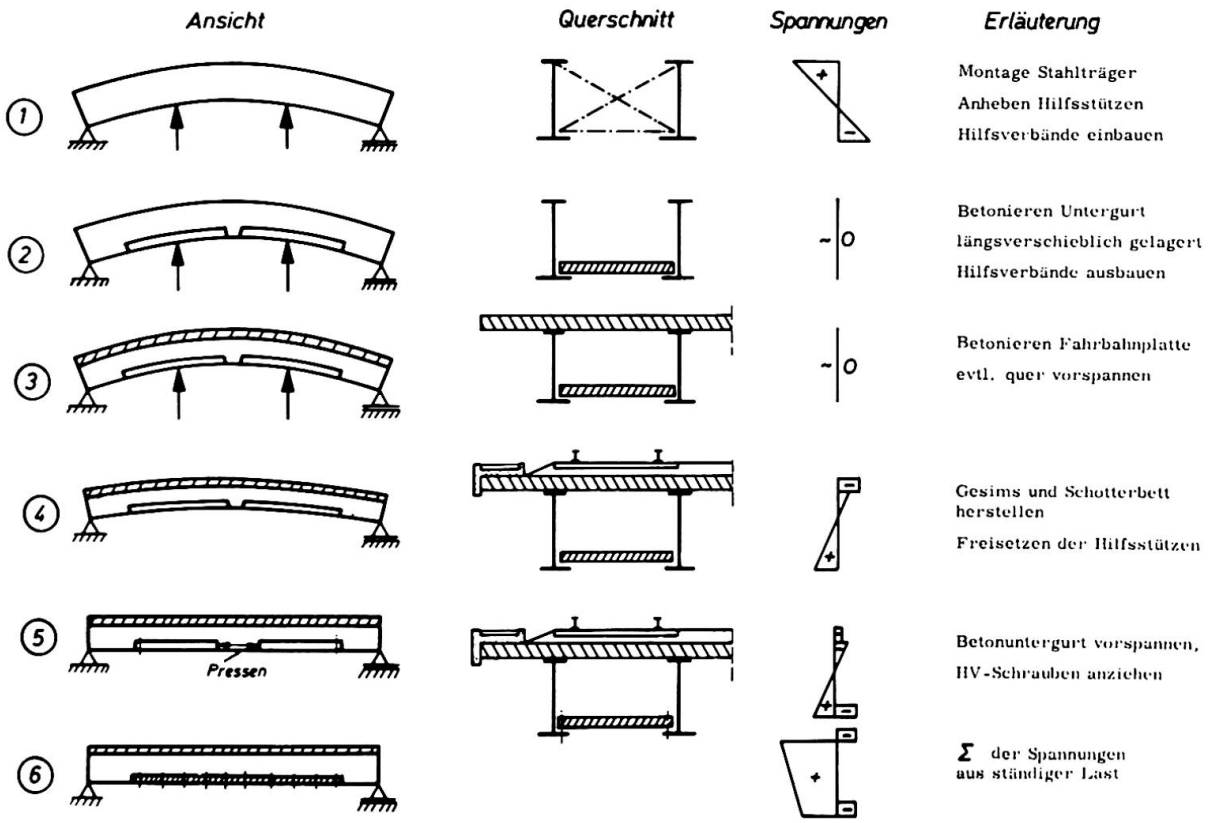



Bild 37: Montagevorgänge und Spannungszustände zu Bild 36

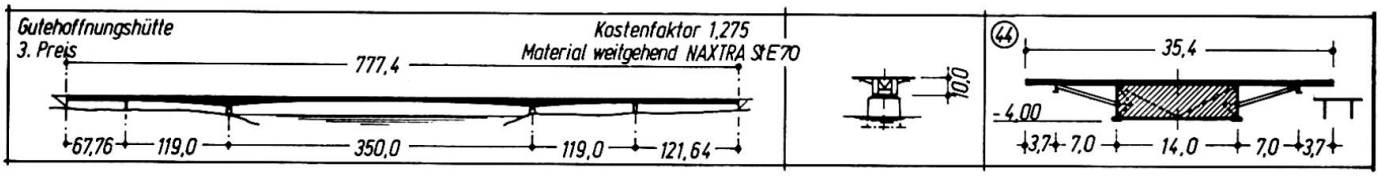



Bild 38: Entwurf einer Balkenbrücke über den Rhein bei Duisburg

Fertigung durch Dickenverminderung von Schweißnähten oder in Bereichen, für die Stähle mit niedrigerer Festigkeit nicht mehr ausreichen. Bild 38 zeigt den nicht ausgeführten Entwurf einer Balkenbrücke über den Rhein bei Duisburg von 350 m Spannweite, für den weitgehend St E 70 vorgesehen war. In den Kalkulationskosten lag er um 25 % über dem ausgeführten Schrägseilentwurf, dessen Pylone aus St E 70 bestehen. In St 52 wäre der Balkenentwurf allerdings nicht mehr möglich gewesen. Für die derzeit weitestgespannte Balkenbrücke der Welt (Niteroibrücke Brasilien) wurde vorwiegend Stahl BS 4360 Grade 55 (St E 47) verwendet /38/.

## 5.2 Seile

Die technische Ausnutzung des Verfestigungsmechanismus der Kaltverformung, mit der praktikable Zugfestigkeiten bis etwa 2000 $N/mm^2$ zu erreichen sind, erlaubt es mit Hilfe der Seiltechnik, wenn auch unter Verzicht auf Schweißeignung, Spannweiten von mehreren Kilometern Länge zu überbrücken (z. B. Hängebrückenentwurf von Musmeci u. Partnern über die Strasse von Messina mit 3 km Spannweite). Das wiederentdeckte und in den letzten beiden Jahrzehnten kreativ entwickelte Schrägseilbrückensystem wäre ohne die Ausnützung der hohen Stahlfestigkeit nicht möglich. Man unterscheidet im Hänge- und Schrägseilbrückenbau drei Seilarten:

Beispiele:

| | |
|---|---|
| 1. Spiraldrahtseile: | Wye-Brücke, England 1966<br>Papineau-Leblanc-Brücke, Kanada 1969<br>Lower-Yarra-Brücke, Australien 1974<br>($ß_Z$ = 160/180) |
| 2. Verschlossene Seile: | Massena-Brücke, Frankreich 1969 ($ß_Z$ = 135/182)<br>Donaubrücke, CSSR 1972 ($ß_Z$ = 135/160)<br>Köhlbrand-Brücke, BRD 1974 ($ß_Z$ = 120/160) |
| 3. Paralleldrahtseile: | Toyosato-Brücke, Japan 1970 ($ß_Z$ E 165/185)<br>Rheinbrücke Mannheim, BRD 1972 ($ß_Z$ = 140/160)<br>Paranabrücke Argentinien 1975 ($ß_Z$ = 150/170) |

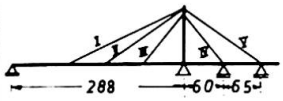
Da das aufwendige Luftspinnverfahren in Zukunft auf Hängebrücken über 1000 m Spannweite beschränkt sein wird, steht z. Zt. besonders der Vergleich der technischen und wirtschaftlichen Leistungsfähigkeit zwischen dem verschlossenen Seil und dem Paralleldrahtbündel im Mittelpunkt der internationalen Diskussion. Nachdem in Japan die fabrikmäßige Herstellung des Paralleldrahtseiles (factory-bundled parallel wire strand) Anfang der 70er Jahre gelungen ist, scheint das wichtigste Handicap des technisch überlegenen Paralleldrahtseils beseitigt zu sein. Es wird darüber hinaus interessant sein, die Erfahrungen mit den Paralleldrahtseilen in einer Kunststoffhülle, die nach der Montage mit Mörtel ausgepreßt wird (Paranabrücke Argentinien 1975) abzuwarten. Denn der wirtschaftliche Korrosionsschutz ist die zweite vordringliche Entwicklungsaufgabe für Paralleldrahtbündel.

Der Vorteil des Paralleldrahtbündels gegenüber dem verschlossenen Seil liegt in folgenden hauptsächlichen Gesichtspunkten:

1. Höhere Zugfestigkeit
2. bessere Dauerschwingfestigkeit
3. höherer Elastizitätsmodul
4. größerer Seildurchmesser
5. geringeres spezifisches Gewicht

Bild 39 zeigt einen Wirtschaftlichkeitsvergleich /39/ für die 1972 fertiggestellte Rheinbrücke Mannheim-Ludwigshafen /40/, der mit einer Gewichtsersparnis von ca. 16 % zugunsten des allerdings dort auf der Baustelle hergestellten Paralleldrahtbündels abschließt.

Vor allem für größere Spannweiten im Schrägseilbrückenbau ($\ell$ = 400 m bis 1000 m)wegen des infolge Durchhang reduzierten E-Moduls (Bild 40) und bei Beanspruchung durch Eisenbahnverkehr wegen der größeren Schwingweiten wird das fabrikmäßig hergestellte Paralleldrahtbündel seine Überlegenheit ausspielen können /42/.




**Paralleldrahtseile** — St 140/160 — $E = 2{,}05 \cdot 10^7$ Kp/m²; zul $\sigma = 0{,}45 \cdot 160 = 72$ Kp/mm²; zul $\Delta\sigma = 20$ Kp/mm²

**Patentverschlossene Seile** — St 150 — $E = E_p = 1{,}65 \cdot 10^7$ Kp/m²; zul $\sigma = 0{,}42 \cdot 150 = 63$ Kp/mm²; zul $\Delta\sigma = 15$ Kp/mm²

**Vergleich**

| Seilgruppe | Länge m | max $S^H$ Mp | max $\Delta S$ (40% Verkehr) Mp | Dimensionierung | F cm² | max $\sigma^H$ Kp/mm² | max $\Delta\sigma$ Kp/mm² | $E.F.10^{-3}$ Mp | g t/m | G t | Dimensionierung | F cm² | max $\sigma^H$ Kp/mm² | max $\Delta\sigma$ Kp/mm² | $E.F.10^{-3}$ Mp | g t/m | G t | $\frac{\Delta E.F}{E^P.F^P}$ % | $\frac{\Delta g}{2\,G^P}$ % |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| I | 212 | 9.849 | 1.360 | 12 x 295 ∅ 7 mm | 1.362 (1.470) | 72,3 (67,0) | 10,0 | 2.792 (3.014) | 1.069 (1.154) | 227 (245) | 15 ∅ 123 | 1.560 | 63,1 | 8,7 | 2.574 | 1.326 | 281 | 7,8 | [illegible] |
| II | 143 | 5.696 | 1.535 | 8 x | 908 | 62,7 | 16,9 | 1.861 | 0.713 | 102 | 12 ∅ 110 | 1.004 | 56,7 | 15,3 | 1.657 | 0.853 | 122 | 11,0 | 2,[illegible] |
| III | 91 | 2.378 | 619 | 4 x | 454 | 52,4 | 13,6 | 931 | 0,357 | 33 | 6 ∅ 100 | 410 | 58,0 | 15,1 | 677 | 0,348 | 32 | 27,3 | 0 |
| IV | 91 | 2.773 | 634 | 4 x | 454 | 61,1 | 14,0 | 931 | 0,357 | 33 | 6 ∅ 103 | 436 | 63,6 | 14,5 | 719 | 0,371 | 34 | 22,8 | 0 |
| V | 144 | 15.650 | 2.690 | 20 x | 2.271 (2.336) | 68,9 (67,0) | 11,8 | 4.656 (4.789) | 1.783 (1.834) | 257 (264) | 24 ∅ 123 | 2.496 | 62,7 | 10,8 | 4.118 | 2,122 | 306 | 11,6 | [illegible] |

Bemessung nach günstigster Annahme: zul $\sigma = 0{,}45\,\beta_N = 72$ Kp/mm² — 652

Bemessung nach DIN 1073 Entw. 1969: zul $\sigma = 0{,}42\,\beta_N = 67$ Kp/mm² — (677)

Bemessung für Vorverguß: zul $\Delta\sigma = 15$ Kp/mm² — [690]

775

Bei voller Ausnutzung von zul $\sigma$ haben beide Seilarten etwa die gleiche Steifigkeit

$$F^P = \frac{S}{\text{zul}\,\sigma^P}; \quad F = \frac{S}{\text{zul}\,\sigma}; \quad \frac{F^P}{F} = \frac{\text{zul}\,\sigma}{\text{zul}\,\sigma^P}$$

$$\frac{E^P F^P}{E \cdot F} = \frac{E^P \cdot \text{zul}\,\sigma}{E \cdot \text{zul}\,\sigma^P} = \frac{2{,}05 \cdot 63}{1{,}65 \cdot 72} = 1{,}087 \approx 1{,}0$$

Gesamtgewichtsdifferenz 775 t − 652 t = 123 t = 15,9 %

bestehend aus folgenden Differenzanteilen

1.) spez. Gewicht (7,85 zu 8,50) = 53 t = 6,8 %

2.) Drahtfestigkeit (160 zu 150) = 32 t = 4,2 %

3.) Sicherheitskoeff. (0,45 zu 0,42) = 25 t = 3,2 %

4.) zul $\Delta\sigma$ (20 zu 15) = 13 t = 1,7 %

Bild 39: Vergleich Paralleldraht- und verschlossenes Seil bei einer Schrägseilbrücke über den Rhein, nach /38/

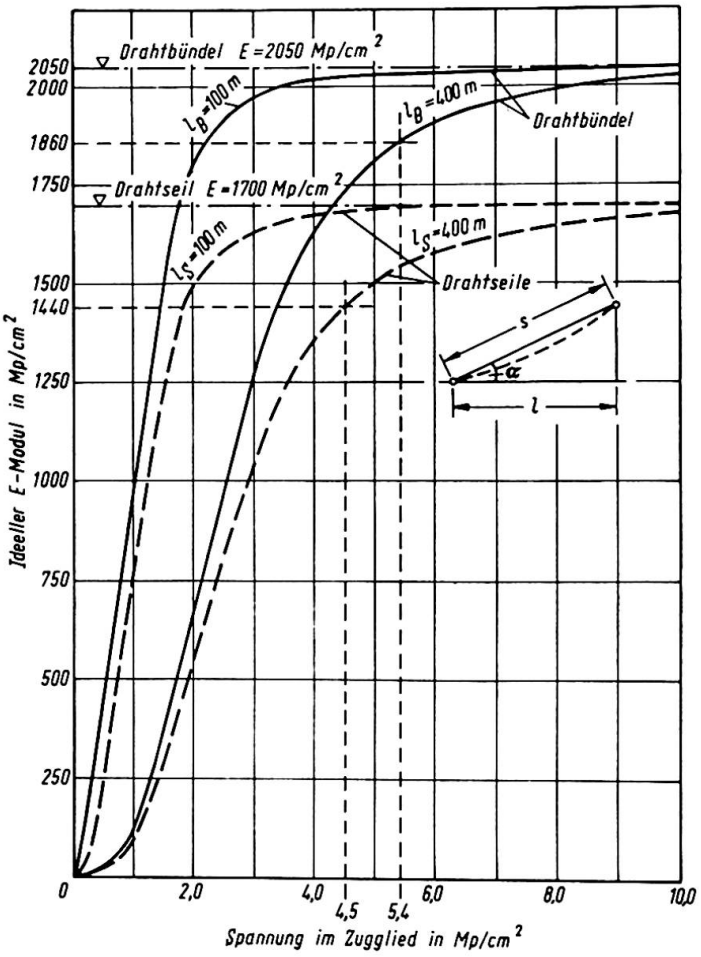



Bild 40: Ideeller E-Modul infolge Seildurchhang bei Paralleldraht- und verschlossenen Seilen, nach/40/

## 5.3 Pylone für seilverspannte Brücken

Die wichtigsten Konstruktionsglieder, die das Kräftespiel der Überspannungen aus hochfesten Zuggliedern mit dem auf Biegung und Druck beanspruchten Brückenbalken (Versteifungsträger) verbinden, sind die Pylone. Die Ausnutzung der im Bereich der Streckgrenze liegenden Stauchgrenze höherfester Stähle wird für diese vom Verhältnis der Anteile von Druck und Biegung der Pylone bestimmt. Vom Entwurf her gesehen sollen die Pylone biegeweich, um der Bewegung der Kabel wenig Widerstand entgegenzusetzen, aber hinreichend knicksteif zur Aufnahme der hohen Druckkräfte ausgebildet werden. Hier ist der nicht "hochlegierbare", sondern gleichbleibende E-Modul, der bei hochfesten Stählen zu relativ größerer Verformung führt, von Vorteil, weil er das Kräftespiel von Biegung zu Druck verlagert und damit die hochliegende Stauchgrenze besser zur Wirkung bringt /43/. Bei den Pylonen der Schrägseilbrücke Duisburg wurde für die Pylone wasservergüteter Baustahl der Festigkeitsklasse St E 70 eingesetzt (Bild 41), was zu erheblicher Reduzierung der Wanddicke führte und sich somit besonders schweißtechnisch für die Stützenstöße günstig auswirkte. Die zulässige Druckspannung wurde hier mit $_{zul}\sigma$ = 41 kN/cm$^2$ festgelegt. Die Gewichtsersparnis betrug gegenüber Stahl St 52 ca. 41 %, wovon 34 % aus der höheren Stauchgrenze ($\sigma_F$ = 70 kN/cm$^2$ gegenüber 36) und 7 % aus der größeren Biegeweichheit resultierten /44/.

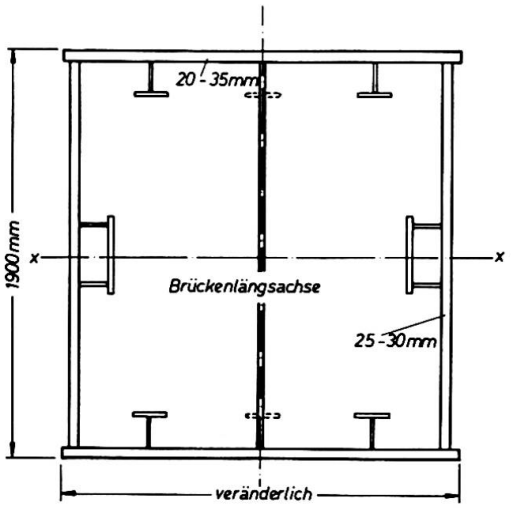



Bild 41: Querschnitt der Pylone der Schrägseilbrücke Duisburg aus St E 70

# 6 Besondere Entwurfshinweise bei Anwendung wetterfester Stähle

## 6.1 Mechanismus der wetterfesten Deckschichtbildung

Die Zulegierung von geringen Mengen Kupfer, Phosphor, Chrom und Nickel führte nach bemerkenswerten Anfängen in der 20er Jahren (Patinastahl in Deutschland) zur systematischen Entwicklung wetterfester Stähle in den 50er Jahren, deren bekannteste Analyse als Corten-Stahl bezeichnet wird. Die genannten Elemente bilden mit der Zeit auf der Stahloberfläche basische Sulfate, Hydroxyde, Karbonate, Phosphate und Silikate, die in Wasser und Schwefeldioxyd unlöslich sind und die Stahloberfläche gegen aggressive Atmosphärilien abdichten. Die sich bei den wetterfesten Stählen je nach den atmosphärischen Bedingungen nach etwa 1 bis 3 Jahren bildende feste Deckschicht mit braunvioletter Färbung bewirkt in nichtchloridhaltiger Atmosphäre eine nur noch geringfügige Abwitterung, die z. B. in 20 Jahren nur 200 $\mu$ beträgt (Bild 42). Zur Erhaltung der Schweißeignung muß der Kohlenstoffgehalt wie bei den höherfesten Stählen abgesenkt werden, und zwar hier auf Werte zwischen 0,10 - 0,15 % (Bild 43). Meist wird wetterfester Stahl in der Festig-

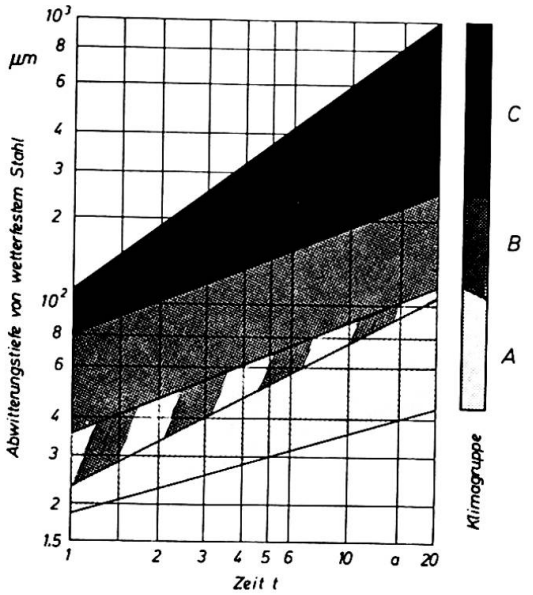



Bild 42: Zeitliche Abwitterungstiefe wetterfester Stähle in verschiedenen Klimazonen, nach /44/

| chemische Zusammensetzung | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Stahlmarke | C % | Si % | Mn % | P % | S % | Cr % | Cu % | Ni % | V % |
| WT St 52-3A | 0,12 | 0,30<br>0,75 | 0,20<br>0,50 | 0,070<br>0,150 | ≤0,035 | 0,50<br>1,25 | 0,30<br>0,55 | 0,65 | - |
| WT St 52-3B | 0,15 | 0,10<br>0,40 | 0,90<br>1,30 | ≤0,045 | ≤0,035 | 0,50<br>0,80 | 0,30<br>0,50 | 0,40 | 0,02<br>0,10 |
| WT RSt 37-2 | 0,15 | 0,10<br>0,40 | 0,20<br>0,50 | ≤0,050 | ≤0,035 | 0,50<br>0,80 | 0,30<br>0,50 | 0,40 | - |

| mechanische Eigenschaften | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Stahlmarke | Blechdicke | Streckgrenze | Zugfestigkeit | Bruchdehnung | Kerbschlagzähigkeit (ISO-V-Probe, längs) | |
| | mm | kp/mm² | kp/mm² | % | -20 °C mkp/cm² | +10 °C mkp/cm² |
| WT St 52-3A | bis 12 | ≥36 | 52 ÷ 62 | ≥22 | ≥3,5 | - |
| WT St 52-3B | bis 100 | ≥36 | 52 ÷ 62 | ≥22 | ≥3,5 | - |
| WT RSt 37-2 | bis 100 | ≥24 | 37 ÷ 50 | ≥25 | - | ≥3,5 |

Bild 43: Typische chemische Zusammensetzung wetterfester Stähle, nach /45/

keitsklasse des St 52 mit ca. 360 $N/_{mm}{}^2$ Streckgrenze erschmolzen, in einigen Ländern auch als St 37 mit einer Streckgrenze von 240 $N/_{mm}{}^2$ bei geringerem Mangangehalt.

## 6.2 Besondere Entwurfshinweise

Da die wetterfesten Stähle in ihren mechanischen Eigenschaften und Verarbeitungsmöglichkeiten den anderen Stählen der Festigkeitsklasse St 37 und St 52 entsprechen, kann auf deren Erfahrungsgut und Bemessungsregeln zurückgegriffen werden unter Beachtung besonderer Zusatzmaßnahmen, die zum Teil behördlich geregelt sind /46/. Die bei Grundmaterial-Prüfstäben aus wetterfestem Stahl festgestellte geringere Dauerfestigkeit infolge der stärkeren Naturkerbigkeit der Oberfläche kommt in den Konstruktionen des Stahlbaus kaum zur Wirkung, weil in der Regel die konstruktiven "Kerben" der Verbindungen für die Bemessung maßgebend werden.

Folgende Entwurfshinweise gelten für wetterfeste Stähle, beanspruchen aber keine Vollständigkeit:

1. Die Deckschicht bildet sich nicht:

   in Meeresnähe
   bei ständiger Wasserbenetzung
   in chemikalienhaltiger Luft (z. B. Chloride)

2. direkte Verbindung mit anderen Metallen vermeiden wegen elektronischer Lokalelementbildung

3. Regenwasser, das durch Eisenhydroxyd und -sulfat besonders bei Beginn der Deckschichtbildung rotbraun gefärbt wird, nicht von Konstruktionen abtropfen lassen, sondern planmäßig durch Rinnen und Rohre ableiten.

4. Als Nachbarstoffe Materialien mit glatter und dichter Oberfläche verwenden, z. B. Glas und Emaille

5. Farblose, dichtende Schutzanstriche schützen poröse Nachbarstoffe (Beton) für die Zeit der Deckschichtbildung

6. Beim Übergang zum Erdreich empfehlen sich Steinschüttungen (grobe Kiesel) in direkter Nachbarschaft

7. Möglichst glatt konstruieren, einspringende Ecken und Versatz vermeiden

8. Für Verbindungen Elektroden und Schrauben ebenfalls aus wetterfestem Stahl verwenden

9. Entzundern fördert die Gleichmäßigkeit der Deckschichtbildung

10. Die geringe Abwitterung von z. B. 200 $\mu$ in 20 Jahren bei Industrieklima ist bei der Bemessung dünnwandiger Konstruktionen zu beachten, z. B. durch einen Abwitterungszuschlag.

Von der hervorragenden Eignung wetterfester Stähle besonders für hohe und weitgespannte Tragwerke wurde in den letzten Jahren bei zahlreichen Bauwerken der Welt Gebrauch gemacht, so z. B. beim Verwaltungsgebäude der US Steel Corp. in Pittsburgh, bei der Onomichi-Schrägseilbrücke in Japan, beim Gerichtshof der Europäischen Gemeinschaft in Luxemburg und beim Verwaltungsgebäude der Imperial Tobacco Group in Hartcliffe, Großbritannien.

## Literaturverzeichnis

/1/ Adrian, H., Brühl, F.: "Die Entwicklung der hochfesten schweißbaren Stähle für den Stahlbau und ihre Anwendung und Verarbeitung", Stahl und Eisen 86 (1966), S. 645 - 662

/2/ Theis, E.: "Probleme der Verarbeitung von vergüteten Feinkornbaustählen", - Schweißen und Schneiden 20 (1968) S. 323 - 330

/3/ Degenkolbe, J., Müsgen, B.: "Schweißen hochfester vergüteter Baustähle - Untersuchungen an Chrom-Molybdän-Zirkon-legierten Stählen", - Schweißen und Schneiden, 17 (1965)

/4/ Schönherr, W.: "Zum Schweißen hochfester Stähle für den Stahlbau, Zulassung und Schweißbedingunen", -Coll. of papers int. Symp. weldability of heigthened and high strengh metals, 1974, Zagreb, S. 27 - 35

/5/ Hornbogen, E.: "Hochfeste Werkstoffe", - Verlag Stahleisen Düsseldorf 1974

/6/ Kelly, A., Nicholson, R. B.: "Strenghening methods in crystals", Appl. Science publ. London 1971

/7/ Kaup, K., Zimnik, W.: "Perlitarme und perlitfreie Baustähle", Berichte über Werkstoffragen, VDEH Düsseldorf 1972

/8/ B. R. Deutschland: DASt-Richtlinie 011, "Anwendung der hochfesten schweißgeeigneten Feinkornbaustähle St E 47 und St E 70", Deutscher Ausschuß für Stahlbau, Köln, Ebertplatz 1

/9/ USA: ASTM A 514 A 533 A 537

/10/ Japan: JIS G 3106 - 1973 SM 58, WES 135

/11/ Europäische Gemeinschaft: EURONORM 113

/12/ Großbritannien: BS 4360 Grade 55 E

/13/ Cooper, P. B., Lew, H. S., Yen, B. T.: "Welded Constructional Alloy Steel Plategirdes", - Journal of the Structural division, Proceedings of the ASCE, Febr. 1964

/14/ Jungbluth, O. Baghernejad:
"Zur Traglast von Rahmenträgern, insbesondere aus hochfesten Baustählen" (in Bearbeitung), DASt-Forschung

/15/ Smith, Roberts: "Test of a fully continous multi-storey frame of high yield steel",
The Structural Engineer 49 (1971) Nr. 10, 451 - 466

/16/ Joint Committee Second Report Fully-rigid multi-storey welded steel frames
Institution of Structural Engineers - May 1971

/17/ Klöppel, K., Möll, R., Braun, P.:
"Untersuchungen an geschweißten Prüfkörpern aus hochfestem wasservergütetem Baustahl mit 70 kp/$_{mm}$ = Fließgrenze"
Der Stahlbau 1970, 289-298, 330-364 u. 364-373

/18/ Driscoll, G. L., Fujita, Y.:
"Investigation of the columen strength of "T-1" Steel round bars for the United States Steel Corp"
Lehigh-University Report No 200-56. 166. 1, 1958

/19/ Essais de flambement sur tubes ronds et carrés en acier à haute limite elastique effectues"
Centre de recherches scientifigues et techniques de l'industrie des fabrications metalliques -
Université de Liège (1968)

/20/ "Flambement de profiles en double TE en acier HST en 50"
Centre de recherches scientifigues et techniques de l'industrie des fabrications metalliques -
Université de Liège (1973)

/21/ "Essais de flambement sur profiles en double T en acier PROTENAX"
Centre de recherches scientifigues et techniques de l'industrie des fabrications metalliques -
Université de Liège (1972)

/22/ Dibley, I. E.: "Lateral torsional buckling of I-Sections in grade 55 steel" - BISRA 1970

/23/ Massonnet Ch., Macquoi, R.: "Théorie non-linéaire de la résistance postcritique des grandes poutres en caisson raidies"
IVBH-Abhandlungen 31 - I (1971) S. 91-140

/24/ Klöppel, K., Seeger, T.: "Zeit- und Dauerfestigkeitsversuche an Voll- und Lochstäben aus hochfesten Baustählen"
Veröffentlichungen des Instituts für Statik und Stahlbau der TH Darmstadt, Heft 7 (1969)

/25/ Takahashi, K.: "Effect of External Geometry of Reinforcement on the Fatigue Strength of a Welded Structure"
IIW-Document No. XIII 531-69, 1969

/26/ Dißelmeyer, H., Degenkolbe, J.: "Schwingverhalten eines hochfesten wasservergüteten Chrom-Molybdän-Zirkonium Feinkornbaustahls mit 70 kp/mm2 Mindeststreckgrenze im geschweißten und ungeschweißten Zustand" - Schriftenreihe Schweißen und Schneiden 1973, Bericht 2

/27/ Bierett, G.: "Einige wichtige Gesetze der Betriebsfestigkeit geschweißter Bauteile aus Stahl" - Schweißen und Schneiden, Heft 11 (1972), S. 429-434

/28/ Gravert, F. W.: "Entwurf und Konstruktion von Hochhäusern in Stahl-Stahlbetonmischbauweise" - Vortrag TH Darmstadt, Mai 1974

/29/ Jungbluth, O., Oberegge, O.: "Rechnergestütztes Entwerfen von und mit Konstruktionssystemen im Stahlgeschoßbau"
Darmstadt (in Bearbeitung)

/30/ Jungbluth, O., Vojc, R.: "Zum Tragverhalten von Raumrostwerken aus Stahlhohlprofilen" - Darmstadt (in Bearbeitung)

/31/ Jungbluth, O.: "Die Kaltverfestigung, ein Weg zur Steigerung der Wirtschaftlichkeit im Stahlbau", Beiträge aus Statik und Stahlbau, Darmstadt 1961

/32/ Leonhardt, F., Schlaich, J.: "Vorgespannte Seilnetzkonstruktionen - Das Olympiadach in München"
Mitteilungen des Sonderforschungsbereiches 64 "Weitgespannte Flächentragwerke" der Universität Stuttgart, Heft 19/1973

/33/ Lacher, G.: "Über die Verwendung hochfester Stähle im Großbrückenbau der USA" - Der Stahlbau, 1962, S. 155-159

/34/ Quenched-and-tempered Alloy-Steel Plates 80 through 110 Ksi yield strength minimum; Climax-Molybdenum

/35/ Maeda, Y.: "Recent Trends of Bridge Engineering in Japan" - Department of Civil Engineering, Osaka University, Japan (1971)

/36/ Jungbluth, O., Keller, K.: "Rechnerunterstütztes Entwerfen und Konstruieren im Stahlbrückenbau", - Darmstadt (in Bearbeitung)

/37/ Roik, K.: "Bericht, Deutscher Ausschuß für Stahlbau", Sitzung Frankfurt, November 1974

/38/ Metal Construction and British Welding Journal 6 (1974) Nr. 4, S. 131-132

/39/ Weitz, F.: "Kriterien zur Wahl von Konstruktionssystemen im Großbrückenbau" - TH Darmstadt (1975)

/40/ Borelly, W.: "Nordbrücke Mannheim-Ludwigshafen" Der Bauingenieur, Heft 8 und 9 (1972)

/41/ Ernst, H.-J.: "Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des Durchhanges" - Der Bauingenieur 1965, Heft 2, S. 52-55

/42/ Leonhardt, F., Zellner, W.: "Vergleiche zwischen Hängebrücken und Schrägseilbrücken für Spannweiten über 600 m" IVBH Abhandlungen 32-1 (1972) S. 127-165

/43/ Klöppel, K., Eßlinger, M., Kollmeier, H.: "Die Beanspruchung eingespannter und fest mit dem Kabel verbundener Hängebrückenpylone bei Beanspruchung in Brückenlängsrichtung"

/44/ Tschemmernegg, F.: "Zur Berechnung der Pylonen der Rheinbrücke Duisburg-Neuenkamp" - Der Stahlbau 11 (1971), S. 337-343

/45/ Neuhaus, W.: "Eigenschaften und Anwendungen von wetterfesten Stählen", - VDI-Z. 111 (1969)

/46/ USA: ASTM A 242 und A 588 Grade A
Japan:
B. R. Deutschland: DASt-Richtlinie 007 für die Lieferung, Verarbeitung und Anwendung wetterfester Baustähle (1970)

/47/ Beedle, L. S., Galambos, T. V., Tall, L.: "Column strength of constructional steels", New concepts in steel design and engineering - US Steel, Pittsburgh, 1961

/48/ Seeger, T., Beste, A.: "Untersuchungen zum Anriß- und Rißfortschreitungsverhalten von Kerbstäben aus St 52 und St E 70 bei ein- und mehrstufiger Schwingbelastung", - Darmstadt 1975

/49/ Andrä, W., Zellner, W.: "Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung", - Die Bautechnik 46 (1969) S. 263 - 268

/50/ Leonhard, F.: "Seilkonstruktionen und seilverspannte Konstruktionen", - IVBH 9. Kongreß, Amsterdam 1972

/51/ Makowski, Z. S.: "Raumtragwerke", -IVBH 9. Kongreß, Amsterdam 1972

ZUSAMMENFASSUNG

Verschiedene Verfestigungsmechanismen sind von Einfluss auf die Eigenschaften höherfester Stähle, für die neuerdings in Normen bestimmte Festigkeitsklassen und Lieferformen festgelegt werden. Die Eigenschaften: Zug- und Druckfestigkeit, Elastizität, Plastizität, Stabilität, Schwingfestigkeit beeinflussen den Ingenieurentwurf. In Abhängigkeit dieser Eigenschaften werden die Möglichkeiten und Grenzen der Anwendung hochfester und wetterfester Stähle im Hoch- und Brückenbau erörtert.

SUMMARY

Several mechanisms of hardening influence the characteristics of high tensile steel, for which recently standards of classifications of strength and specifications of delivery have been worked out. The characteristics: ultimate tensile and compressive strength, modulus of elasticity, yield strength, stability, fatigue strength influence the engineer's design. Referring to these characteristics possibilities and bounds of application of high tensile steel in structural and bridge engineering are shown.

RESUME

Les propriétés des aciers à haute résistance, dont les normes de classe de résistance et de façonnage ont été déterminés récemment, sont influencés par différents mécanismes d'écrouissage. Ces propriétés: résistance à la traction et compression, élasticité, plasticité, stabilité, résistance à la fatigue ont une influence sur les projets des ingénieurs. Les possibilités et les limites d'application des aciers à haute résistance dépendent de ces propriétés, et sont présentées pour diverses constructions de bâtiments et de ponts.