

Theme V: Application of high-strength steels including weathering steels to high-rise and long-span structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **10 (1976)**

PDF erstellt am: **08.08.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

V

Emploi des aciers à haute résistance et à protection naturelle pour les structures hautes ou à grande portée

Anwendung hochfester Stähle, inklusive wetterfester Stähle, für hohe und weitgespannte Tragwerke

Application of high-strength Steels including weathering Steels to high-rise and long-span Structures

Leere Seite
Blank page
Page vide

Structural Behaviour Including Hybrid Construction

Comportement sous charges en incluant les constructions hybrides

Tragverhalten, einschliesslich hybride Tragwerke

BEN KATO
Professor**T. OKUMURA**
ProfessorUniversity of Tokyo
Tokyo, Japan**1. INTRODUCTION**

In tall buildings, short columns with stocky sections are generally used and sections of beams are also relatively stocky compared with those used in bridges. This selection were motivated from the structural consideration (strength and deformability requirements against large external forces), and from the functional requirements to keep the members as compact as possible. In such a situation, characteristic behaviors of structures using extra-high strength steels will mainly develop in their post yielding and post buckling region.

On the contrally, rather slender and thin-walled members are used in large span bridges. To use the higher strength steels advantageously in these structures, the effective slenderness of members and width-thickness ratio of plate elements must be kept as small as possible, as is obvious from the fact that all slender compression elements have the same Eulerian strength regardless of the yield strength of the material. The optimum combination of those two ratios in the design of a member is a matter of consideration. Residual stress and initial imperfection will affect the strength of those members with intermediate slenderness. The investigation of post buckling and thus ultimate strength state of plate and box girders including the consideration of fatigue effect is another important problem.

This report summarizes the status of knowledge on the topics above mentioned. The problem of crack formation which might occur during or after welding is also surveyed briefly though this topic would be dealt with more extensively in sub-theme Vc, "Fabrication and election problems" in this session. Though the assigned theme is the structural behavior of extra-high strength steels, it is considered to be better that the behavior of extra-high strength steels should be discussed in the comparison with those of mild steels and high strength low-alloy steels which are currently in use all over the world.

This report will, of course, not be complete since it is impossible to know of, and evaluate, all the research which has been conducted everywhere. The writers would, therefore, welcome any corrections and supplements as well as contributions based on new developments.

2. MATERIALS

A large number of steels are currently used for structural applications. These steels may be grouped into three or four general classifications: carbon

steels(A), high strength low-alloy steels(B), heat treated high strength carbon steels and heat-treated constructional alloy steels(C). Heat treated high-strength carbon steels, introduced in 1964, are carbon steels that have been heat-treated by quenching and tempering to obtain high strength and toughness and are currently produced as plates. A minimum yield stress 552 MN/m² in thicknesses of 19 mm and less, and 483 MN/m² in thicknesses over 19 to 38 mm is available, and thus it will fill the need for a constructional steel intermediate between B class steels and C class steels above cited. Steels in this category are, however, not yet covered by specifications. All the steels discussed are weldable with no loss of strength, but the welding materials and procedures must be in accordance with approved methods. Typical stress-strain curves for those structural steels are shown in Fig.1. A knowledge of the stress-strain relations take on during the elastic and plastic ranges of behavior is an essential requisite to structural analysis. In elastic range there are accepted average values of the modulus of elasticity E, while the characteristic values in plastic range are not so firmly recognized, though they are essential to calculation of inelastic strength and deformation of members and frames. Properties which characterize the plastic range are:

σ_y = yield stress level, ϵ_{st} = strain at initial strain hardening, $E_{st} = (d\sigma/d\epsilon)_{\epsilon_{st}}$ = strain-hardening modulus, and $Y = \sigma_y/\sigma_u$ = yield ratio of material (σ_u = tensile strength), which sometimes can be used as an alternative of E_{st} and ϵ_{st} for large strain range. Values of E_{st} and ϵ_{st} are plotted

in Figs.2 and 3 respectively, which were collected from available reports. They are including SS41, G40.8, A36 for carbon steels(A), SM50, SM53, G40.11, Fe52, A441, A572 for high strength low-alloy steels(B) and SM58, HW80, A514, (CT100) for heat treated constructional alloy steels(C).

Specified mechanical properties of various grades of high strength structural steel through various countries are tabulated in APPENDIX[1,2], which will offer a convenience to the reader who may be unfamiliar with a designation used in this report and wishes to identify it with grades with which he is familiar. Typical mild steels are included for reference and which are identified by # mark. More detailed information of those groups of steel is given in Refs.3 and 4.

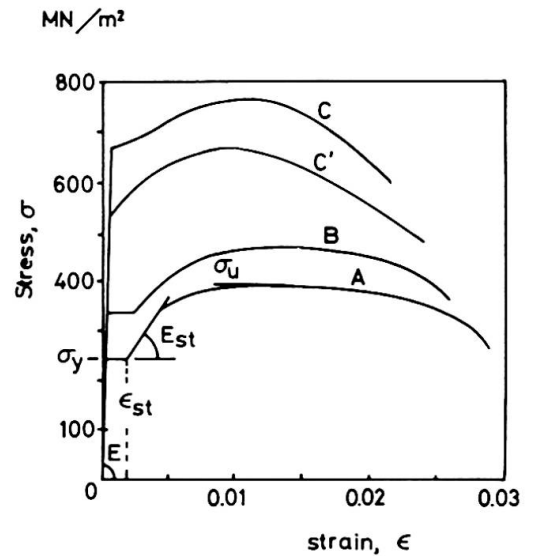


Fig.1 Typical Stress-Strain Curves for Structural Steels

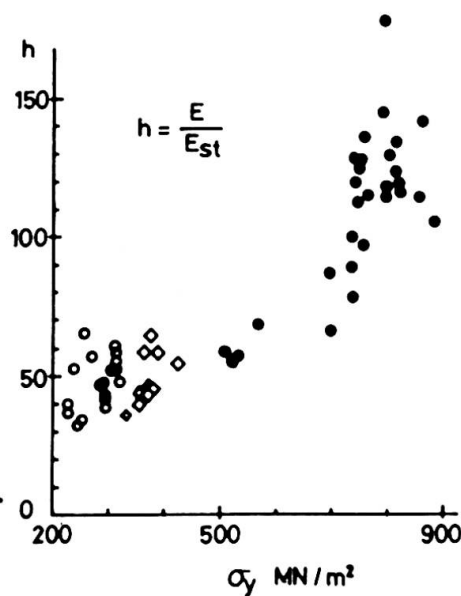


Fig.2 E_{st} vs. σ_y Relation

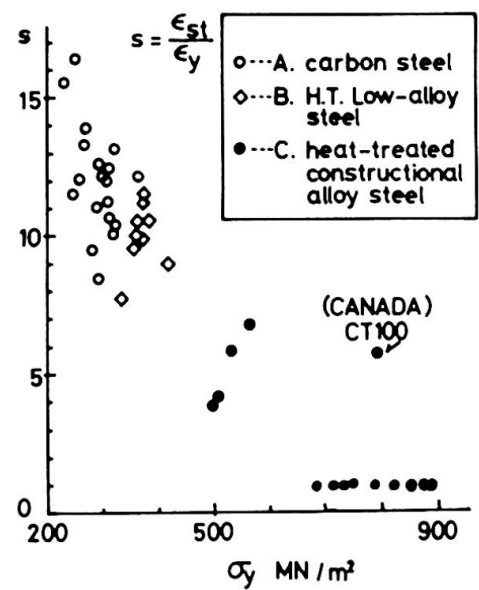


Fig.3 ϵ_{st} vs. σ_y Relation

3. TENSION MEMBERS

Although tension members are commonly designed on an elastic basis, it is nevertheless considered desirable that as this level is exceeded and the structure proceeds towards its ultimate load, capacity for distortion should still exist in the member. It is the recognized design philosophy that structures in strong seismic area should have enough plastic deformation capacity in horizontal direction so as to be able to absorb the input of earthquake energy. In Tokachioki Earthquake (1968, Japan), diagonal bracings of many steel structures had been broken off at their rivetted or bolted holes or at their threaded parts of end connections without substantial plastic elongation of the members as a whole.

In Ref. 5, deformation capacity of tension plates with variable cross section was studied theoretically and experimentally. Consider a model shown in Fig. 4(a), cross section of which varies continuously along the length and has the minimum cross sectional area A_0 at 0. The yield will occur at 0 when the tensile force equals $A_0 \sigma_y$, but no plastic deformation can be observed at this state as yield line at 0 y can not spread.

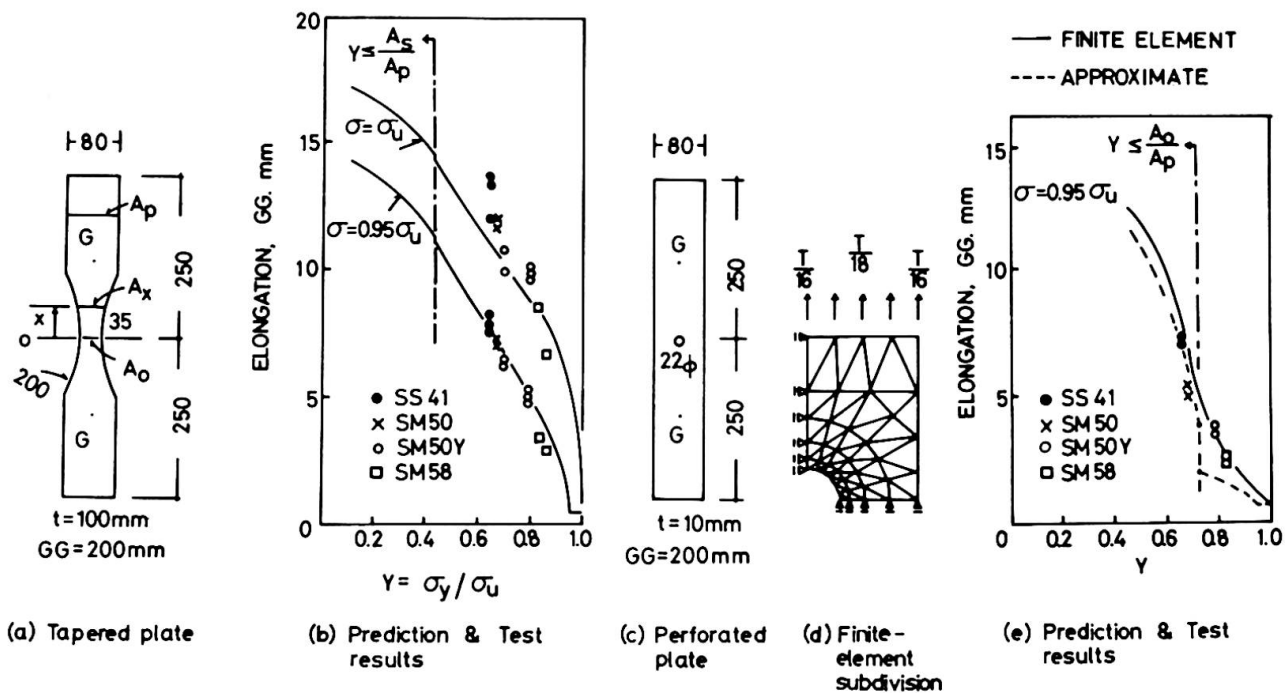


Fig. 4 Deformability of Tension Plates of Variable Section

The spread of plastic region along the length is only possible when strain-hardening takes place at 0 corresponding to the increase of tension. The maximum spread of the plastic region x is determined by the condition that $A_0 \sigma_u = A_x \sigma_y$ or $A_0 = Y A_x$, where σ_u is the tensile strength of the material, $Y = \sigma_y / \sigma_u =$ yield ratio of material and A_x is the sectional area at x . As an extreme case, if the material be elastic-perfectly plastic, namely $Y=1$, no spread of plastic region could be expected and thus the bar would break off in a brittle manner as soon as the stress at minimum cross section reaches yield point. In Fig. 4(b), test results are compared with the prediction obtained from the above simple analysis. When the change of sectional area along the length is steep as in cases of bolt or rivet hole, the effect of stress concentration can not be ignored. This case was analysed by means of finite element technique allowing for the elastic-plastic-strain hardening relationship of the material for the model (c) in Fig. 4. Theoretical prediction and test results are compared in Fig. 4(e). For both cases, correlation between test results and

theoretical prediction seems to be satisfactory. From this study, it can be said that if a tension member system should have enough deformability, the following condition should be satisfied at its connections,

$$A_n \geq Y A_g \tag{1}$$

where, A_n =net cross sectional area at bolted, riveted or threaded part
 A_g =gross cross sectional area of a tension member

Similar tests were carried out using A514 steel plates and arrived at the same conclusion[6]. Tension tests of large, bolted butt splices of A514 steel fastened by A490 bolts had also confirmed above conclusion[7], and pointed out that "A514 steel joints using A490 bolts do not produce yielding on the gross section if the elements of the joint are designed according to current AISC specification (1967)".

4. BEAMS AND BEAM-COLUMNS, -IN PLANE BEHAVIOR-

In-plane behaviors of beams and beam-columns will be discussed, i.e. it is assumed that local buckling and lateral-torsional buckling are precluded in the present discussion. Those problems will be surveyed later herein. As far as elastic behavior is concerned, essentially there would be no difference among different grades of steels since they have common modulus of elasticity. On the contrary, plastic behavior of those members will depend largely on the grade of steel.

Moment-axial thrust-curvature diagram of a wide flange section made of carbon steel(A) and of heat-treated constructional alloy steel(C) are shown in Fig.5 [8,9]. Assumed stress-strain relationship of these two steels are depicted in the figure. Though a typical wide-flange shape was chosen here, it is known that the moment-curvature diagrams are almost identical for all practical wide-flange shapes. Remarkable difference can be seen between these two diagrams and this difference will reflect on the load-deformation curves of members since the latter is obtained by integration of the former over the length.

4.1 Beams

It is widely recognized that the load-deflexion curve of a beam subjected to uniform moment shows the similar pattern to that of stress-strain diagram of the material used since yielding is spread over the whole uniformly bent segment. Thus beams of A and B class steels show the flat plateaus after yielding which correspond to the yielding flow portions of stress-strain curves of their steels. Increase of the moment due to strain-hardening will be observed only after the large deformation had taken place which is immaterial from the structural view point. In beams of C class steels, the increase of moment due to strain-hardening will occur immediately after attaining full plastic moment because these steels have almost no yield plateau(see Fig.5), but as the strain-hardening modulus of these steels are very small, this upgrade slope is negligible, and thus the plastic behavior of beams under uniform moment is almost the same for all grades of steels and enough ductility can be expected.

In contrast, yielding in the beam under moment gradient can not spread unless the moment is increased, and so strain-hardening sets in as soon as the full plastic moment is reached, resulting in the upward swing of the curve. This behavior is illustrated by a schematic picture in Fig.6. The maximum load is approximately defined by M_p/Y , and hence the maximum increment of the moment of C class steels, Y of which is very high, is very small. Behavior of A class steels is shown in solid line and that of C class steels is shown in dashed line in the figure.

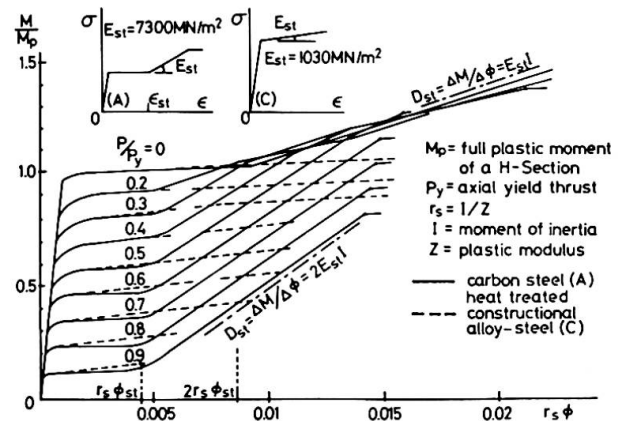


Fig.5 Moment-Thrust-Curvature Diagram

Although this difference will influence the sequence of hinge formation, rigidity and capacity of energy absorption of a structure in the plastic region when these beams are framed in, the more important is the problem of ductility. In Ref.10, it was reported that tension flanges of two A514 steel beams built up by welding, had ruptured at the vicinity of the concentrated load. These beams were simply supported and had a concentrated vertical load at mid-span as shown in Fig.7. Both beams developed full plastic moment in the vicinity of the concentrated load, and in the course of sustaining continuously increasing load abrupt unloading occurred due to a rupture of the tension flange. In one beam, the rupture proceeded straight across the flange and vertically through the web and the weld of the stiffener. In another beam, the rupture extended diagonally across the flange and through the base metal of the web. Both ruptures stopped before reaching the compression flange. Yield stress and tensile strength of tension flanges of both beams were 766 and 849 MN/m² respectively and thus the yield ratio was 0.902.

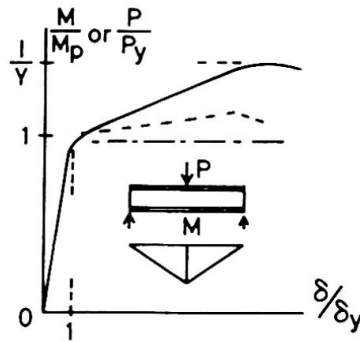


Fig.6 Lord-Deflexion Curve

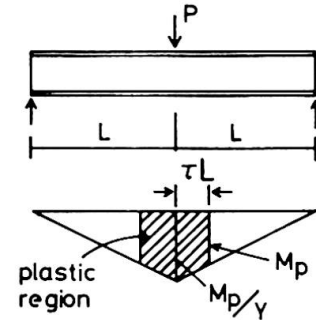


Fig.7 Spread of Plastic Region

This unusual behavior could be explained as follows: In Fig.7, when the maximum moment M_p/Y is attained at the concentrated load, the spread of the yielding of tension flange along the length of the beam τL is determined from the bending moment diagram as $\tau=1-Y$. Note that τ is only the function of the yield ratio of the material and independent of the span of the beam and the moment gradient. In the present case, $Y=0.902$ and τ is calculated to be 0.098 which means that only one-tenth of the span can be yielded even at the ultimate strength state, and then tension flange will break off without developing enough rotation of the beam.

In general, rotation capacity of a beam had been governed by the local buckling of the compression flange and/or lateral-torsional buckling. But for beams of extra-high strength steel with high yield ratio, deformation capacity of tension flange might become another criterion of the rotation capacity as seen above.

4.2. Beam-Columns

When a beam-column is subjected to end moments under constant axial force, the moment will reach a peak and thereafter unloading will take place, and frequently it will not be possible to achieve full plastic moment M_{pc} . This reduction in both bending and deformation capacity differentiates the performance of a beam-column from that of a beam. The reduction in moment capacity is due to the combined effect of the "secondary" moment introduced by the axial force times the deflexion and the reduction of stiffness due to yielding.

Moment-end rotation ($M-\theta$) or moment-deflexion ($M-\delta$) relationships can be obtained by integrating the moment-thrust-curvature relationship as was given in Fig.5. Though the determination of $M-\theta$ or $M-\delta$ curve is performed by numerical integration because of the complicated nature of cross sections, the numerical integration procedure is very simple in concept. The important point is the use of realistic stress-strain relationship of the material and thus the use of realistic moment-curvature relationship of the member section to assess the behavior of beam-columns made of different grades of steel.

The most recent research on this topic has been summarized in Refs.11 and 12. Among the many available solutions, that given in Ref.13 is referred here, because it represents so-called "exact" solution including the influence of residual stress on column strength, and is directly applicable to columns fabricated from as rolled wide-flange shapes which are subjected to bending about their strong axis.

In the development of the theory, it is assumed that, a) stress-strain relationship is elastic-perfectly plastic (no account for strain-hardening), b) the residual stress pattern used is typical for rolled columns of A36 steel and the maximum compressive residual stress is $0.3\sigma_y$ (there are some evidences to show that the magnitude of the residual stress is independent of the yield stress of the material which will be discussed later). Tests carried out on beam-columns of A class steels (A7, A36, A37, SS41) [14, 15, 16, 17] and of B class steels (A441, SM50) [18, 19, 20] had confirmed this solution well. Based on that solution, tables for the ultimate strength of eccentrically loaded beam-columns have been furnished in Ref. 21. Although the tables were furnished for steels with a yield stress of 33 ksi. (228 MN/m^2), it is suggested the tables can be applied to steels of other yield points by substituting a modified slenderness L/r :

$$(L/r)_{\text{mod.}} = L/r \sqrt{\sigma_y/33}$$

In some design situations, particularly when resistance to earthquake motions and blast shocks is involved, it is necessary to count on the rotation capacity or deformability of beam-columns. In Ref. 22, rotation capacity of beam-columns is surveyed. Available test results show that the rotation capacities are relatively small when compared to beams though they were for relatively long beam-columns under heavy axial load. Rotation capacities of the order of 4 to 13 were reported on tests of short beam-columns with one end moment [23]. Though above informations of rotation capacities are limited on beam-columns made of mild steels, AISI design manual on "Plastic Design of Braced Multistory Steel Frames" allow the higher strength steels to use the $M-\theta$ curves furnished for A36 steel by modifying the slenderness and rotation by the following equations:

$$(L/r)_{\text{equiv.}} = (L/r)_{\text{actual}} \cdot \sqrt{\sigma_y/36} \quad (2)$$

$$\theta = \theta_{\text{chart}} \cdot \sqrt{\sigma_y/36} \quad (3)$$

where σ_y is the yield stress of the particular steel expressed in ksi. [24].

The method of modifying the slenderness and the end rotation by the square root of the ratio of yield stresses as was proposed in eqs. 2 and 3, and in Ref. 21 seems to be reasonable as far as the elastic-perfectly plastic relationship of the material is assumed. When beam-columns become shorter, material properties in plastic region such as E_{st} , ϵ_{st} and Y will play the more important role, while the effect of the secondary moment will become less significant, and thus the ignorance of the strain-hardening will cause the errors of conservative side. And if the $M-\theta$ charts are constructed on the basis of the realistic $\sigma-\epsilon$ relationship of a particular grade of steel, the adoption of the cited method of modification is only possible when the $\sigma-\epsilon$ relationship of the other grade of steel which is intended to apply is exactly similar to that used in making the charts.

Considering the substantial difference of $\sigma-\epsilon$ relationship which exists between mild steels and extra-high strength steels, the adoption of that modification method to short columns of extra-high strength steels would produce a poor prediction.

Cantilever beam-columns subject to horizontal shear force Q under constant axial force P at the top of them were analysed for two different grades of steels based on the realistic $\sigma-\epsilon$ relationships of respective steels, and the obtained interaction curves are shown in Fig. 8 [25]. Mechanical properties of the steels in plastic region are shown in the figure. Yield stress of SM58, though it belongs to C class steel, is not so high and E_{st} is not so low, but interaction curves differ remarkably from those of mild steel (SM41). Consider a curve for $L/r=13.6$ of SM41 in Fig. 8(a). When the steel is replaced by SM58, the equivalent slenderness is calculated as $(L/r)_{\text{equiv.}} = 13.6 \sqrt{499/262} = 18.8$ according to eq. 2, and the curve for $L/r=18.6$ in the figure can be considered as the approximate equivalent curve to be applied. This curve shows the remarkable difference from the actual interaction curve for SM58 with $L/r=13.6$ as is shown in Fig. 8(b).

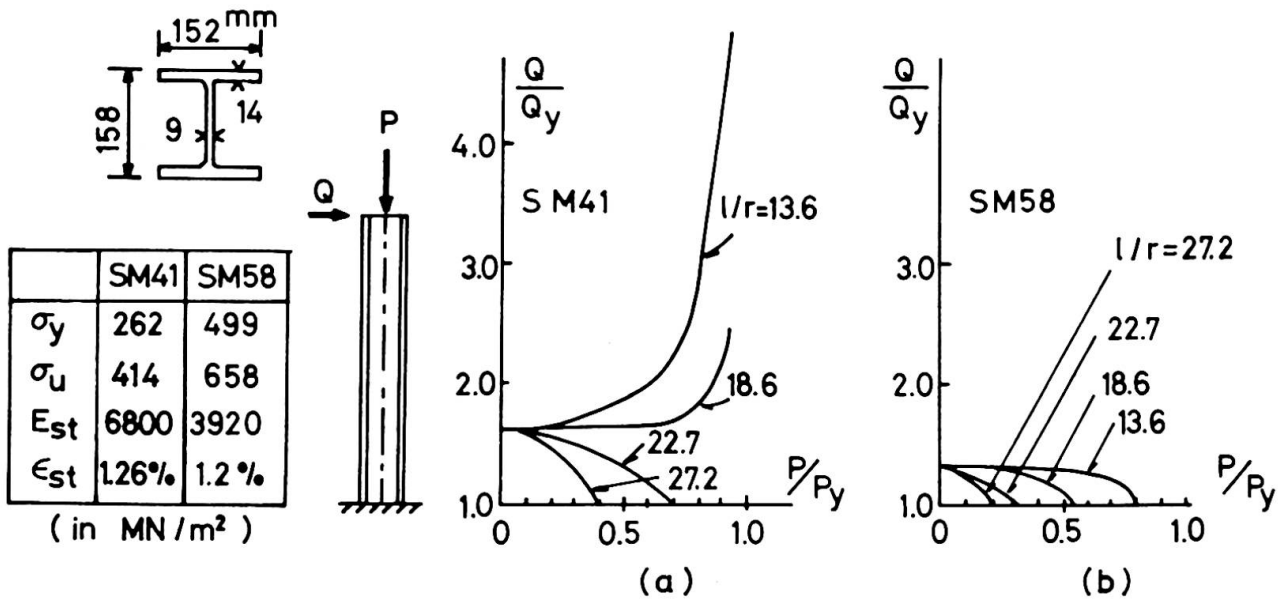


Fig.8 P-Q Interaction of Beam-Columns

5. BUCKLING

The previous discussion concerned the in-plane behavior of beams and beam-columns. Insofar as in-plane behavior is concerned, deformability of beams are unlimited unless flanges of them are broken off, and beam-columns, though they have peak moments due to the combined effect of the "secondary" moment and the yielding of material, often exhibit a rather slow falling-off in the descending part of their $M-\theta$ curves. This optimal behavior is curtailed by the occurrence of lateral-torsional buckling and local buckling.

Flexural buckling is the only phenomenon when columns are compressed centrally which will scarcely occur in practice. Nevertheless, this concept forms a generally accepted basis for column strength and design.

Research on the buckling problems in the past decade was concentrated to those of members with intermediate range between the small and large slenderness wherein secondary factors, such as residual stress, initial crookedness and eccentricity have the greatest effect on the buckling strength of members. A comprehensive review of the research on these problems carried out by 1966 is given in Ref.11, and theoretical predictions, experimental results and design formulae reported by the end of 1969 are summarized in Ref.26. Main findings obtained from those researches which are pertinent to the high-strength steels are:

Columns

- 1) As for thermal residual stress introduced in rolled shapes, the magnitude of the compressive residual stress appears to be independent of yield stress level [19,27,28,29]. This gives a favourable situation to high-strength steel columns.
- 2) For welded built-up H-shapes (irrespective of grades of steel) the maximum tensile residual stress closely approaches the yield stress and the adverse effects of the concurrent compressive residual stresses are large [30].
- 3) The ultimate strength of A514 steel columns of circular cross section with initial curvature and with both concentric and anti-symmetric residual stresses, the former of which is introduced by cooling process and the latter is introduced by cold-straightening of columns, was investigated theoretically and experimentally [31,32,33,34]. This research verified the proposed numerical procedures to determine the ultimate strength of columns under these conditions.

Based on these researches, a systematic evaluation of the effect of residual

stress and initial curvature on the column strength of wide-flange sections has been made[35]. Residual stress was held at a constant level of 69 MN/m². It has been shown that the maximum effect of either residual stress or initial crookedness, alone or in combination, always occurs at the slenderness which yields the Euler critical stress equals σ_y . The effect of residual stress is less pronounced for higher strength steels than it is for mild steel, thus as the yield stress increases, initial curvature and eccentricity take on increasing importance in relation to residual stress.

Beams and beam-columns

Recent investigations on lateral-torsional buckling of beams and girders have been reviewed in Ref.36. The strength of a laterally unsupported beam of relatively short length, like that of a corresponding column, will be determined by inelastic rather than by elastic behavior.

An approximate method of estimating the effect of plastic action on the buckling strength of beams and girders is to assume that the relationship between elastic and inelastic buckling strength is the same for beams as it is for columns. The inelastic buckling strength of beams can then be estimated from a column curve. This approach was evaluated by comparison with a theoretical solution[37], and also was confirmed by experiments[38].

A review of solutions of lateral-torsional buckling of beam-columns in inelastic range is given in Ref.39. Though few analytical solutions of this problem are available[40,41], the nonlinearity of σ - ϵ relationship makes it extremely difficult to express explicitly the variation of the several quantities that must be evaluated. Because of this difficulty, several approximate types of solutions are generally adopted. Among those approximate solutions, the following modified interaction formula[42] is used in specifications most widely.

$$\frac{P}{P_u} + \frac{M_o}{M_u(1-P/P_e)} \leq 1 \quad (4)$$

where,

P=applied axial load

P_u =axial load producing failure in the absence of bending moment(including the possibilities of buckling in the weak plane)

P_e =elastic critical load for buckling in the strong plane

M_o =maximum applied moment, not including the "secondary" moment.

M_u =bending moment producing failure in the absence of axial load(including the possibilities of lateral buckling)

Eq.4 was confirmed by an experiment[14].

More recent researches on buckling of members made of high-strength steels carried out after 1966, i.e. after the edition of Ref.11 are briefly reviewed below: Column tests of built up box-sections made of HW80 steel loaded centrally and eccentrically were carried out[43], and confirmed the theoretical estimations of Ref.35 cited previously. A series of research on British new high-strength steel Grade 55 were carried out in order to formulate design rules. This steel is denoted Pearlite-Reduced Structural Steel and minimum yield stress is 447 MN/m². 130 strut tests(concentric loading) were carried out as one project[44], and demonstrated that the test results closely related to the prediction of Perry-Robertson formula, and thus showed that the BS449 formula could be safely extrapolated to this steel. As another project, 30 tests were carried out on beams of universal I-sections under a uniform bending, including the measurements of thermal residual stresses[29]. It was shown that the bending stresses for the design of beams in Grade 55 steel could be determined by the method given in BS153(1958) and BS449(1959) with some amendments.

A simple method of design of laterally unsupported beams which covers all grades of steels was presented and this prediction was compared with test results given in Ref.29 above to show a good agreement[45].

Compression tests of square columns built-up by welding were carried out to

determine the buckling strength of high-strength steel plate elements. Steels used were A514 in one test[46], and HW80 in another test[47]. The following conclusions were obtained in both tests:

- 1) Considerable post-buckling strength exists in a plate buckled in the elastic range, while a plate buckled in the elastic-plastic range has a relatively small reserve of post-buckling strength.
- 2) The effect of residual stresses on the buckling strength of a plate is less pronounced for these C class steels than it is for A class steels.
- 3) The plate elements (with intermediate width-thickness ratios) of these C class steels are stronger than those of A class steels when compared on a nondimensional basis.

The foregoing concerned the buckling of members of intermediate range. Ultimate strength and deformability of members in extreme ranges which subject to local and/or lateral buckling are another current topics: The research of the ultimate strength of thin-walled structures, in one extreme, is very important in the design of plate and box girders, and this topic, including that of hybrid girders, will be dealt with separately in another section later herein. The deformability and ultimate strength of members with very small slenderness or width-thickness ratio, in the other extreme, is a topic of increasing interest in relation to the development of the plastic design and of the earthquake resistant design wherein the assessment of the energy absorption capacity of members and frames is most important. Because the behavior is determined almost entirely by the plastic properties of the material in such a short and stocky members, characteristic behavior of extra-high strength steels will be paramount in this range, and this problem will be surveyed hereafter with a special emphasis layed on the deformability or ductility.

5.1 Local Buckling

In plastic analysis it is tacitly assumed that the moment capacity of the member will remain at the level of the plastic moment until enough hinges have developed to form a mechanism. It is, therefore, necessary that the moment capacity not be impaired by local or lateral-torsional buckling until the required rotation has been achieved. In earthquake resistant design, this requirement is more direct to secure the energy absorption capacity.

The first solution to the problem of local buckling in the strain-hardening range was given in Refs.48,49, the applicability of which was limited to A class steels (A36).

Two solutions are referred here which are capable to cover the higher strength steels:

- 1) In Ref.50, the limitations of width-thickness ratios of wide-flange sections are given as;

For flanges subject to uniform compression along the length,

$$\frac{b}{t} = \sqrt{\frac{G_{st}}{\sigma_y} + 0.381 \left(\frac{E_{st}}{\sigma_y} \right) \left(\frac{t_w}{t} \right) \left(\frac{2bt}{dt_w} \right)^{1/2}} \quad (5)$$

$$G_{st} = \frac{2G}{1 + \frac{E}{4E_{st}(1+\nu)}}$$

where, b=one-half of flange width
 t=thickness of flange
 t_w=thickness of web
 d=depth of web

G=shear modulus

In the case of beams under moment gradient,

$$\frac{b}{t} = \frac{3.56}{\sqrt{\epsilon_y(3 + 1/Y)(1 + h/5.2)}} \quad (6)$$

where, $h=E/E_{st}$

The problem is treated as a classical buckling with bifurcation of the equilibrium position under assumptions that local buckling will occur when a) the average strains in the plate are at the strain-hardening strain ϵ_{st} , b) a long enough portion of the plate has yielded so that at least one-half (for uniform compression) or one full (for moment gradient) wave length of the buckle can develop, and the strain-hardening modulus in shear G_{st} is evaluated by assuming the discontinuous yield process.

2) In Ref.51, the deformation which a plate can develop without reducing its yield strength, expressed in terms of average compressive strain ϵ , is given as a function of width-thickness ratio and material property as;

For flanges subject to uniform compression along the length,

$$\frac{b}{t} = \left(\frac{2\phi_1 + \phi_2}{2\sqrt{2}} \right) \frac{1}{\sqrt{\epsilon}} \quad (7)$$

where, $\phi_1 = \frac{4(\alpha^2 - 1) + (\beta_1 - 0.5)}{2\beta_1 + 1}$, $\phi_2 = \frac{\alpha^2 - 1}{\alpha}$, $\beta_1 = \sqrt{0.25 + 4(\alpha^2 - 1)}$, $\alpha = 1/Y$

For webs subject to uniform compression along the length (unloaded edges are clamped),

$$\frac{d}{t_w} = \sqrt{2}(\phi_1 + 0.5\phi_3) \frac{1}{\sqrt{\epsilon}} \quad (8)$$

where, $\phi_3 = \frac{2(\alpha^2 - 1) - (\beta_2 - 1)}{\beta_2 - 1}$, $\beta_2 = \sqrt{1 + 4(\alpha^2 - 1)}$

Eqs.7 & 8 are upper bound solutions obtained by assuming a collapse mechanism and then applying the work theorem to it.

Available test results are plotted in Fig.9 for plates supported at one unloaded edge and free at the other. Those test results were reported in Refs.52,53 for C class steels, in Refs.51,54,55 for B class steels and in Refs.48,51,53,54,55 for A class steels respectively. These plots are compared with the prediction of eq.7 in the figure. Considering the variety of the degree of restraint existing among those test specimens, eq.7 seems to explain the general tendency well, though it is too conservative for C class steels.

It should be noted that the test results on C class steels are showing lower $\epsilon_{max}/\epsilon_y$ values than those of A and B class even though compared on a nondimensional slenderness basis. This fact seems to show that the axial deformability of flanges is not only a function of the square root of the inverse of the yield stress, but also a function of the material properties in plastic range such as E_{st} , ϵ_{st} and Y . This is the similar situation to that of in-plane behavior of beam-columns as was discussed in section 4.2 earlier.

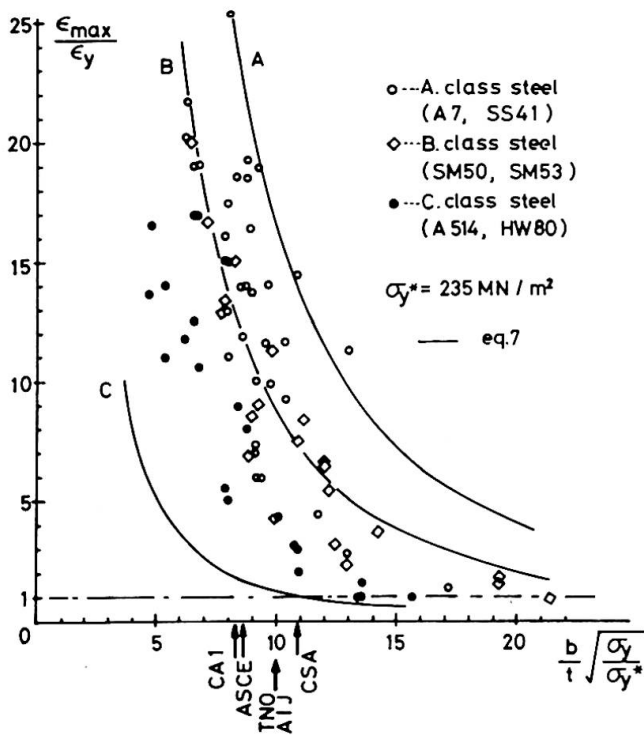


Fig.9 Deformability of Flanges

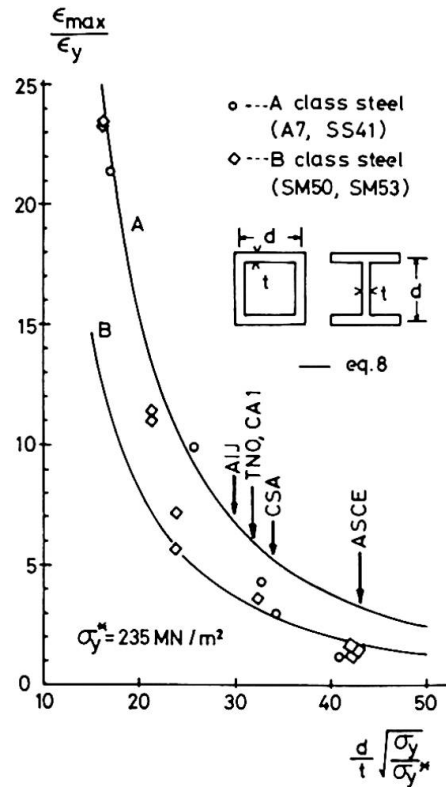


Fig.10 Deformability of Webs

Test results on plates supported on both unloaded edges are plotted in Fig.10. These were reported in Refs.51,55 for B class steels and in Refs.48,55 for A class steels. Prediction from eq.8 is also depicted in the figure. Though the number of test data is relatively small, both are in good correlation.

In both figures, the minimum width-thickness ratios specified by various specifications and recommendations (AIJ[56], ASCE[12], CA1[57], CSA[58], TNO[59]) are identified, applicability of most of which are limited up to B class steels.

5.2 Lateral-Torsional Buckling

The solutions of lateral-torsional buckling in the vicinity of plastic hinges are available in Refs.60,61 for beams under uniform moment and in Refs.62,63, 64 for beams under moment gradient.

Beams under uniform moment[60]

The analysis is based on the experimentally observed behavior of a segment of a beam. The available test results indicate that the compression flange starts to deflect laterally as soon as M_p is reached. This lateral deflexion increases, while at the same time M_p is maintained and rotation in the plane of bending continues until local buckling occurs in the most compressed portion of the compression flange. Local buckling does not commence until the average strain is equal to ϵ_{st} at the center of the segment if b/t of the compression flange is equal to or less than the critical ratio given by eq.5. In the analysis it is assumed that the compression flange and one-half of the web act as a column under the yield axial load, and the reduced flange rigidity is evaluated on the basis of a discontinuous yield concept. Thus the critical unbraced length of a uniformly bent simply-supported beam is derived as,

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{\pi}{\sqrt{\epsilon_y}} \frac{1}{\sqrt{1+0.7R\left(\frac{h}{s-1}\right)}} \tag{9}$$

where,

- K=effective length factor, K=0.54 if the adjacent segments are elastic and K=0.8 if the adjacent segments are fully yielded
- L=unbraced length of a beam
- r_y =the least radius of gyration of the wide-flange shape
- $s = \epsilon_{st}/\epsilon_y$
- $R = \theta_u/\theta_p - 1$ =rotation capacity, in which θ_u is the rotation when the moment capacity reaches M_p on the unloading branch of an M- θ curve, and $\theta_p = M_p L/EI$ =the idealized rotation corresponding to elastic theory applied to the case where $M=M_p$ (Fig.11).

Beams under moment gradient[62,63]

In Ref.63, a beam model which is partly elastic and partly strain-hardened is assumed. The differential equations of lateral-torsional buckling are solved, with the elastic moduli E and G in the elastic portion, and with E_{st} and G_{st} in the yielded portions. After some assumptions and approximations having been introduced, the final formula is derived as,

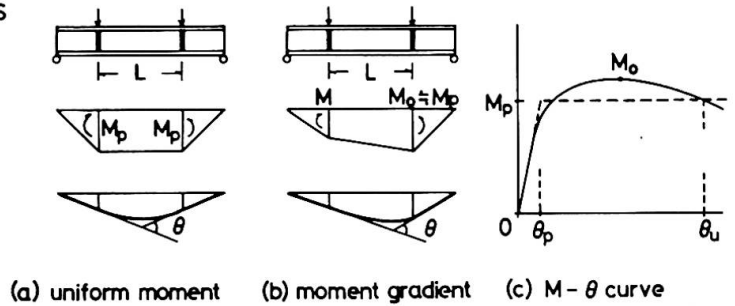


Fig.11 Moment-Rotation Relationship of Beams

$$\frac{L}{r_y} = (60 + 40 \frac{M}{M_p}) \sqrt{\frac{36}{\sigma_y}} \quad \text{for } M/M_p > -0.625$$

$$\frac{L}{r_y} = 35 \sqrt{\frac{36}{\sigma_y}} \quad \text{for } M/M_p < -0.625$$
(10)

in which M and M_p are moments as defined in Fig.11(positive in the clockwise direction).

On the other hand, it was shown in Ref.62 that, for practical cases of inelastic beams under moment gradient, failure would be initiated by local buckling rather than by lateral buckling, and thus the lateral bracing spacing should be determined by considering the beam to be under uniform moment. Taking into account of this argument, the following empirical formula is suggested in Ref.12 as an alternative of eq.10,

$$\frac{L}{r_y} = \frac{1375}{\sigma_y} + 25 \quad \text{for } -0.5 < \frac{M}{M_p} \leq 1.0$$
(11)

In eqs.10 and 11, σ_y is expressed in ksi..

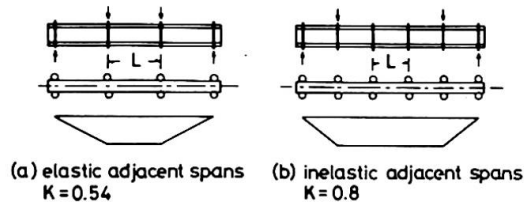
5.3 Rotation Capacity

In previous sections, local buckling and lateral-torsional buckling were treated as independent problem, namely provisions against local buckling and late-

ral-torsional buckling were made by limiting width-thickness ratio and unbraced length respectively based on an approximation given in terms of the strain-hardening strain ϵ_{st} . But actually those two phenomenon are intricately interconnected with each other. Hence, the deformability of beams and beam-columns can be assessed more directly by evaluating the rotation capacity R which had been defined earlier. Rotation capacity is also a good measure of earthquake resistance capacity of members and structures as R and dissipated energy are linearly related to each other.

Beams under uniform moment

The relationship in eq.9 connects the geometrical and material properties of a beam under uniform moment with the rotation capacity R . Many experimental investigations were carried out on beams under uniform moment with elastic and inelastic adjacent beams. Tests reported in Ref. 65 include A, B and C class steels, and beams tested in Ref.10 were C class steel, and those in Refs.66,67 were of B class steels and those in Refs.68,69, 70 were of A class steels. The comparison between those experimental rotation capacities and theoretical curves from eq.9 are shown in Fig.12.



The theory explains the test results very well though it is rather conservative. But it does not give a useful information on beams with C class steel, because $s = \epsilon_{st}/\epsilon_y$ of C class steel is almost unity and then eq.9 always gives $R=0$ regardless of the value of λ .

Beams under moment gradient

There are some solutions of this problem[62,71],but they are not given in an analytical form and hence can not indicate the significance of the various parameters involved. A linear relation between R and a parameter $\Lambda^{-2}(t/b)(\sigma_{y0}/\sigma_y)$ was suggested in

Ref.72. Available test results are plotted in Fig.13, in which a modified parameter $\Lambda^{-2}(t/b)(1+\rho)^2(\sigma_{y0}/\sigma_y)$ is taken in horizontal axis, where $\Lambda=KL/r_y$,

$\rho=M/M_p$ (moment ratio, positive in clockwise direction) and $\sigma_{y0}=248 \text{ MN/m}^2$ =reference yield stress. These tests were reported in Refs.73,74,75,76,77, for A class steels, in Ref.78 for A and B class steels and in Refs.67,79,80 for B class steels and in Ref.72 for A, B and C class steels. In the tests of Ref.78, (t/b) was variable being kept Λ as constant, while in Refs.72,77, Λ was variable being kept (t/b) as constant.

Test results are rather scattered. Roughly speaking, a bi-linear relationship can be observed between R and $\Lambda^{-2}(t/b)(1+\rho)^2(\sigma_{y0}/\sigma_y)$, and there seems to be a kind of yield point above which substantial increase of R could not be expected regardless of the value of $\Lambda^{-2}(t/b)(1+\rho)^2(\sigma_{y0}/\sigma_y)$. There are another group of test results which appears to form a similar bi-linear relationship. In these tests, the stiffness and strength of lateral bracings and their inevitable restraint against rotation about weak axis will influence the test results. The evaluation of effective length factor K is also a matter of consideration. These limited number of

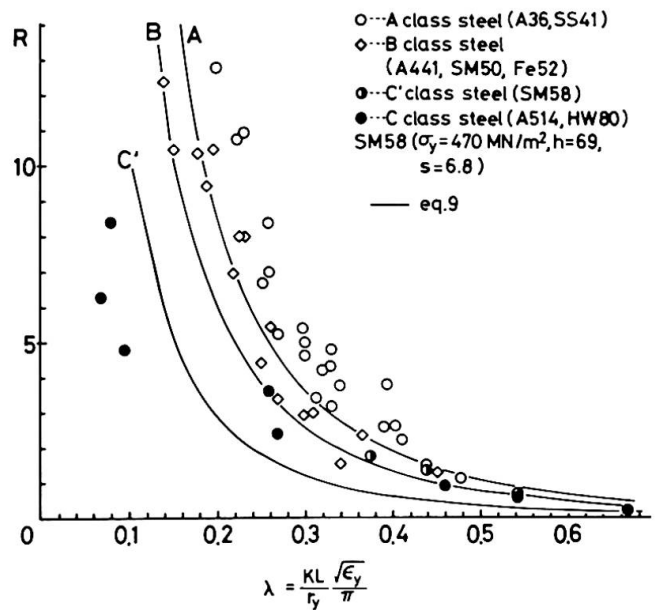


Fig.12 Rotation Capacity under Uniform Moment

test results are concerned so far, rotation capacity is inversely proportional to the yield stress.

Though above discussions were all on steel beams themselves, the restraining effect of floor slabs should be taken into account to understand the realistic behavior and to obtain the more economical design of tall buildings.

A number of experiments on the lateral-torsional buckling of unbraced wide-flange beam-columns were carried out [15,18,23,81,82,83]. But neither any analytical information nor systematic research are available yet on the rotation capacity of these inelastic beam-columns. In Ref.84, it has been recommended that for beam-columns in single curvature bending, the bracing rules for beams under uniform moment should be applied, and for the moment at one end only, the rules for beams under moment gradient apply if the axial load ratio P/P_y obey the relationship

$$\frac{P}{P_y} \leq \frac{1 - L/r_x(1/\pi)\sqrt{\sigma_y/E}}{1 + L/r_x(1/\pi)\sqrt{\sigma_y/E}} \tag{12}$$

If P/P_y exceeds this limit, the bracing should be proportioned according to the rules for beams under uniform moment. In case of full double curvature the bracing spacing rules for beams under moment gradient apply.

6. FRAMES

The strong column-weak beam concept is popular in frame design, where the majority of the plastic hinges develop in the beams and the inelastic action in the columns is limited. The British approach to the plastic design of tall frames is based on the deliberate exclusion of plastic hinges from the columns [85,86]. Most of earthquake resistant structures also have been designed according to this concept. This design method seems to have been adopted because a) the analysis becomes simple, b) the problem of lateral-torsional buckling of beam-columns has been studied inadequately as was reviewed in previous section. However, this concept should be carefully evaluated with the following facts in mind; 1) If the lateral-torsional buckling of beam-columns is studied adequately and the possibility of premature failure is eliminated, the plastic behavior of beam-columns may be superior than that of beams since the flexural rigidity of beam-columns in plastic range is approximately twice that of beams as is obvious from the M-P-φ relationship given in Fig.5. 2) Actual beams will be strengthened in such cases that, a) they are connected with floor slabs by shear connectors, and b) beams are jointed rigidly both in x and y directions to an internal column and the frame is subjected to horizontal force in oblique direction to the plane of bays (x and y), wherein both beams in x and y directions resist to the horizontal force synthetically. In such a situation, plastic hinges will apt to form in the column even if weak-beams were assumed in the initial design, and when columns were not designed adequately to prevent local and/or lateral-torsional buckling in plastic range, premature failure will occur in columns.

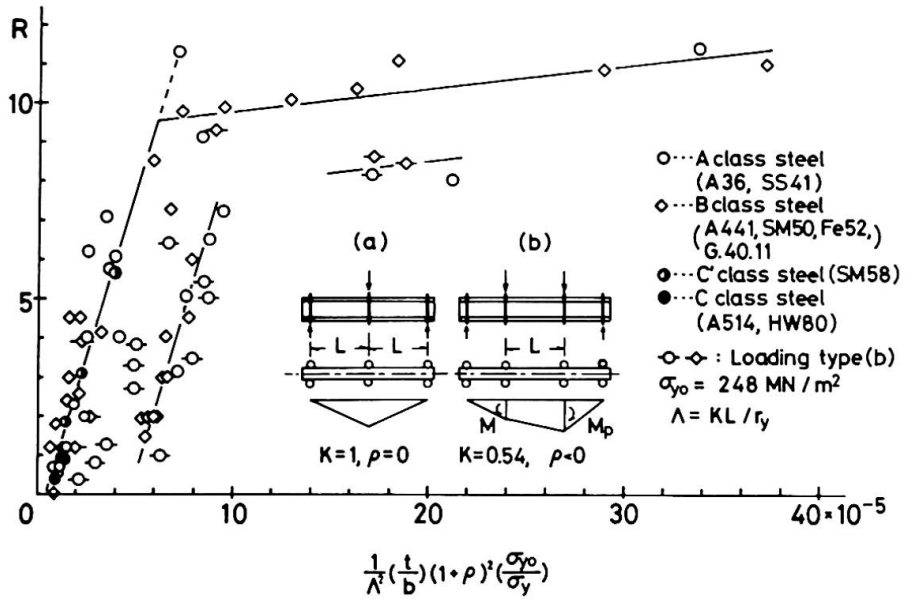


Fig.13 Rotation Capacity under Moment Gradient

Present discussion, however, will be restricted to planer steel frames because the knowledge on the inelastic behavior of space frames and of composite beams is not enough to be reviewed generally.

Multistory frames can be categorized in two types: "braced frames" where the primary resistance to lateral loads, frame buckling and frame instability is provided by a vertical bracing system, and "unbraced frames" in which the bending resistance of the frame members themselves must account for the total frame strength and stiffness in resisting lateral loads and frame instability.

Plastic behavior of "braced frames" was investigated extensively at Lehigh University. Tests and analysis on subassemblages and full size frames were carried out for A class steel(A36) and B class steel(A441)[87,88,89,90,91]. Results of these researches were incorporated into AISC specification[92] and AISI design manual[24].

In Britain too, the research of the braced multistory frames was developed and design recommendations were published from Joint Committee of the Institute of Welding and the Institution of Structural Engineers[86,93], where the use of high-strength steel up to Grade 50 was permitted. One full-scale frame fabricated in Grade 43 steel[94], and another full-scale frame made of Grade 50 steel[95], both of which were designed in accordance with the recommendations of the reports, were carried out to establish the accuracy of the simplified design method proposed therein. Hybrid construction was adopted in the latter frame, namely Grade 50 steel was used in columns while Grade 43 steel was used in beams. Column-to-beam connections in this frame were of semi-rigid type, and the frame collapsed in beam mechanism type.

Research on unbraced frames is in progress. A large number of tests had been carried out on unbraced frames made of A class steels. Plastic design procedures of unbraced multistory frames are proposed[96,97,98]. A test on unbraced frame made of B class steel(A441) under combined gravity and lateral loads was reported in Ref.99. This frame is a hybrid frame, where A441 steel is used in columns and A36 steel is used in beam. The test showed the behavior of the frame could be predicted by methods conventionally used for mild steel frames.

When high-strength steels are used in unbraced tall frames subject to combined gravity and lateral loads, the following factors will influence their load-deformation relationship more strongly than they will do on mild steel frames: High strength steel columns will carry the relatively higher axial forces and these axial forces will a) introduce additional moments due to P-Δ effect, b) reduce the elastic stiffness of the beam-columns and c) introduce additional moments due to member shortening (bending deformation of frames). In plastic range, strain-hardening effects become remarkable. These effects are illustrated diagrammatically in Fig.14 taking an example of lateral load-deformation relationship of the lower story of a tall building. Q_y and Δ_y are lateral load and horizontal sway respectively, at which the first hinge develops in the frame. Of all, the effects of P-Δ moment and strain-hardening are dominating. Two pairs of model frames, one of which is

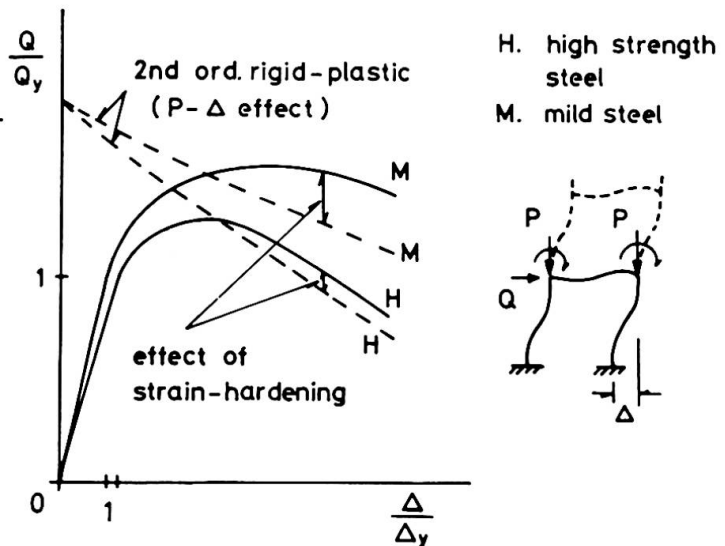


Fig.14 Load-Deflexion Curve of Frames

Of all, the effects of P-Δ moment and strain-hardening are dominating. Two pairs of model frames, one of which is

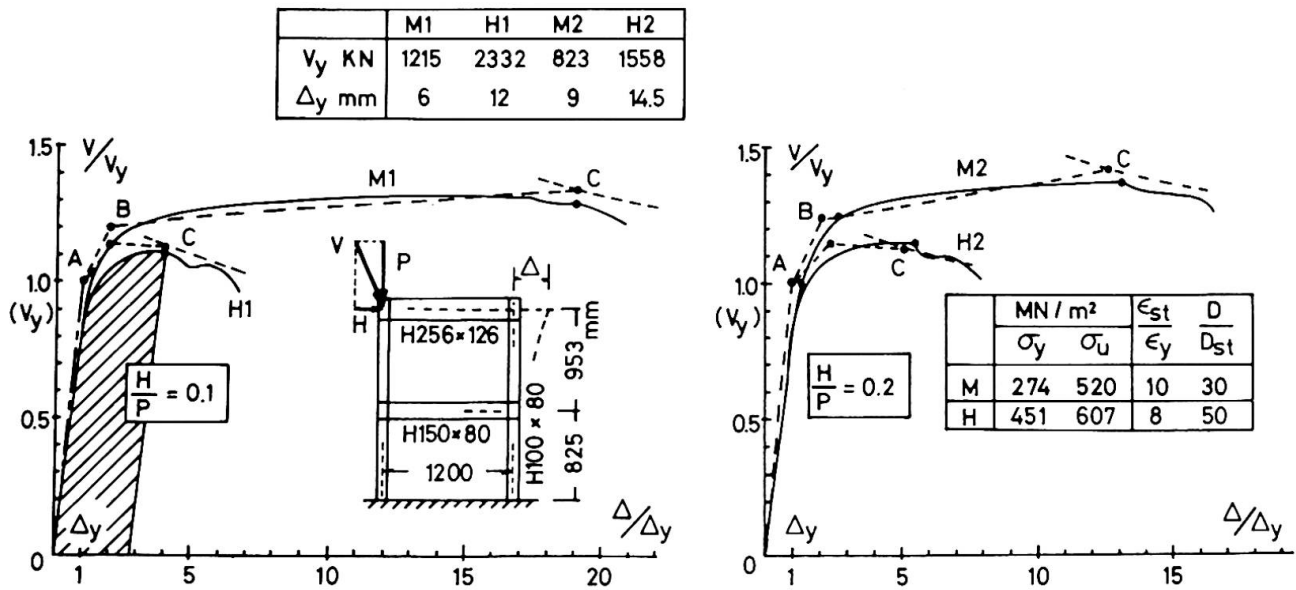


Fig.15 Test Results of Frames of Different Grades of Steels

made of A class steel(SS41) and another is made of C' class steel(SM58), were tested to compare their deformability[100]. Frames were under combined vertical and horizontal loads, and were loaded up to the collapse in proportional loading condition. The ratio of horizontal loads to vertical loads was kept to 0.1 for one pair of frames(M1,H1) and to 0.2 for another pair of frames(M2,H2). Load-deformation curves of these frames are shown in Fig.15, where V_y and Δ_y are the resultant load and the corresponding horizontal deflexion respectively at which the first hinge develops in the frame. Frames made of A class steel are indicated by M and those made of C' class steel are indicated by H. Theoretical predictions are depicted by dashed lines. Difference of deformability (ductility) between frames of A and C' class steels is quite remarkable. Dissipated energies are calculated(with respect to H1 frame, for example, the energy was calculated from the shaded area, assuming that $P \approx V$, and ignoring the work done by the vertical load), and they are 151 KJ for M1, 82 KJ for H1 and 224 KJ for M2, 208 KJ for H2. Again, mild steel frames are superior than high-strength steel frames from the view point of energy absorption capacity.

7. PLATE AND BOX GIRDERS

As the conclusion of the 8th Congress of IABSE, held at New York in September 1968, concerning the design of thin walled deep plate girders[101], it was pointed out that "the linear theory of plate stability is not an adequate basis for design of struts and girders consisting of thin-walled sections. Such design method must consider the initial geometrical imperfections of the plates as well as the residual stresses and the different yield stresses over the section and over the length of the structural member" and furthermore, the Association has recommended that the study on this theme should be continued. As a result of this recommendation a colloquium on "Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength" was held in London in 1971 under the sponsorship of IABSE[102], wherein main topics of a) ultimate strength of plate girders subjected to shear, -plate girders without intermediate stiffeners, b) general analytical methods, -ultimate strength of plate girders subjected to bending and to shear and bending and c) hybrid girders, fatigue problems, effects of concentrated loads, box girders, special problems, were discussed thoroughly by some twenty specialists from all over the world.

The failures of four large steel box girder bridges occurred between 1969 and 1971 emphasize the need for more research in this field. A striking test result on a box girder was reported in that Colloquium[103] that the mean collapse stress had been less than the critical stress given by the linear buckling theory for an ideally perfect flange. An international conference on "Steel Box Girder Bridges" organized by the Institution of Civil Engineers was held in London in 1973 where again the importance of the introduction of the ultimate strength concept to the design was emphasized[104].

It must be beyond the scope of this report to review and discuss on the structural concepts, the methods of analysis and the experimental observations presented in above colloquium and conference. But if one might be permitted to add a comment, most of the contributions presented seem to have been devoted to the construction of collapse models and the analyses of them, and the effects of plastic behaviors of comprising elements which show substantial difference among grades of steels were not counted on. These difference of material properties in plastic range were not taken into account even in the evaluation of test results, though a number of tests had been carried out on girders made of C class steels.

It might become possible to obtain the more optimum and the more reliable design, if the knowledge of plastic behavior of flanges and stiffeners made of various grades of steels, of which evaluations had been made in previous sections, were properly reflected on the research and analysis of those girders.

Based on the recent studies on hybrid beams (fabricated beams and girders which use a stronger steel in the flanges than in the web) the subcommittee of the Joint ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members had published a report in the form of design recommendations in 1968[105]. The subcommittee concluded that composite and noncomposite hybrid beams can be designed efficiently using an allowable stress based on the moment required to initiate flange yielding. This allowable flange stress is a function of the beam dimensions and the ratio of the yield strengths of the two steels, and is slightly lower than the allowable stress normally used for the flange steel. The bending stress in the web does not have to be checked when this reduced allowable flange stress is used. However, the shear stress in the web must be limited to the normal allowable stress for the web steel. The available fatigue data indicated that these hybrid beams can generally be designed for fatigue as if they were made entirely of the grade of steel used in the flanges. This Joint Committee report led to the adoption of design specifications for highway bridges and for buildings in USA: The American Association of State Highway Officials adopted provisions for both noncomposite and composite hybrid girders in 1969[106], and the American Institute of Steel Construction adopted provisions for noncomposite hybrid girders in 1969[92].

At present time, it is assumed that the hybrid beams will be designed on the basis of the allowable stress design, namely on the basis of the initial flange-yield moment. But it is desirable that both hybrid girders and homogeneous girders should be designed on the same concept based on the ultimate strength state. Ref. 107 presented at the IABSE Colloquium seems to be on the verge of this approach.

Effect of web breathing on the fatigue strength is an important problem, especially for hybrid girders, which belongs to the problem of structural fatigue (or low cycle fatigue) rather than that of classical material fatigue, but the results of these tests should be carefully evaluated in consideration of the extent of the web breathing which likely to occur under the assumed service load level in association with the possible degree of imperfection of the actual girder.

8. FRACTURE AND FATIGUE

8.1. Welded Joint and Transitional Mode of Fracture

Over the period from 1937 to 1940, brittle fractures took place in succession and led to the failures of three steel Vierendeel type welded bridges in Belgium.

During the same period, brittle fracture was also observed in Rüdersdorf in Germany, an all welded steel plate girder made of St52. The fracture initiated from micro-cracks existed in heat affected zone due to welding.

As the results of an investigation to the cause of this fracture [108], it has been suggested that: 1) bead bend test proposed by Kommerrelé simulates well the brittle fracture behavior of welded steel plates. 2) in order to prevent brittle fractures, adequate notch toughness is required as one of the material properties of steels. 3) notch toughness depends on temperature and 4) carbon equivalent, which plays a role for the initiation of cracks at heat affected zone, is an important factor together with such factors as structural restraints and pre-heating during welding. Since then continued efforts have been paid resulting in structural steels with greatly improved notch toughness. In Europe, however, there exists little intention of using extra-High strength steels for welded structures, which is due to the inherently more sensitive character of the steels to cracking at welds.

While in USA, quenched and tempered high strength steel with tensile strength exceeding 789 MN/m^2 (C class steel) has been introduced around 1955 for structural applications in welded constructions. Coincident with the introduction of this A514 steel, similar heat treated steel with tensile strength exceeding 592 MN/m^2 (SM58) has also been developed in Japan. The most important feature of this type of steels is an easy attainment of extremely high strength with few low alloy elements in spite of low carbon content (about 0.1% or more), and hence with low equivalent carbon content. This feature made it possible to perform crack free welding under moderate pre-heating condition. Moreover proper alloy elements and heat treatment contribute to maintain adequate notch toughness. The good weldability of the heat treated steels helped to increase their wider use in welded structures. It has to be noticed, however, that because of the decrease of notch toughness level by the formation of upper bainite arising from welding heat cycles at weld fusion lines, and such welding defects as cracks, undercuts, various angle changes of joints and residual stresses, fractures may take place under low stress level. In order to avoid these failures, US Steel Corp., recommended to limit the amount of heat input depending on the thickness of plates. Improvements have also continued with such intension as to make it possible to weld this type of steels with larger heat input. Based on intensive research works [109], 75mm thick 785 MN/m^2 strength heat treated steel has been successfully used in the welded construction works of Osaka Port Bridge in Japan, which opened to traffic on July 1974.

Numerous surveys and investigations have been performed in relation to various accidents due to brittle fractures occurred in such welded structures as ships and pressure vessels. One of the findings of these research works is that tensile tests on notched wideplate resemble the situation and satisfy the conditions at the locations of brittle fractures in practical structures [110]. Various reports were prepared on the initiation and propagation of brittle fractures [110, 111]. Considering the stress intensity factors K_I computed based on the theory of elasticity at the tips of notches and the critical stress intensity factors K_{IC} obtained experimentally from tensile tests on notched wideplate together with their temperature depending characters, the characteristics of brittle fractures are being explained in terms of equivalent notch effects which represent various defects and size effects [111, 112, 114]. Efforts [111] have been paid to evaluate the relationship among K_{IC} , \sqrt{E} (CVN) and yield stress σ_y . The efforts revealed that for steels with increasing yield stresses, a larger energy absorbing capacity \sqrt{E} is necessary to maintain the same K_{IC} value. From the view point that the effects of plastification around the tips of notches have to be considered in addition to the characteristic factors based on the analysis of linear fracture mechanics, the concept of crack opening displacement (COD) is being proposed [111, 113, 114].

8.2. High Cycle Fatigue

The fatigue strength of materials free of defects may proportionally increase with the increase of its static strength. On the other hand the influence of the defects present in practical structures which act to reduce fatigue strength is being accelerated with the increase of tensile strength. This is due to the fact that high cycle fatigue is governed by localized stress concentrations arising from structural shape and material defects. As a natural consequence, experimental results scatter largely from tests to tests. S-N curves do not necessarily represent fatigue strength of steels, but they are simply statistical representations of test results.

Due to the presence of numerous defects, the fatigue strength of welded joints with high strength steels is rarely improved compared with that with ordinary strength steels [114, 115, 116], nevertheless efforts are being continued to improve the fatigue strength.

In the field of fracture mechanics, attempts have been made successfully [114, 116] to explain some of the characteristic behaviors of high cycle fatigue by making use of the concept of K_I and K_{Ic} similar to those familiar in the analysis of brittle fractures.

8.3. Low Cycle Fatigue

Low cycle fatigue is inherently different phenomenon compared with high cycle fatigue: the mechanism of low cycle fatigue failures is similar to that of static failures of structures, and hence low cycle fatigue strength depends largely on structural behaviors under static loading. One of the features of high strength steels under the circumstances for low cycle fatigue is that C class steels soften when subjected to repeated loading and plastic energy stored at the tip of a crack increases, whereas A and B class steels harden under repeated loading and the same energy decreases.

APPENDIX. HIGH-STRENGTH STEELS IN THE WORLD

Country	Standards	Designation	Min. Yield Stress MN/m ²	Tens. Strength MN/m ²	Class	Y	Remarks
INTERNATIONAL	ISO	# Fe 42	245	412 ~ 490	A	0.594	
		Fe 52	343	490 ~ 608	B	0.70	
AUSTRALIA	AS A 186 and A 187 (weathering)	# Grade 250	248	> 412	A	0.602	Columbium and/or Vanadium * up to 13mm ** up to 9mm
		” 350	344	> 481	B'	0.715	
		* ” 400	412	> 515	B'	0.8	
		** ” 500	481	> 550	B'	0.872	
BELGIUM	NBN 631	# Fe 42	250	420 ~ 500	A	0.595	
		Fe 52	350	520 ~ 620	B	0.672	
CANADA	CSA	# G 40.8	262	448 ~ 586	A	0.585	Weathering steel
		G 40.11	345	483 ~ 655	B	0.715	
		G 40.18	689	793 ~ 931	C	0.87	
CZECHO-SLOVAKIA	CSN 73 - 1401	# 10370	250	350	A	0.715	
		11523	360	520	B	0.692	
		11483	380	480	B	0.791	
EAST GERMANY	TGL, 12910	# St 38-s	230	380	A	0.605	
		11523	350	640	B	0.547	
		11483	370	620	B	0.596	
		St 52-3	350	520	B	0.673	
ENGLAND	BS 4360	# Grade 40	230	400 ~ 480	A	0.575	Columbium and/or Vanadium
		” 50	345	500 ~ 620	B'	0.69	
		” 55	430	550 ~ 700	B'	0.782	
FRANCE	NFA 35-501	# Grade E24	235	363 ~ 441	A	0.647	
		” E30	294	461 ~ 559	B	0.637	
		” E36	353	510 ~ 608	B	0.692	

(continued)

Country	Standards	Designation	Min. Yield Stress MN/m ²	Tens. Strength MN/m ²	Class	Y	Remarks
FRANCE	NFA 35-501	Grade A50	294	490 ~ 588	A	0.60	Impact tests Not Req'd. Limited Weldability
		" A60	333	588 ~ 706	A	0.567	
		" A70	363	686 ~ 833	A	0.530	
INDIA	IS 226, 961, 2062	# St42(S,W)	230	410 ~ 530	A	0.56	
		St55 HTW	340	540 min	B	0.63	
		St 58 HT	350	570 min	B	0.613	
ITALY	UNI 5334.64	# Fe 42	230	420 ~ 500	A	0.55	
		Fe50.1,50.2	290	500 ~ 600	B	0.58	
JAPAN	JIS G - 3101 ~ 3106 WES	# SS41, SM41	235	403 ~ 510	A	0.583	Columbium and/or Vanadium
		SM 50	315	490 ~ 607	B	0.642	
		SM 50Y	353	490 ~ 607	B'	0.72	
		SM 53	353	520 ~ 642	B	0.678	
		SM 58	452	570 ~ 718	C'	0.794	
		HW 70	686	785 ~ 932	C	0.874	
		HW 80	785	864 ~ 1030	C	0.908	
HW 90	883	951 ~ 1130	C	0.93			
NETHERLANDS	EURO NORM 25 - 72	# Fe 360	225	360 ~ 440	A	0.625	Limited Weldability Limited Weldability
		Fe 510	345	510 ~ 610	B	0.677	
		Fe 590	325	590 ~ 710	A	0.55	
		Fe 690	355	690 ~ 830	A	0.515	
POLAND		# St 35	226	373 ~ 464	A	0.606	
		18G 2A	342	490 ~ 626	B	0.697	
RUSSIA	GOST 380 Gost 5058	# BG 3	240	440 ~ 470	A	0.546	Columbium and/or Vanadium
		14Г 2	330	470	B	0.702	
		15Г C	340	480	B	0.702	
		10Г 2C	350	500		0.7	
		10XCHA	400	540		0.741	

(continued)

Country	Standards	Designation	Min. Yield Stress MN/m ²	Tens. Strength MN/m ²	Class	Y	Remarks
SWEDEN	SIS	# 1412	260	430 ~ 510	A	0.605	
		2172	300	490 ~ 590	B	0.612	
		2132	350	510	B	0.686	
		2142	390	530	B	0.736	
SWITZERLAND	SIA 161 (1972)	# St 24/37	227	364 ~ 443	A	0.623	
		St 36/52	345	512 ~ 611	B	0.674	
U.S.A.	ASTM	# A 36	248	400 ~ 552	A	0.62	A242: weathering steel Columbium and/or Vanadium Weathering Steel
		A242, A441, AA441	317	462	B	0.686	
		A572 Gr 45	310	414	B'	0.748	
		50	345	448	B'	0.77	
		55	379	483	B'	0.785	
		60	414	517	B'	0.8	
		A 588	345	483	B	0.713	
		A 514	690	793 ~ 930	C	0.87	
WEST GERMANY	DIN 17100	# St 37.283	240	370 ~ 450	A	0.647	
		St 46.223	290	440 ~ 540	B	0.658	
		St 52.3	360	520 ~ 620		0.691	

1. Type: A = carbon steel, B = high strength Low - alloy steel, C = heat treated constructional alloy steel

2. Listed are weldable steels only

3. Mechanical properties of steels thickness of which are 16 ~ 40mm are listed

4. $Y = \frac{\text{Yield stress}}{\text{Tensile strength}}$ = Yield ratio of material (maximum)

5. Typical mild steels are included for reference and which are identified by # mark.

REFERENCES

For brevity, the titles of a number of professional societies have been abbreviated as follows:

AIJ Architectural Institute of Japan
 AISC American Institute of Steel Construction
 AISI American Iron and Steel Institute
 ASCE American Society of Civil Engineers
 ASTM American Society for Testing and Materials
 CRC Column Research Council, USA
 IABSE International Association for Bridge and Structural Engineering
 ICE The Institution of Civil Engineers, England
 ISE The Institution of Structural Engineers, England
 JSCE Japan Society of Civil Engineers
 WRC Welding Research Council, USA

1. Higgins, T.R., Guide to Steel Designations. Planning and Design of Tall Buildings, vol. SB, ASCE-IABSE International Conference Preprints, Aug. 1972
2. Collected Specifications, Nippon Steel Corp., 1972 (in Japanese)
3. Task Group 5. CRC., Classification of Steels for Structures, AISC Engineering Journal, July 1971
4. Brookenbrough, R.L., Structural Metals-Steel, Civil Engineering-ASCE, Aug. 1969
5. Kato Ben and Aoki, H., Deformation Capacity of Steel Plate Elements, IABSE Publications, vol. 30-I, 1970 Zurich
6. Kulak, G.L., The Behavior of A514 Steel Tension Members, AISC Engineering Journal, Jan. 1971
7. Kulak, G.L. and Fisher, J.W., A514 Steel Joints Fastened by A490 Bolts, Journal of the Structural Div. Proc. ASCE, ST10, Oct. 1968
8. Kato, Ben and Akiyama, H., Inelastic Bar Subjected to Thrust and Cyclic Bending, Journal of the Structural Div. Proc. ASCE, ST1, Jan. 1969
9. Kato, Ben, Inelastic Behavior of Steel Beam-Columns, Recent Researches of Structural Mechanics, Uno Shoten, Tokyo, 1968
10. McDermott, J.F., Plastic Bending of A514 Steel Beams, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST9, Sept. 1969
11. Johnston, B.G., The CRC Guide to Design Criteria for Metal Compression Members, 2nd Edition, 1966
12. Plastic Design in Steel, A Guide and Commentary, 2nd Edition, ASCE, 1971
13. Galambos, T.V. and Ketter, R.L., Columns under Combined Bending and Thrust, Journal of the Engineering Mechanics Div., Proc. ASCE, EM2, Apr. 1959
14. Campus, F. and Massonet, C., Recherches sur le Flambement de Colonnes en Acier A37, A Profil en Double Te, Sollicitees Obliquement. Comptes Rendus de Recherches, IRSIA, No. 17, Apr. 1956
15. Van Kuren, R.C. and Galambos, T.V., Beam-Column Experiments, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST2, Apr. 1974
16. Lay, M.G. and Galambos, T.V., Experimental Behavior of Restrained Columns, WRC Bulletin, No. 110, Nov. 1965
17. Dwyer, J. and Galambos, T.V., Plastic Behavior of Tubular Beam-Columns, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST4, Aug. 1965
18. Aglietti, R.A., Lay, M.G. and Galambos, T.V., Steel Beam-Columns, Report No. 278.14, Fritz Lab., Lehigh Univ., June, 1964
19. Adams, P.F., Lay, M.G. and Galambos, T.V., Experiments on High-Strength Steel Members, WRC Bulletin No. 110, Nov. 1965
20. Kato, Ben and Akiyama, H., The yield load of Steel Beam-Columns, Journal of the Faculty of Engineering, The Univ. of Tokyo [B], vol. XXXII, No. 1, 1973
21. Galambos, T.V. and Prasad, J., Ultimate Strength Tables for Beam-Columns, WRC Bulletin, No. 78, June, 1962
22. Galambos, T.V., Deformation and Energy Absorption Capacity of Steel Structures in the Inelastic Range, Research Report No. 1, School of Engineering and Applied

- Science, Civil and Environmental Engineering Department, Washington Univ., March, 1967
23. Augusti, G., Experimental Rotation Capacity of Steel Beam-Columns, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST6, Dec. 1964
 24. Plastic Design of Braced Multistory Steel Frames, AISI, 1968
 25. Kato, Ben and Akiyama, H., The Ultimate Strength of Compression Members in the Plastic Range, Paper No. 208, 29th Annual Meeting of ASTM, Atlantic City, N.J., June 27-July 1.
 26. Handbook of Structural Stability, Column Research Council of Japan, Corona Publishing, Co., Tokyo, 1971
 27. Feder, D.K. and Lee, G.C., Residual Stress in High Strength Steel, Report No. 269.2, Fritz Lab., Lehigh Univ., Apr. 1959
 28. Haaijer, G., Developments in the Application of Structural Steels, British Construction Steelwork Assoc. Proc. Conf. on Structural Steelwork, Sept. 1966
 29. Qibley, J.E., Lateral Torsional Buckling of I-Sections in Grade 55 Steel, Proc. ICE, Paper No. 7190, Aug. 1969
 30. Estuar, F.R. and Tall, L., Experimental Investigation of Welded Built-up Columns, Welding Journal, vol. 42, Apr., 1963
 31. Fujita, Y. and Driscoll, G.C., Strength of Round Columns, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST2, Apr. 1962
 32. Nitta, A. and Thurliman, B., Ultimate Strength of High Yield Strength Constructional-Alloy Circular Columns, -Effect of Thermal Residual Stresses- -Effect of Cold-Straightening- IABSE, Publications vol. 22, 1962
 33. Galambos, T.V. and Ueda, Y., Column Tests on 7 1/2-in Round, Solid Bars, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST4, Aug. 1962
 34. Galambos, T.V., Strength of Round Steel Columns, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST1, Feb. 1965
 35. Batterman, R.H. and Johnston, B.G., Behavior and Maximum Strength of Metal Columns, Preprint No. 309, ASCE Structural Conference, Feb. 1966
 36. Clark, J.W. and Hill, H.N., Lateral Buckling of Beams and Girders, Trans. ASCE, Vol. 127, Part II, 1962
 37. Galambos, T.V., Inelastic Lateral Buckling of Beams, Trans. ASCE, Vol. 129, 1964
 38. Hechtman, R.A. et. al., Lateral Buckling of Rolled Steel Beams, Trans. ASCE, vol. 122, 1957
 39. Galambos, T.V., Inelastic Lateral-Torsional Buckling of Eccentrically Loaded Wide Flange Columns, Ph.D. dissertation, Lehigh Univ., 1959
 40. Fukumoto, Y., Inelastic Lateral-Torsional Buckling of Beam-Columns, Ph.D. dissertation, Lehigh Univ., 1963
 41. Miranda, C. and Ojalvo, M., Inelastic Lateral-Torsional Buckling of Beam-Columns, Journal of the Engineering Mechanics Div., Proc. ASCE, EM6, Dec. 1965
 42. Hill, H.N. and Clark, J.W., Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I- and H-Section Columns, Proc. of the 1st National Congress of Applied Mechanics, ASME, 1951
 43. Miura, S., Nishino, F. and Okumura, T., Strength of Eccentrically Loaded Columns of Constructional Alloy Steel, Sogoshikenjo-Nenpo, Engineering Research Institute, Faculty of Engng., Univ. of Tokyo, vol. 26, 1967 and vol. 28, 1969, (in Japanese)
 44. Strymowicz, G. and Horsley, P.D.M., Strut Behavior of a New High Yield Stress Structural Steel, The Structural Engineer, ISE., No. 2, vol. 47, Feb. 1969
 45. Nethercot, D.A., Factors Affecting the Buckling Stability of Partially Plastic Beams, Proc. I.C.E., Part 2, vol. 53, Paper No. 7526, Sept. 1972
 46. Nishino, F., Ueda, Y. and Tall, L., Experimental Investigation of the Buckling of Plates with Residual Stresses, Test Methods for Compression Members, ASTM, STD. 419, 1967
 47. Okumura, T., Nishino, F. and Hasegawa, A., Local Buckling Strength of Box Section Columns, Proc. JSCE, No. 205, Sept. 1972 (in Japanese)
 48. Haaijer, G., Plate Buckling in the Strain-Hardening Range, Journal of the Engineering Mechanics Div., Proc. ASCE, vol. 83, EM2, Apr. 1957
 49. Haaijer, G. and Thurlimann, B., Inelastic Buckling in Steel, Trans. ASCE, vol. 125, 1960

50. Lay, M.G., Flange Local Buckling in Wide-Flange Shapes, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, vol. 91, ST6, Dec. 1965
51. Kato, Ben, Buckling Strength of Plates in the Plastic Range, IABSE Publications, vol. 25, 1965, Zurich
52. McDermatt, J.F., Local Plastic Buckling of A514 Steel Members, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST9, Sept. 1969
53. Kimura, M. and Suzuki, T., Plate Buckling in the Plastic Region, Proc. of 43th Annual Convention of the Kanto Branch of AIJ, 1972, (in Japanese)
54. Suzuki, H., Akiyama, H. and Kato, Ben, Plastic Flange Buckling of H-Column Section, Proc. of 44th Annual Convention of the Kanto Branch of AIJ, 1973, (in Japanese)
55. Sakamoto, J. and Yokoo, Y., Local Plastic Buckling of High-Strength Steel Members, Proc. Annual Meeting of AIJ, Oct. 1967
56. Structural Standards of Architectural Institute of Japan (draft form), 1970
57. Australian Standard CA1-1971, SAA Steel Structural Code
58. CSA Standard S16-1969, Steel Structures for Buildings, Canadian Institute of Steel Construction
59. TNO, Regulations for the Calculation of Building Structures - Structural Steel for Buildings, 1971, Netherlands
60. Lay, M.G. and Galambos, T.V., Inelastic Steel Beams under Uniform Moment, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, vol. 91, ST6, Dec. 1965
61. Lay, M.G., Yielding of Uniformly Loaded Steel Members, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, vol. 81, ST6, Dec. 1965
62. Lay, M.G. and Galambos, T.V., Inelastic Beams under Moment Gradient, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, vol. 93, ST1, Feb. 1967
63. White, M.W., The Lateral-Torsional Buckling of Yielded Structural Steel Members, Ph.D. dissertation, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., U.S.A., 1956
64. Massey, C. and Pitman, F.S., Inelastic Lateral Instability under a Moment Gradient, Journal of the Engineering Mechanics Div., Proc. ASCE, vol. 92, EM2, Apr. 1966
65. Suzuki, T. and Ono, T., Experimental Studies on the Plastic Design of High-Strength Steel Beams, Trans. AIJ, No. 219, May, 1974, (in Japanese)
66. Adams, P.F., Lay, M.G. and Galambos, T.V., Experiments on High-Strength Steel Members, WRC. Bulletin, No. 10, Nov. 1965
67. Janss, J. and Massonet, Ch., Extension des Methodes de Calcul Basees sur Plasticite a L'acier A52. Le Deversement Plastique, IABSE Publications, vol. 27, 1967
68. Lee, G.C. and Galambos, T.V., Post Buckling Strength of Wide-Flange Beams, Journal of the Engineering Mechanics Div., Proc. ASCE, vol. 88, EM1, Feb. 1952
69. Prasad, J. and Galambos, T.V., The Influence of Adjacent Spans on the Rotation Capacity of Beams, Rept. No. 205 H, 12, Fritz Engineering Lab., Lehigh Univ., June 1963
70. Suzuki, T. and Ono, T., Experimental Study of the Inelastic Steel Beam(1), -Beam under Uniform Moment-, Trans. AIJ., No. 168, Feb. 1970, (in Japanese)
71. Climenhaga, J.J. and Johnson, R.P., Moment-Rotation Curves for Locally Buckling Beams, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST6, June 1972
72. Suzuki, T. and Ono, T., Experimental Studies on the Plastic Design of High-Strength Steel Beams, Trans. AIJ, No. 219, May 1974, (in Japanese)
73. Driscoll, G.C. Jr. and Beedle, L.S., The Plastic Behavior of Structural Members and Frames, The Welding Jour., vol. 36, No. 6, June 1957
74. Popov, E.P. and Willis, J.A., Plastic Design of Cover-Plated Continuous Beams, Journal of Engineering Mechanics Div., Proc. ASCE, vol. 84, EM1, Jan. 1958
75. Kusuda, T., Sarubbi, R.G. and Thurliman, B., Lateral Bracing of Beams in Plastic Design, Rept. No. 205, Ell, Fritz Engineering Lab., Lehigh Univ., 1960
76. Smith, R.J. and Adams, P.F., Experiments on Wide-Flange Beams under Moment Gradient, WRC. Bulletin, No. 142, July 1969
77. Suzuki, T. and Ono, T., Experimental Study of the Inelastic Steel Beam(2), -Beam under Moment Gradient-, Trans. AIJ, No. 171, May 1970, (in Japanese)
78. Lukey, A.F. and Adams, P.F., Rotational Capacity of Wide-Flange Beams under

- Moment Gradient, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, vol. 95, ST6, June 1969
79. Adams, P.F., Lay, M.G. and Galambos, T.V., Experiments on High Strength Steel Members, WRC Bulletin, No. 10, Nov. 1965
 80. Suko, M. and Adams, P.F., Experimental Study of Wide-Flange Beams, Trans. AIJ, No. 172, June 1970
 81. Lay, M.G. and Galambos, T.V., End-Moment End-Rotation Characteristics for Beam-Columns, Rept. No. 205A-35, Fritz Lab., Lehigh Univ., May 1962
 82. Galambos, T.V., Adams, P.F. and Fukumoto, Y., Further Studies on the Lateral-Torsional Buckling of Steel Beam-Columns, WRC Bulletin No. 115, July 1966
 83. Massonnet, Ch., Stability Considerations in the Design of Steel Columns, Trans. ASCE, vol. 127, Part II, 1962
 84. Lay, M.G., The Static Load Deformation Behavior of Planar Steel Structures, Ph. D. dissertation, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., USA, 1964
 85. Horne, M.R. and Majid, K.I., Elastic-Plastic Analysis of Rigid Jointed Sway Frames by Computer, Research Report No. 1, Univ. of Manchester, Dept. of Civil Engineering
 86. Joint Committee Report, Fully-Rigid Multi-Storey Welded Steel Frames, Institution of Structural Engineers, Dec. 1964
 87. Yura, J.A., The Strength of Braced Multi-Storey Steel Frames, Ph. D. dissertation, Lehigh Univ., 1965
 88. Driscoll, Jr., Lehigh Conference on Plastic Design of Multi-Storey Frames-A Summary, AISC Engineering Journal, vol. 3, No. 2, Apr. 1966
 89. Yura, J.A. and Driscoll, G.C. Jr., Plastic Design of Multi-Storey Buildings-A Progress Report, AISC Engineering Journal, July 1965
 90. Yura, J.A. and Lu, W.L., Ultimate Load Tests on Braced Multi-Storey Frames, Fritz Engineering Lab., No. 273, 60, Lehigh Univ., May 1968
 91. Levi, V., Driscoll, G.C. Jr., and Lu, W.L., Structural Subassemblages Prevent from Sway, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, vol. 91, ST5, Dec. 1965
 92. Steel Construction Manual, AISC, 7th Edition, New York, 1969
 93. Joint Committee Second Report, Fully-Rigid Multi-Storey Welded Steel Frames, ISE., may 1971
 94. Wood, R.H., Needham, F.H. and Smith, R.F., Test of a Multi Storey Rigid Steel Frame, The Structural Engineer, vol. 46, No. 4, Apr. 1968
 95. Smith, R.F. and Roberts, E.H., Test of a Fully Continuous Multi-Storey Frame of High Yield Steel, The Structural Engineer, vol. 49, No. 10, Oct. 1971
 96. Daniels, J.H. and Lu, L.W., Sway Subassemblage Analysis for Unbraced Frames, Preprint No. 717, ASCE, Oct. 1968
 97. Driscoll, G.C. Jr., Armacost, J.O. III. and Lu, L.W., Plastic Design of Multi Storey Frames, -Unbraced Frames, Rept. No. 345, 2, Fritz Lab., Lehigh Univ. June 1968
 98. Daniels, J.H. and Lu, L.W., Design Chants for the Subassemblage Method of Designing Unbraced Multistorey Frames, Rept. No. 273, 54, Fritz Lab., Lehigh Univ. Nov. 1966
 99. Arnold, P., Adams, P.F. and Lu, L.W., Strength and Behavior of an Inelastic Hybrid Frame, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST1, Jan. 1968
 100. Kato, Ben, Akiyama, H. and Nakano, D., Experiments on Unbraced Frames, Proc. of 38th Annual Convention of the Kanto Branch of AIJ., 1967, (in Japanese)
 101. Beer, H., Conclusions of Theme IIc, Thin-Walled Deep Plate Girders, 8th Congress, IABSE, Final Report, New York 1968
 102. Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Colloquium, London, 1971, IABSE, Zurich
 103. Dubas, P., Tests about Post-Critical Behavior of Stiffened Box Girders, IABSE Colloquium, London, 1971
 104. Steel Box Girder Bridges, Proc. International Conference, London, ICE, 1973
 105. Design of Hybrid Steel Beams, Report of the Subcommittee 1. on Hybrid Beams and Girders Joint ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members, Journal of the Structural Div., Proc. ASCE, ST6, June 1968
 106. Standard Specifications for Highway Bridges, 9th Edition, American Association

- of State Highway Officials, 1969
107. Maeda, Y., Ultimate Static Strength and Fatigue Behavior of Longitudinally Stiffened Plate Girders in Bending, IABSE Colloquium, London, 1971
 108. Graf, O., Versuche und Feststellungen zur Entwicklung der geschweissten Brücken. Berichte des deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 11, Berlin, 1940
 109. Technical Report on Design, Fabrication and Erection of the Osaka Port Bridge, Hanshin Express Highway Corp., Osaka, 1974 (in Japanese).
 110. Parker, E.R., Brittle Behavior of Engineering Structures, John Wiley and Sons, New York, 1957
 111. Fracture, Proc. of the International Conference on Fracture (1st, 2nd, 3rd Conferences).
 112. Liebowitz, Fracture, vols. 1-8, Academic Press, New York, 1968
 113. Knott, J.F., Fundamentals of Fracture Mechanics, Butterworths, London, 1973
 114. Fatigue and Fracture, Technical Committee 18, Structural Design of Tall Steel Buildings, ASCE-IABSE International Conference Preprints, 1972
 115. Munse, W.H., Fatigue of Welded Steel Structures, WRC., New York, 1964
 116. Fatigue of Welded Structures, Proc. of the Conference, The Welding Institute, Cambridge, 1971

SUMMARY

The state-of-the-art on the structural behaviour of members and structures made of high-strength steels is outlined. Characteristics of the structural behaviour of those made of high-strength steels are discussed in relation to those made of mild steel in order to provide the information by which a designer can decide whether a grade of high-strength steel should or should not be used in a particular part or in a particular structure in association with the imposed loading condition.

RESUME

L'état des connaissances actuelles est présenté sur le comportement structural des éléments et des constructions réalisés en acier à haute résistance. Les caractéristiques du comportement structural sont comparées pour des constructions en acier à haute résistance et en acier doux. Cette comparaison facilite le choix de l'ingénieur quant à l'emploi d'un acier à haute résistance ou d'un acier doux pour des éléments ou des ensembles de structure en fonction des conditions de charge imposées.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Autoren berichten über die heutigen Kenntnisse über das Tragverhalten von Bauteilen und Bauwerken aus hochfestem Stahl und deren charakteristisches Tragverhalten bei Verwendung hochfester Stähle und von normalem Baustahl wird verglichen. Dadurch ergeben sich die Entwurfsgrundlagen, nach denen entschieden werden kann, ob in einem bestimmten Bauteil oder Bauwerk im Zusammenhang mit den vorgeschriebenen Belastungsannahmen ein spezieller hochfester Stahl angewendet werden soll.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Entwurfsprobleme

Design Problems

Problèmes de conception

OTTO JUNGBLUTH

Prof. Dr.-Ing.

Technische Hochschule Darmstadt
Darmstadt, BRD1 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 weiterer 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).

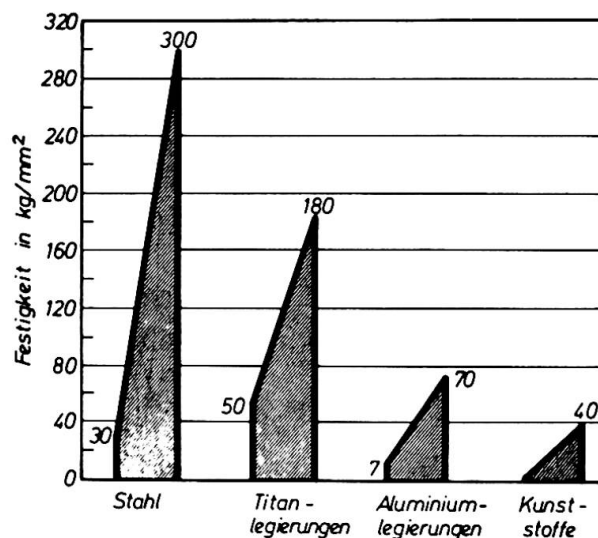


Bild 1: Technische Festigkeit von Werkstoffen

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 zugezchtet werden muß.

^{x)}in den Bildern wurde noch die alte Bezeichnung "kp" verwendet:

1 kp = 10 N (N = Newton)

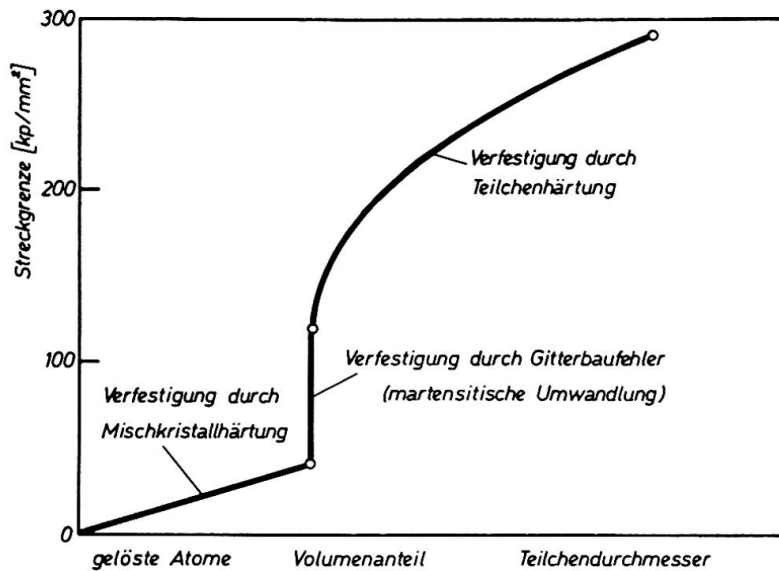


Bild 2:

Beiträge verschiedener Verfestigungsmechanismen

Etwa seit den fünfziger Jahren begann in der Stahlindustrie Europas, Japans und der USA die systematische Entwicklung schweißgeeigneter Baustähle mit Streckgrenzenwerten über 360 N/mm^2 (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 geglähten mit Streckgrenzenwerten bis ca. 500 N/mm^2 und für die Gruppe der legierten, flüssigkeitsvergüteten mit Streckgrenzenwerten bis ca. 1000 N/mm^2 nunmehr zu einem gewissen Abschluß gekommen sein. Auf dem Weltmarkt werden z. Zt. über hundert Sorten dieser hochfesten, schweißgeeigneten Baustähle angeboten /1/, z. B.

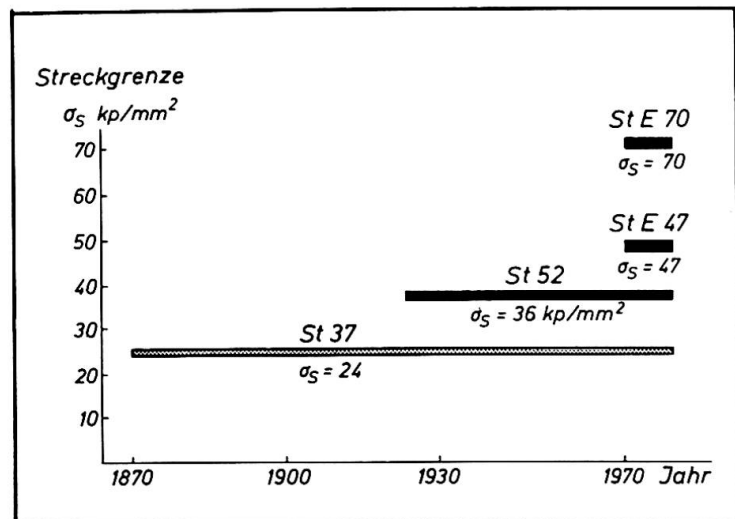


Bild 3: Entwicklung der Streckgrenzen

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 $\sigma_s = 470 \text{ N/mm}^2$, 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 Spröbruchunempfindlichkeit

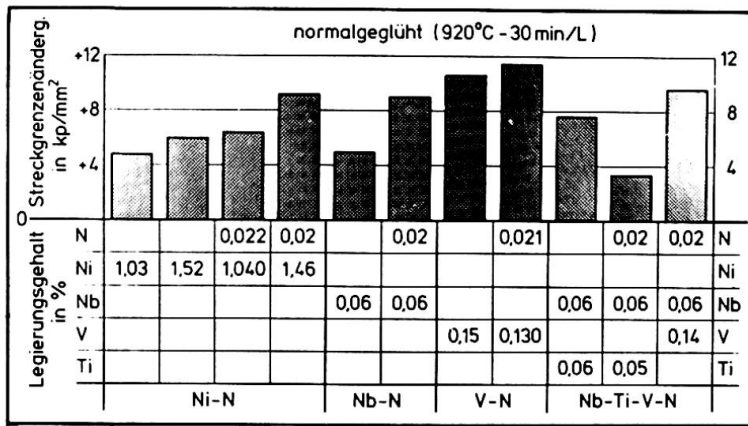
als Voraussetzung ihrer Schweißreignung /2/ /3/ /4/. Da zwischen dem Mikrogefüge des Werkstoffs Stahl und seinen mechanischen Eigenschaften sehr komplizierte Beziehungen bestehen, haben die letzten Jahrzehnte zu einer Intensivierung der Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet geführt, um die verschiedenen 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/mm²
2. die niedriglegierten normalgeglühten Stähle mit Streckgrenzenwerten von etwa 260 bis 500 N/mm²
3. die niedriglegierten vergüteten Stähle mit Streckgrenzenwerten von etwa 500 bis 1000 N/mm²
4. die gezogenen kaltverfestigten Stähle mit Zugfestigkeiten von etwa 1200 bis 2000 N/mm².

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



Bei den niedriglegierten Baustählen bis etwa 500 N/mm² 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.

Bild 4: Wirkung der Legierungszusätze bei normalgeglühten Feinkornbaustählen

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			≤ .020	-	-	-	.15/.80	-	.10/.20	-	-	-
	Cu-Ni-V	≤ 18	.10/.55	1.1/1.5	≤ .035	≤ .035	≤ .020	-	.30/.70	≤ .03	.40/.70	-	.08/.20	-	-	-
	Ni-Ti	≤ 20	.10/.80	1.1/1.8			≤ .007	-	-	-	.50/.80	.10/.20	-	-	-	-
St E 70	Ni-Cr-Mo-B	≤ 20	.15/.35	.80/1.0	≤ .035	≤ .035	≤ .015	.40/.85	.15/.50	-	.70/1.0	-	.03/.08	.40/.80	-	.002/.006
	Cr-Mo-Zr		.50/.90	.70/1.1				.80/1.0	-	-	-	-	.20/.80	.08/.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 Ver-

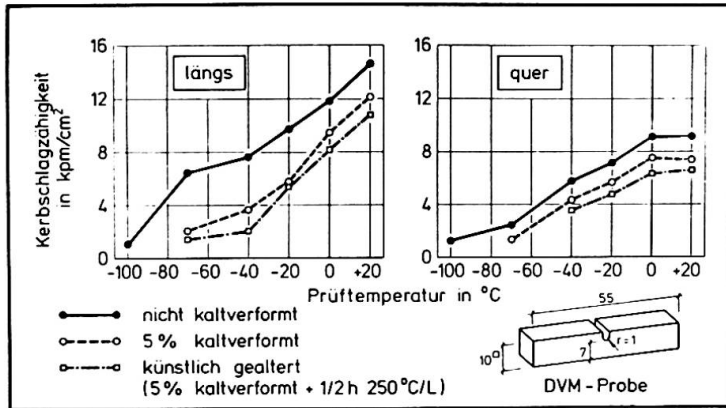


Bild 6: Kerbschlagzähigkeit der ferrit/perlit-Stähle (St E 47)

formungsgrad des gesamten Walzprozesses gezielt eingestellt werden. Neben der chemischen Analyse spielt also auch die thermomechanische Behandlung (niedrige Walztemperaturen bei hohem Verformungsgrad im letzten Stich - bei Breitband z. B. 850°C und 30 %) eine entscheidende Rolle /7/.

Diese niedriglegierten Ferrit-Perlitstähle besitzen unter Beachtung bestimmter Verarbeitungsrichtlinien gute Schweiß-

eigenschaften, was durch die gute Kerbschlagzähigkeit auch bei sehr niedrigen Temperaturen bewiesen wird (Bild 6).

Die zweite noch höherfeste Gruppe schweißgeeigneter Baustähle mit durch Wasservergütung erzieltm 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

	%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

in den letzten Jahren für seilverspannte Brücken und Dächer große Bedeutung gewonnen. Eine typische chemische Zusammensetzung zeigt Bild 7.

2 Festigkeitsklassen und Lieferformen hochfester Baustähle

Da man es bei der Baustahlherstellung unter der Voraussetzung der Schweißreignung in der Hand hat, praktisch jede gewünschte Festigkeitsstufe von 200 bis 1000 N/mm² 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/mm² (St 37) und 360 N/mm² (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⁾				Zugfestigkeit für die Dicken in mm ²⁾		Bruchdehnung (L ₀ = 5d ₀) %	Probenform	lage	Kerbschlagzähigkeit ³⁾ bei					Dorndurchmesser beim Falterversuch ⁴⁾ (mm)		
≤12 >12 >16 >35 >50				≤50 >50		-60°C -40°C -20°C 0°C +20°C						längs	quer						
kp/mm ² mind.				kp/mm ²		kp/cm ² mind.													
St E 47	Blech Profil, geschweißl. Hohlprofil (Rohr)	N	47	48	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, geschweißl. 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 $\sigma_s = 360 \text{ N/mm}^2$, 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 $t = 60 \text{ mm}$ begrenzt. Bei den wasservergüteten Stählen der Festigkeitsklasse St E 70 dagegen ist keine wesentliche Festigkeitsverminderung mit zunehmender Dicke festzustellen. Hier erfolgte die Höchstdickenbegrenzung auf $t = 50 \text{ mm}$ zunächst wegen der Sicherung der Durchvergütung. Unter Zugrundelegung einer Sicherheit von $\gamma = 1,7$ für den Lastfall Hauptlasten (H) und $\gamma = 1,5$ 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		St E 70 Lastfall		St E 70 Lastfall	
			H	HZ	H	HZ	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

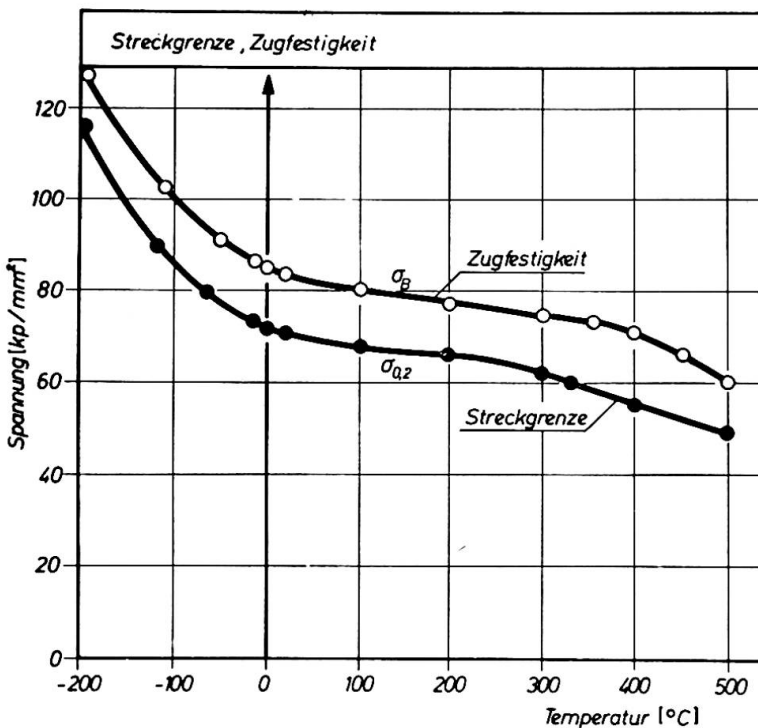


Bild 10: Festigkeit abhängig von der Temperatur (St E 70)

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 $+100^{\circ}\text{C}$ als hinreichend konstant angenommen werden kann.

Hinsichtlich der Zug- und Druckfestigkeit ist noch zu bemerken, daß der Bauschinger-Effekt (Verminderung der Elastizitätsgrenze durch Kaltreckung 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	Stumpfnah K-Naht mit Doppelkehlnaht	Druck und Biegedruck Zug und Biegezug ¹⁾	quer zur Naht- richtung	2800	3100	4100	4600
2	HV-Naht mit Kehlnaht			Zug und Biegezug	2200	2500	2400
3	HV-Stegnaht mit Kehlnaht Kehlnähte	Druck und Biegedruck Zug und Biegezug Vergleichswert ²⁾ Schub		2200	2500	2400	2700
4	alle Nahtarten	Schub in Naht- richtung	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 gegläht, 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 Ausnutzung 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 Gewichtersparnis 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 ($\frac{\text{Streckgrenze}}{\text{Zugfestigkeit}}$)

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.

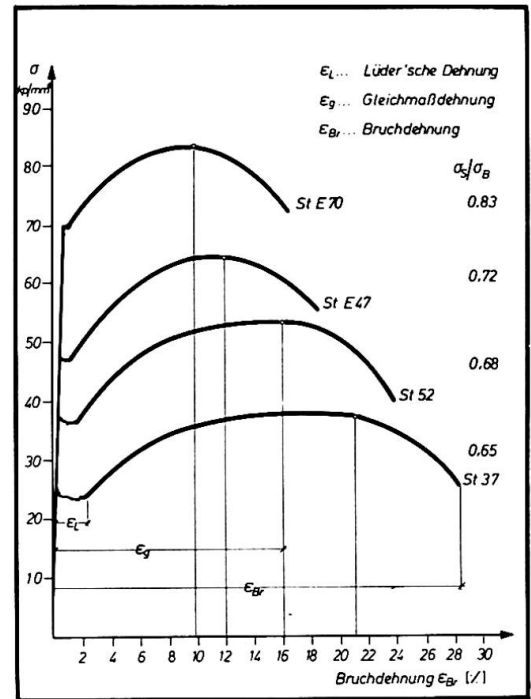
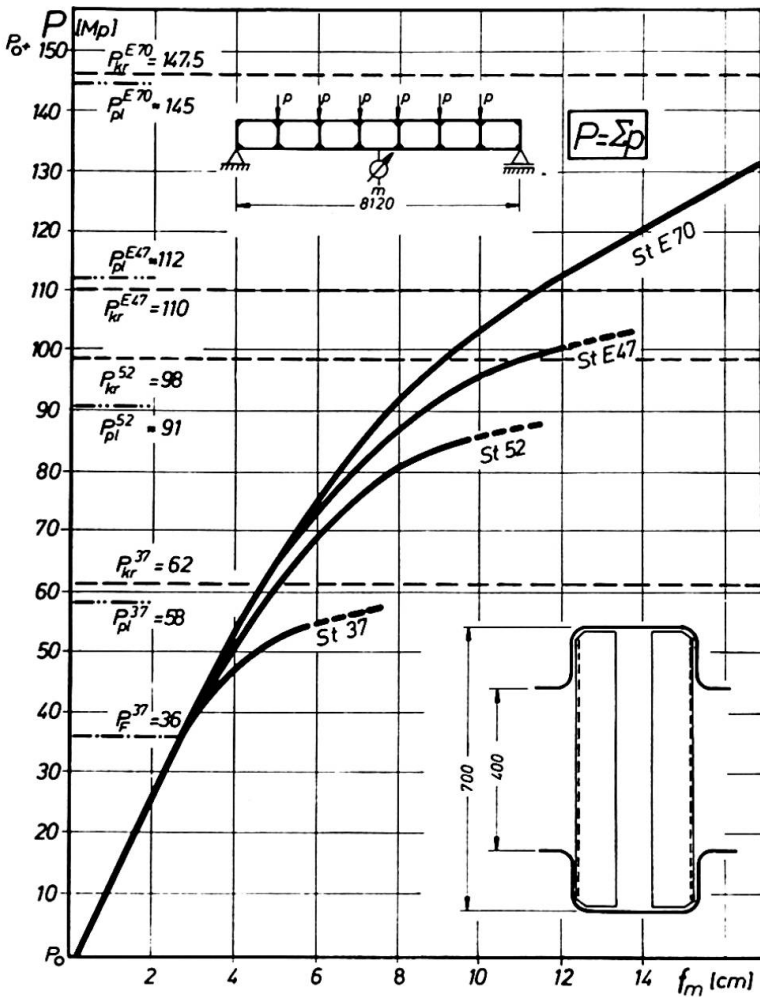


Bild 13: Werkstoffkennlinien von Baustählen verschiedener Festigkeit

Test	alpha	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	2,296	0.98	2,306	0.98

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

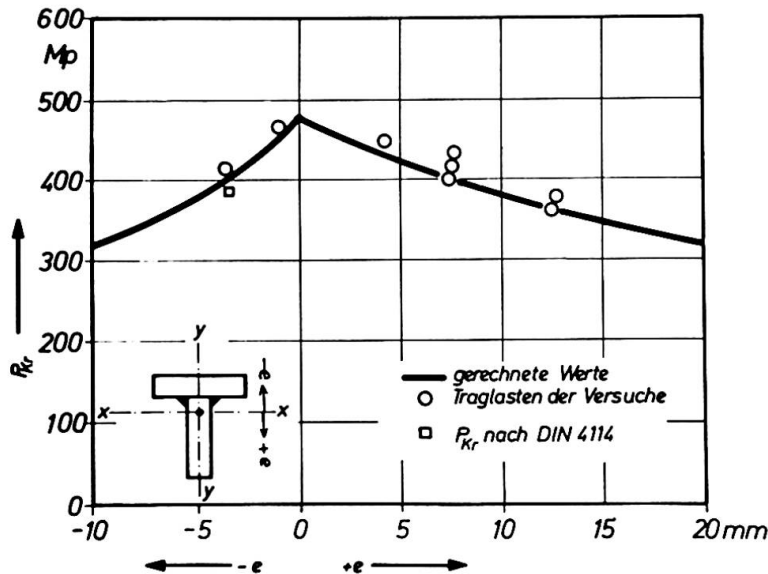


Bild 16: Traglasten für St E 70 in Abhängigkeit der Außermitteigkeit e , nach /17/

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 Außermitteigkeiten für St E 70. Ferner wurde gezeigt, daß die nach der deutschen Stabilitätsvorschrift DIN 4114 gewählte ungewollte Außermitteigkeit

$$u = \frac{i}{20} + \frac{l}{500}$$

(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-Stauchungs-
verhaltens wohl zulässig ist,
dann lassen sich die kritischen
Knickspannungslinien für die
beiden hochfesten Stähle theo-
retisch ableiten (Bild 17).

Wenn nach Ausarbeitung
der Europäischen Stabilitäts-
vorschriften in Zukunft für
Knickstäbe die geometrische
Imperfektion kleiner, näm-
lich $u = \frac{l}{1000}$ (für den beid-
seitig gelenkig gelagerten Ein-
feldstab der Länge l) gewählt
wird (wobei man dann jedoch
den Einfluß von Eigenspan-
nungen gesondert berücksich-
tigt), und wenn außerdem die
Querschnittsabhängigkeit durch
mehrere profilabhängige

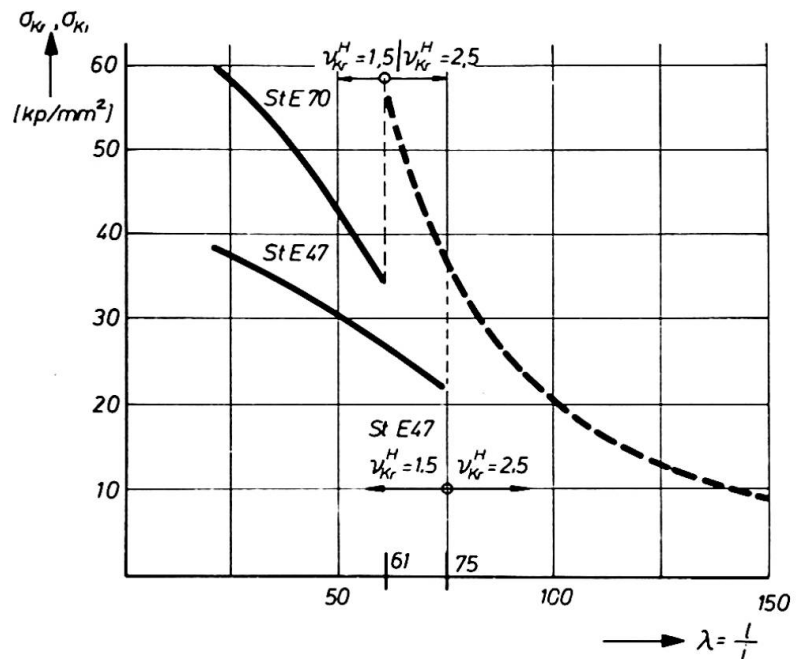


Bild 17: Knickspannungen σ_{Kr} (Traglast) für hochfeste Baustähle, nach /8/ u. DIN 4114

so ändert dies nichts am Grund-
sätzlichen 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 experi-
mentell überprüft wurden, und einzelnen Versuchsergebnissen mit Prüfstäben
aus höherfesten Stählen zeigen die Bilder 18 und 19.

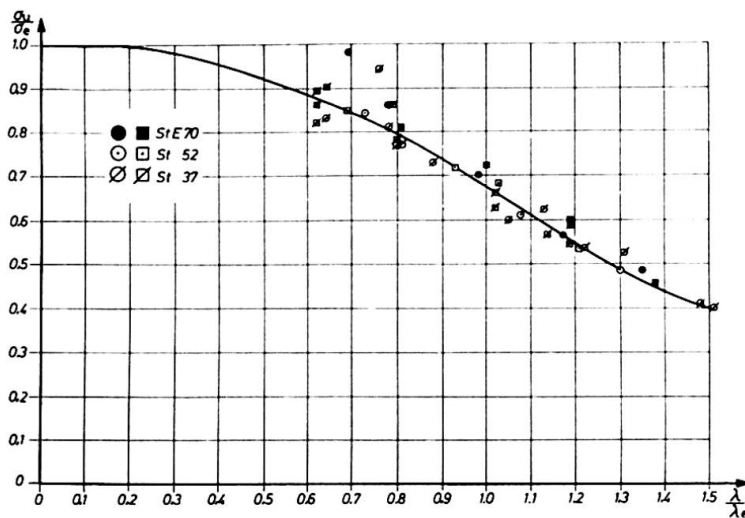


Bild 18: Vergleich der Europäischen Knickspannungslinie mit Versuchswerten (O u. □ -Querschnitte), nach /19/

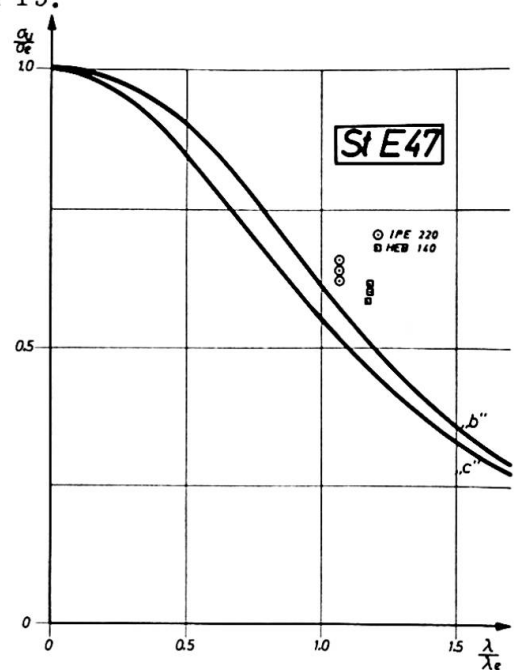


Bild 19: Vergleich d. Europäischen Knickspannungslinien für IPE- (Kurve "c") u. HEB-Profile (Kurve "b") mit Versuchswerten (Stahl St E 47), nach /20/

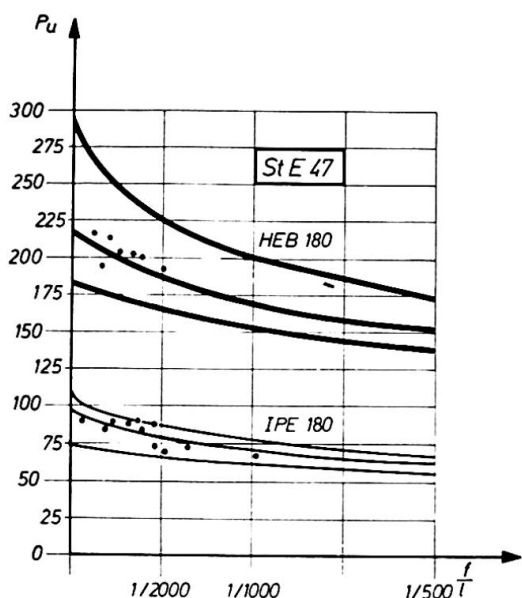


Bild 20: Einfluß der Größe von Imperfektionen (Stabkrümmung f/l u. Eigenspannungen) auf die Knickspannungen u. Vergleich mit Versuchswerten (Stahl St E 43), nach /21/

Die gute Erfassung geometrischer (Stabkrümmung f/l) 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

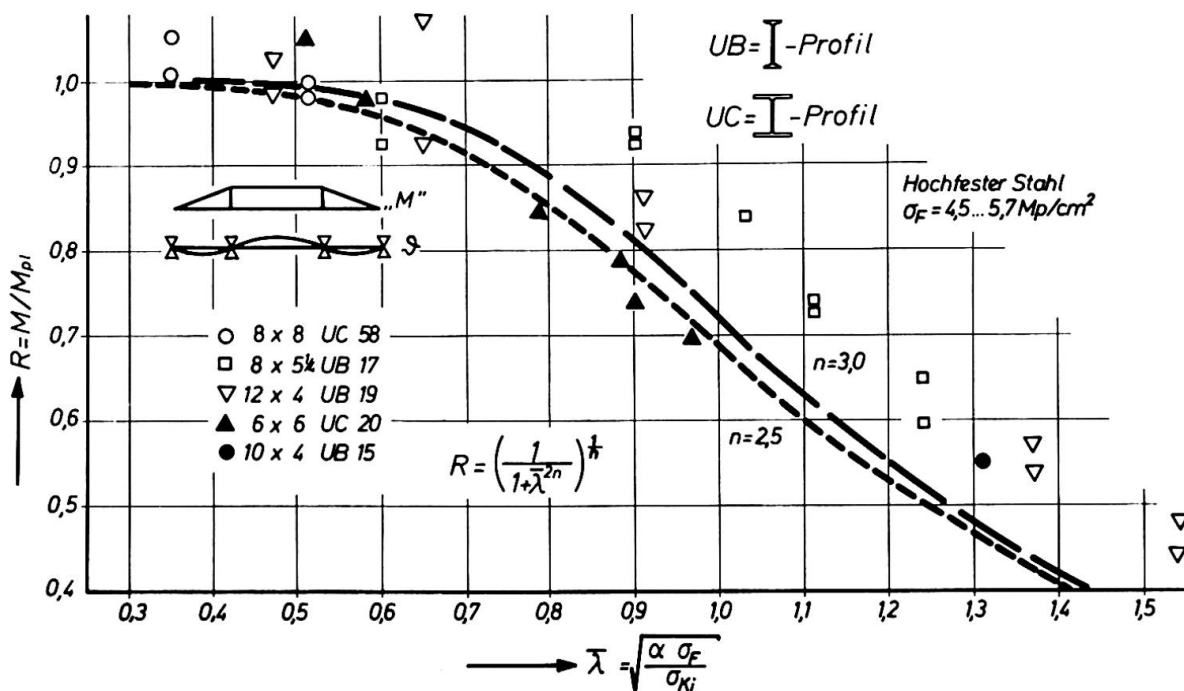


Bild 21: Vergleich zwischen der Näherungsformel für Biegedrillknicken (Empfehlungen der EKS) und den Versuchen, nach /22/

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 hilfswieser Heranziehung der Engeßer'schen Knickspannungen /8/.

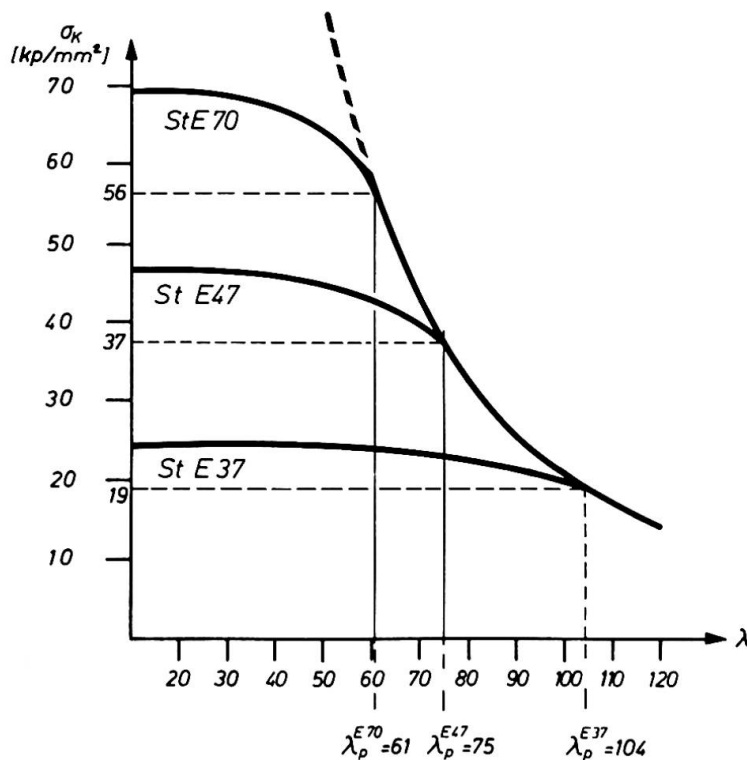


Bild 22: Abgeminderte Beulspannungen im plastischen Bereich für hochfeste Baustähle, nach /8/

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

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

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 Dauerfestigkeit ($N = 2 \cdot 10^6$ Lastspiele) unarbeiteter Stumpfnah- und Kehlnahtschweißverbindungen aus St E 70 und deren Verbesserung durch besondere Oberflächenbearbeitung /26/.

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

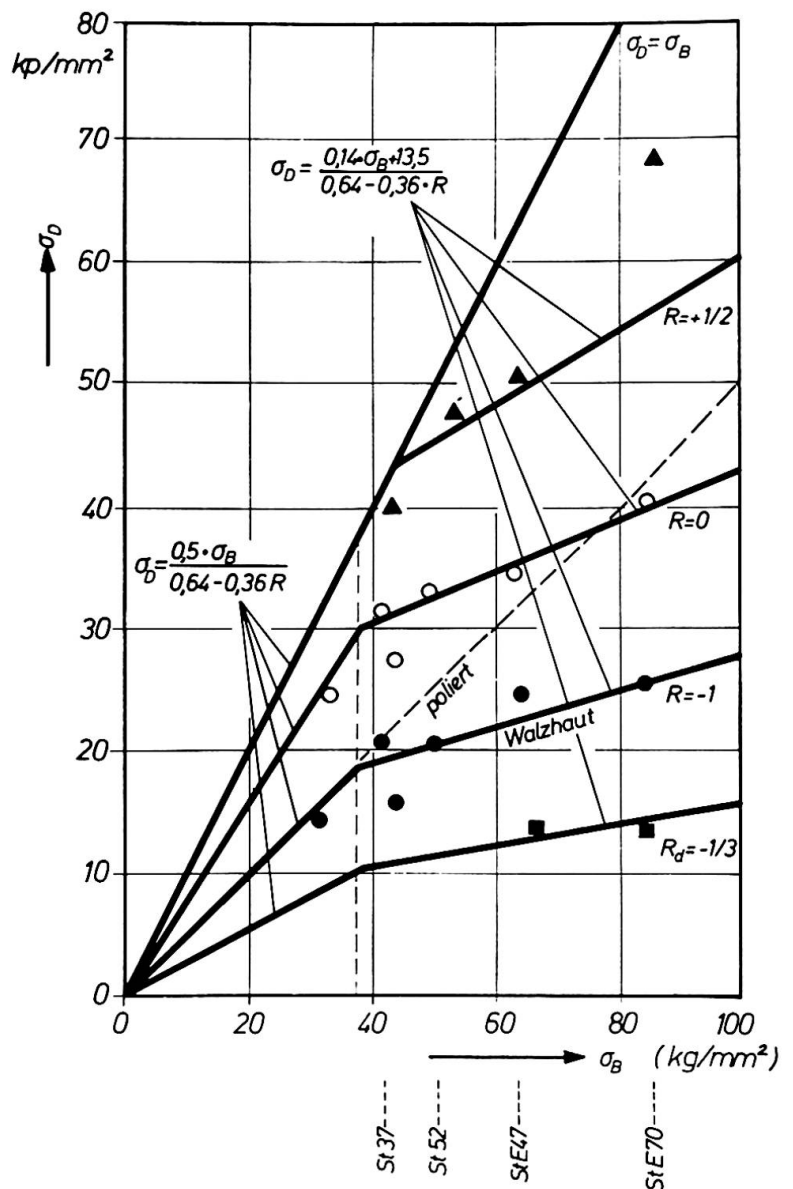


Bild 23: Dauerschwingfestigkeit σ_D (poliert und Walzhaut) abhängig von statischer Zugfestigkeit σ_B und Spannungsverhältnis R , nach /24/

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

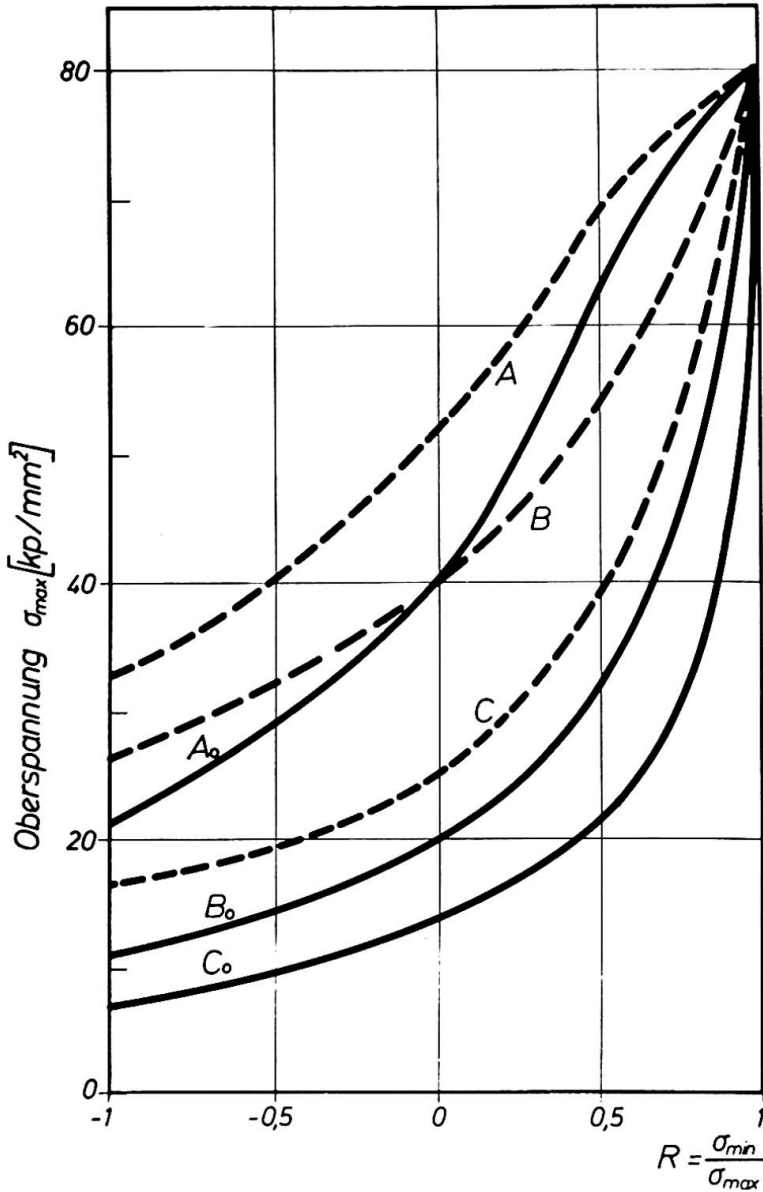


Bild 24:

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

- A₀ Grundwerkstoff, Walzhaut
- A Grundwerkstoff, feingeschliffen
- B₀ Schweißverbindung (V-Naht), unbearbeitet
- B Schweißverbindung (V-Naht), blecheben bearbeitet
- C₀ beidseitig angeschweißte Quersteifen, Doppelkehlnaht, unbearbeitet
- C beidseitig angeschweißte Quersteifen, Doppelkehlnaht, bearbeitet

$\kappa =$	Dauerfestigkeit $\sigma_D, N=2 \cdot 10^6$				Zeitfestigkeit $\sigma_Z, N=10^5$				Zugfestigkeit
	-1/3	-1	0	+1/2	-1/3	-1	0	+1/2	
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 Baustahlfestigkeitsarten, 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).

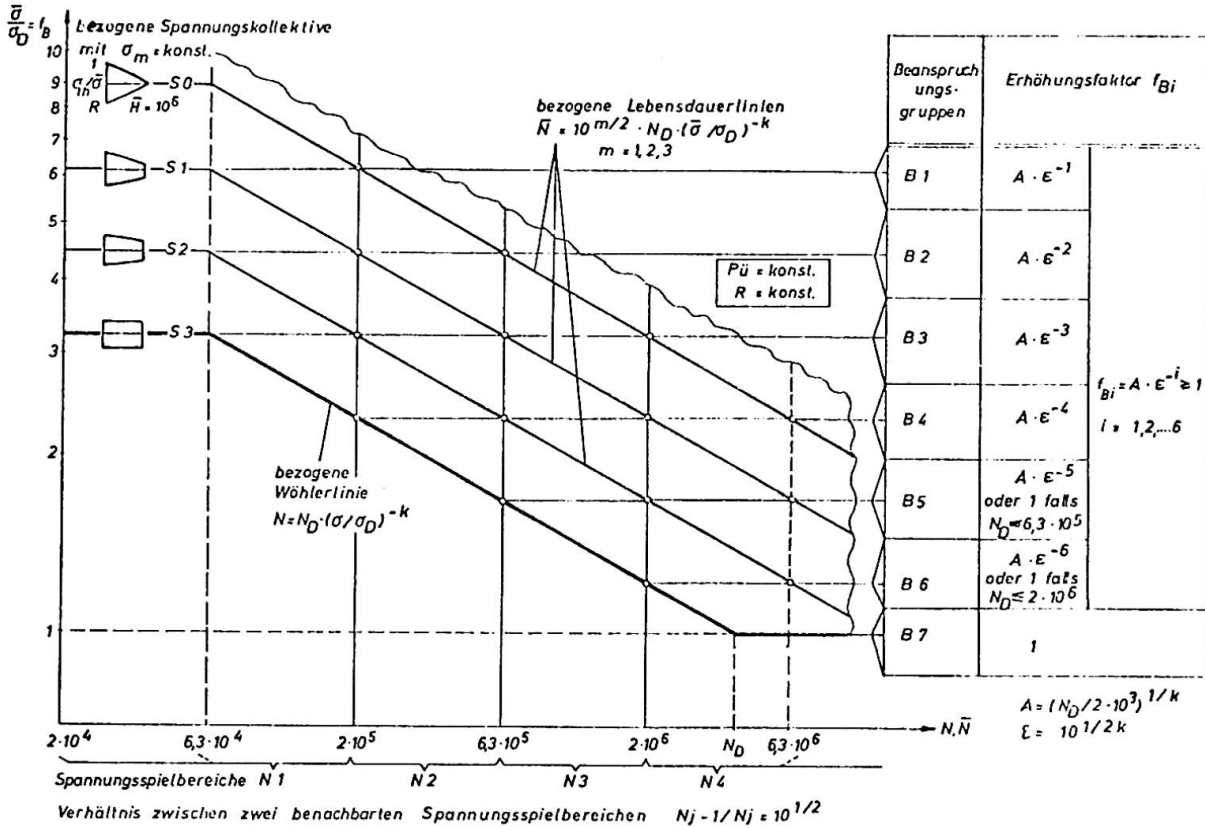


Bild 26: Betriebsfestigkeit nach Beanspruchungsgruppen B 1 bis B 7 abhängig von Spannungsspielbereichen R und Spannungskollektiven S (St E 70), nach /48/

Die Bauteile und Verbindungen sind in Kerbgruppen eingeteilt, für die in Abhängigkeit von der Stahlorte jeweils einheitliche Grenzlastspielzahlen N_D , Wöhlerlinienneigungen k und vom Spannungsverhältnis $R = \min \sigma / \max \sigma$ abhängige vorläufige Oberspannungsdauerfestigkeiten σ_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-Erhöpfungsfaktoren $f_B = \sigma / \sigma_D = \text{zul } \sigma / \text{zul } \sigma_D$, 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 σ_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 σ , die von den niedrigfesten Stählen wegen der oberen, durch die statische Belastung gegebenen und sich an der Streckgrenze orientierenden Grenzspannung σ_{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 ($p = 2 \text{ kN/m}^2$ bis 15 kN/m^2) und der Spannweiten ($l = 4,8 \text{ m}$ bis 12 m) unter Beachtung der für die Gebrauchseignung zweckmäßigen Durchbiegungsbegrenzung ($f = \frac{l}{300}$ bis $\frac{l}{500}$) 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 Profilblechverbunddecken 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 Verbunddecken, 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 Kesselgerüsts aus hochfestem Stahl St E 47, für die die niedrigerfesten Baustähle wegen ihrer geringeren zulässigen Spannungen nicht mehr ausgereicht hätten.

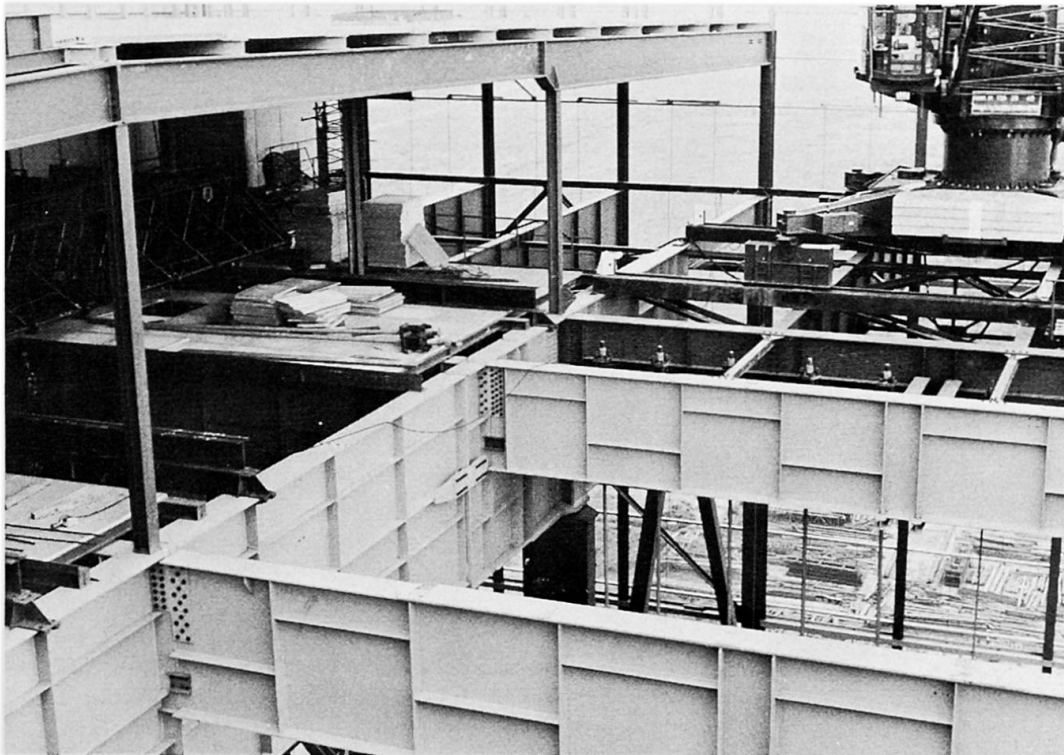


Bild 27: Unterzüge und Deckenträger eines Kraftwerk-Kesselgerüsts aus St E 47

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.

Für Geschoßbauten gibt es bestimmte Bereiche häufig wiederkehrender Anforderungen aus

- Raster
- Spannweiten
- Belastungen
- Installationen
- Brandschutz
- Bauphysik 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-

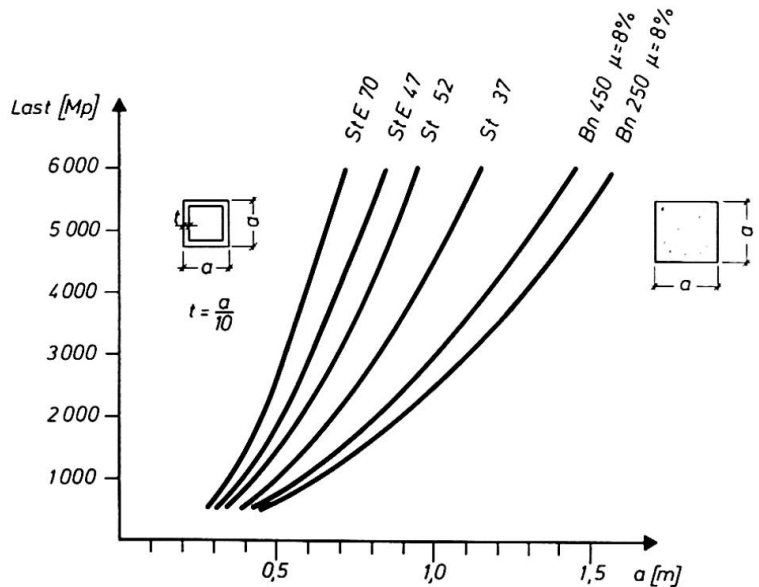
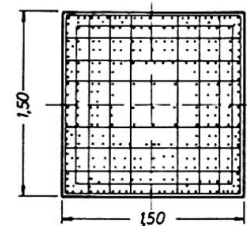


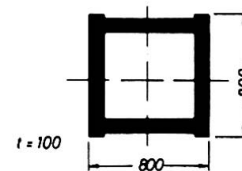
Bild 28: Stützenmaße abhängig von der Last bei verschiedenen Werkstoffen nach /28/

Stahlbetonstütze Bn 450
294 # 28
8% Fe



$Q_{zul} \approx 6700 \text{ Mp}$

Stahlstütze St E 47 $\sigma_{zul} = 2800 \text{ kp/mm}^2$



$Q_{zul} \approx 6720 \text{ Mp}$

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

mierung dient der Entwicklung von Konstruktionssystemen /29/.

$P_{zul} \hat{=}$	Stahlgüte			F	Nr.
	St 37	St 52	St 43		
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	⑬



HE - Sonderprofile

$h = 403 - 405 \text{ mm}$
 $b = 3015 - 336$

Bild 30: Stützensystem aus Breitflanschprofilen verschiedener Stahlfestigkeitsklassen

Für Hochhäuser bis etwa 20 Geschosse besteht eine gute Möglichkeit zur Entwicklung eines Stützensystems aus Breitflanschprofilen, die gegenüber Kastenquerschnitten keine Schweißarbeiten zur Profilerstellung 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/m² und einer Verkehrslast von ebenfalls 5 kN/m² eine Stützenlast je Geschöß von ca. 500 kN. Bei 20 Geschossen erhält dann die unterste Stütze eine Last von 10 MN. Wählt man den Bereich der Profilhöhe $h = \text{ca. } 403 - 405 \text{ mm}$ und der Flanschbreite $b = \text{ca. } 300 - 340 \text{ mm}$ 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 Befestigungs- und Brandschutzummantelung ausgeglichen werden.

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,

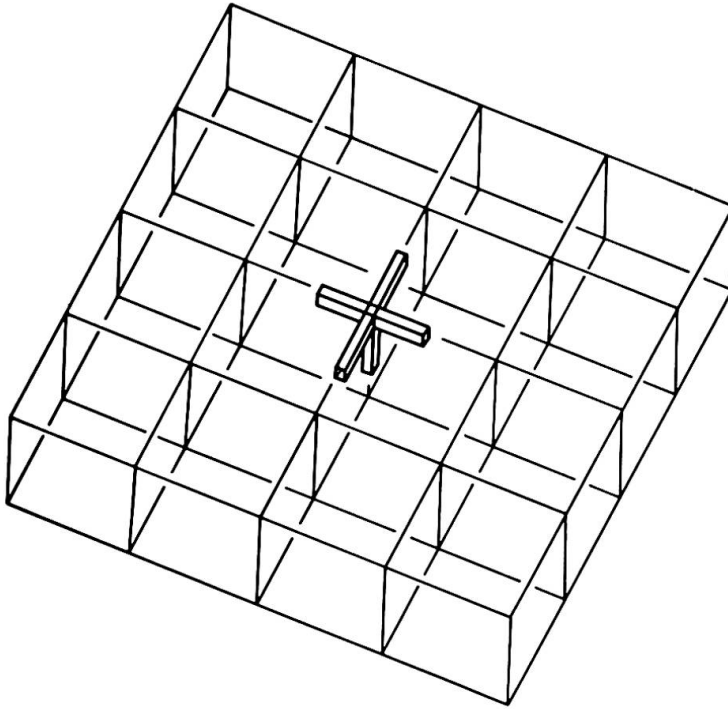
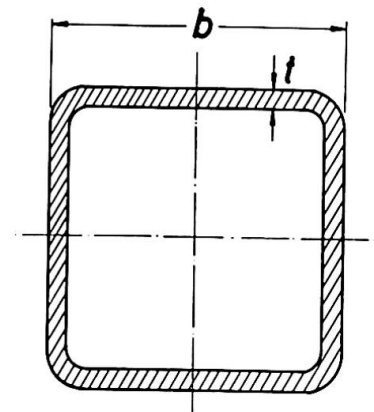


Bild 31: Raumrostwerk

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 Querkkräfte, Biege- und Torsionsmomente übertragen können. Eine solche hochgradig statisch unbestimmte Konstruktion besitzt große Plastizitätsreserven, die bei einer "plastischen" Bemessung nach dem Traglastverfahren ausgenutzt 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

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 ausgeglichene Umrißgeometrie der Einzelstäbe zu erreichen.

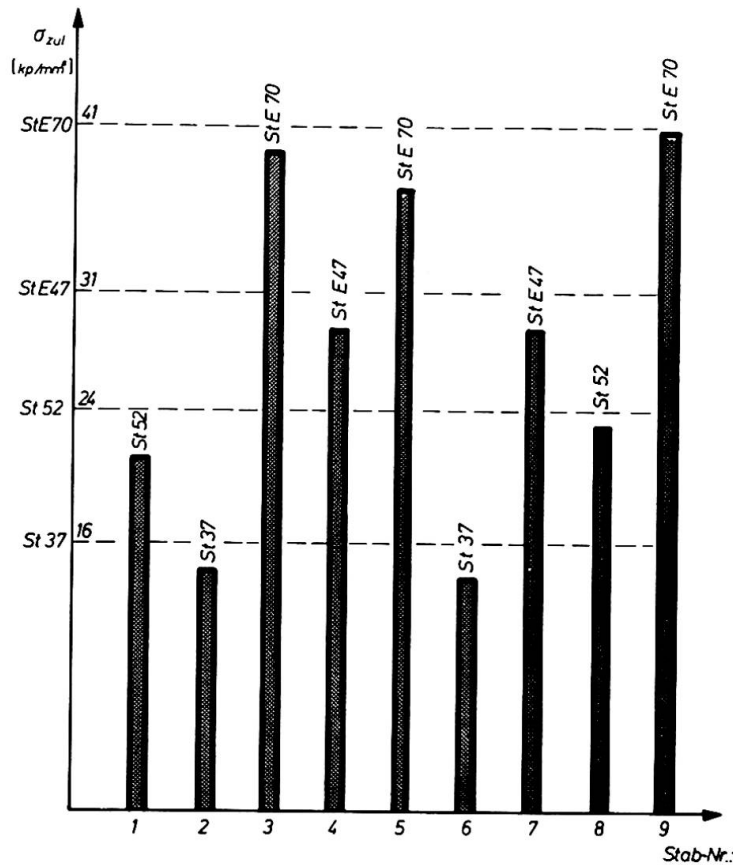


Bild 33: Geometrisch ähnliche Bemessung durch Variation der Festigkeit

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/mm² 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 Zugband), 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/mm² 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 Gewichtersparnis, 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

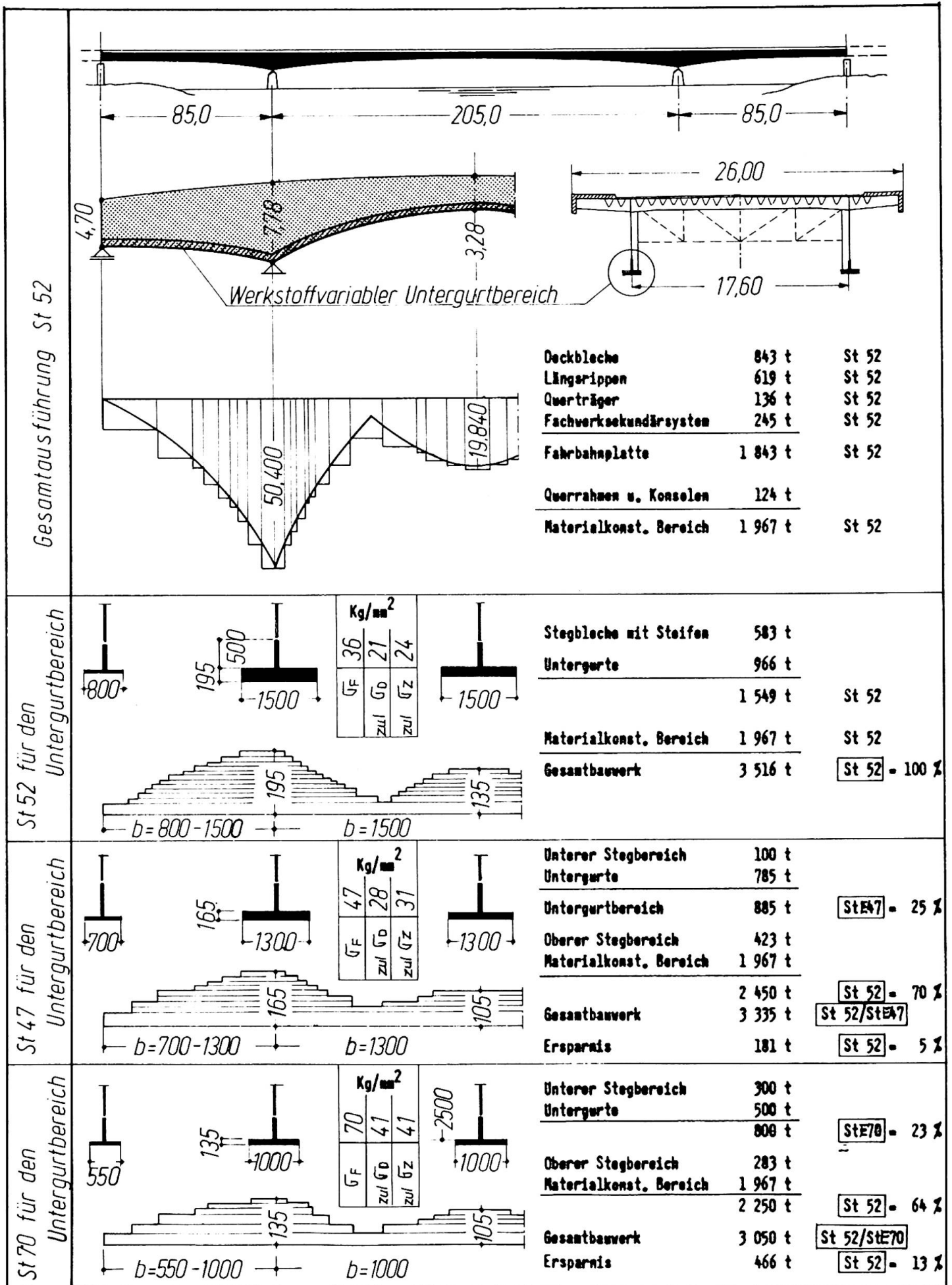


Bild 34: Vergleichende Untersuchung über die Anwendung hochfester Baustähle am Beispiel der Rheinbrücke Wiesbaden-Schierstein

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 dickflanschartigen Untergurte höherer Festigkeit eine bessere Ausnutzung 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,

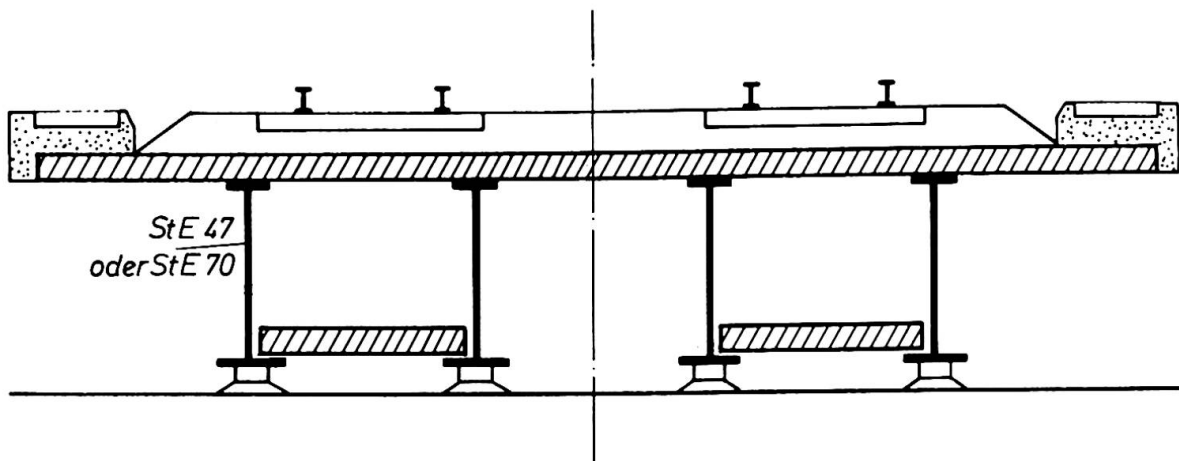


Bild 36: Vorgespannte Kastenträgerbrücke aus hochfestem Stahl für Eisenbahn-Schnellverkehr mit Ober- und Untergurtverbund, nach /36/

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 ($\text{Durchbiegung} = l/2000$), 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

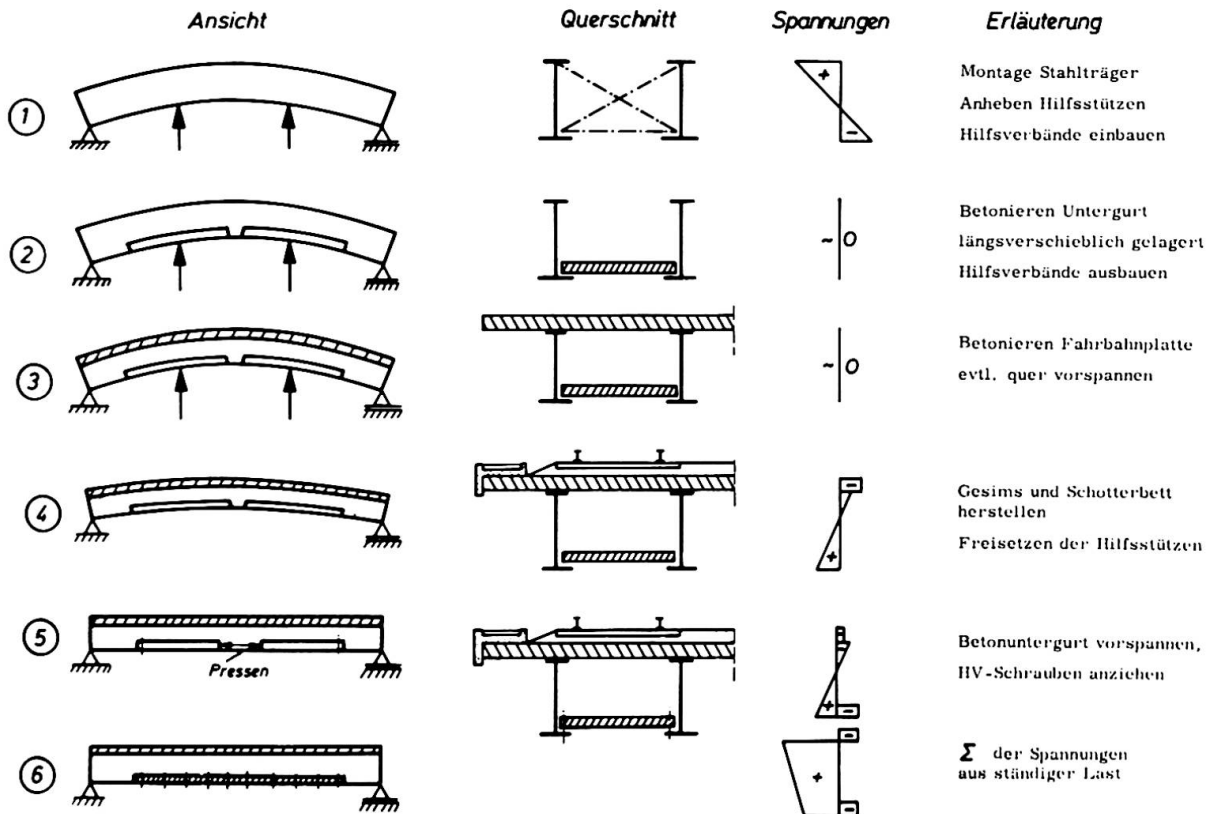


Bild 37: Montagevorgänge und Spannungszustände zu Bild 36

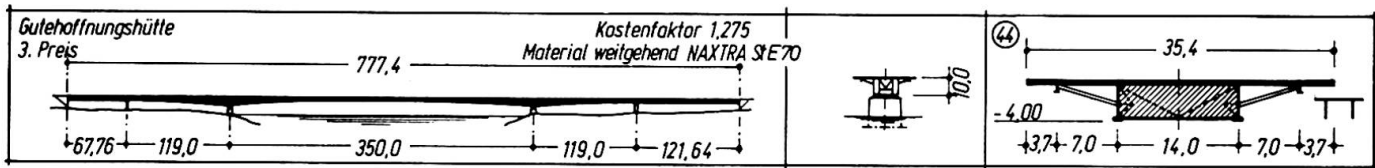


Bild 38: Entwurf einer Balkenbrücke über den Rhein bei Duisburg

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 (Niteroi-Brücke 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 Schweißignung, 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 Ausnutzung der hohen Stahlfestigkeit nicht möglich. Man unterscheidet im Hänge- und Schrägseilbrückenbau drei Seilarten:

Beispiele:

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

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 hauptsächlichsten 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 Gewichtersparnis von ca. 16 % zugunsten des allerdings dort auf der Baustelle hergestellten Paralleldrahtbündels abschließt.

Vor allem für größere Spannweiten im Schrägseilbrückenbau ($l = 400$ 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/.

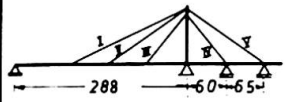
				Paralleldrahtseile						Patentverschlossene Seile						Vergleich			
				St 140/160						St 150									
				$E = 2,05 \cdot 10^7 \text{ Np/a}^2$ zul $\sigma = 0,45 \cdot 160 = 72 \text{ Kp/mm}^2$ zul $\Delta \sigma = 20 \text{ Kp/mm}^2$						$E = E_p = 1,65 \cdot 10^7 \text{ Np/a}^2$ zul $\sigma = 0,42 \cdot 150 = 63 \text{ Kp/mm}^2$ zul $\Delta \sigma = 15 \text{ Kp/mm}^2$									
Seilgruppe	Länge a	max S^H Np	max ΔS (40% Verkchr) Np	Dimensio- nierung	F cm ²	max G^H Kp/mm ²	max ΔG Kp/mm ²	E.F. $\cdot 10^{-3}$ Np	g t/a	G t	Dimensio- nierung	F cm ²	max G^H Kp/mm ²	max ΔG Kp/mm ²	E.F. $\cdot 10^{-3}$ Np	g t/a	G t	$\frac{\Delta f}{f}$ %	$\frac{\Delta G}{G}$ %
I	212	9.849	1.360	12 z	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	1,0
II	143	5.696	1.535	8 z	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	2,1
III	91	2.378	619	4 z	454	52,4	13,6	931	0.357	33	6 # 100	410	58,0	15,1	677	0.348	32	27,3	0
IV	51	2.773	634	4 z	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 z	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	5,3
Bemessung nach günstigster Annahme: zul $\sigma = 0,45 \beta_H = 72 \text{ Kp/mm}^2$ Bemessung nach DIN 1073 Entw. 1969: zul $\sigma = 0,42 \beta_H = 67 \text{ Kp/mm}^2$ Bemessung für Verwerfungs : zul $\Delta \sigma = 15 \text{ Kp/mm}^2$										652								775	
Bei voller Ausnutzung von zul σ haben beide Seilarten etwa die gleiche Steifigkeit $\frac{f^p}{zul \sigma^p} = \frac{S}{zul \sigma^p} ; f = \frac{S}{zul \sigma} ; \frac{f^p}{zul \sigma^p} = \frac{zul \sigma}{zul \sigma^p}$ $\frac{f^p}{E \cdot F} = \frac{F \cdot zul \sigma}{E \cdot zul \sigma^p} = \frac{2,05 \cdot 63}{1,65 \cdot 72} = 1,007 \approx 1,0$										652		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 %						775	

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

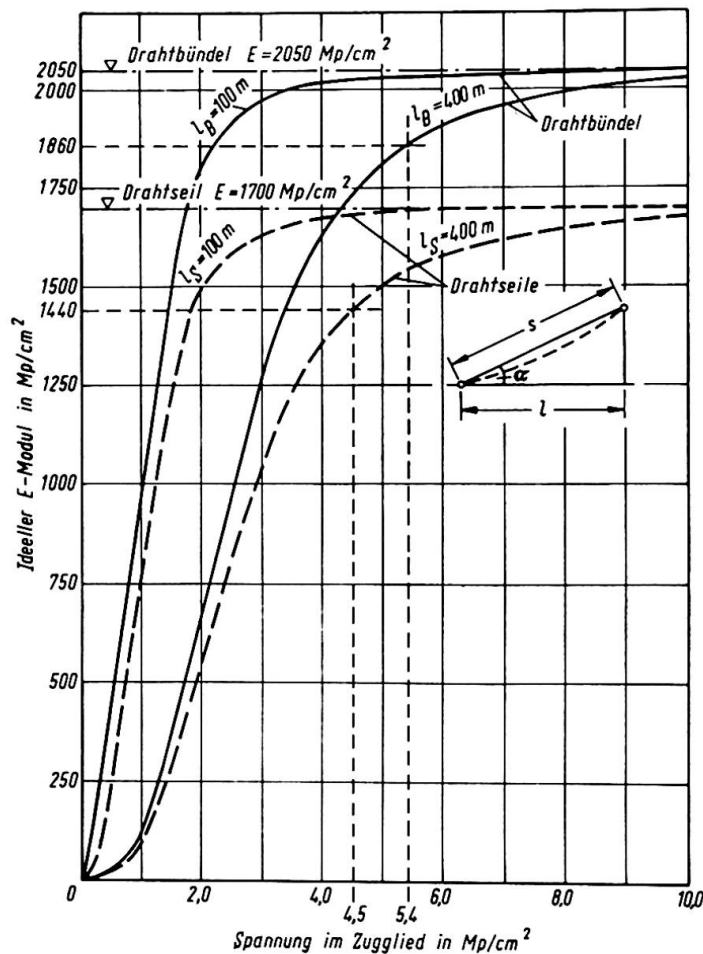
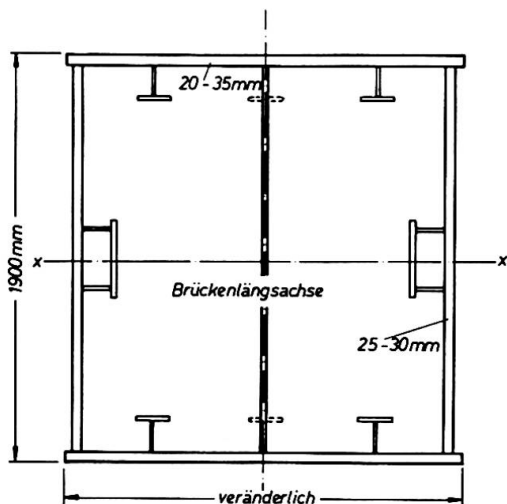


Bild 40: Ideeller E-Modul infolge Seildurchhang bei Paralleldraht- und verschlossenen Seilen, nach/40/

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 Wand-



dicke führte und sich somit besonders schweißtechnisch für die Stützenstöße günstig auswirkte. Die zulässige Druckspannung wurde hier mit $\text{zul}\sigma = 41 \text{ kN/cm}^2$ festgelegt. Die Gewichtersparnis betrug gegenüber Stahl St 52 ca. 41 %, wovon 34 % aus der höheren Stauchgrenze ($\sigma_F = 70 \text{ kN/cm}^2$ 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 (Patina-stahl 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 Atmosphärien 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 200μ beträgt (Bild 42). Zur Erhaltung der Schweißbarkeit 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-

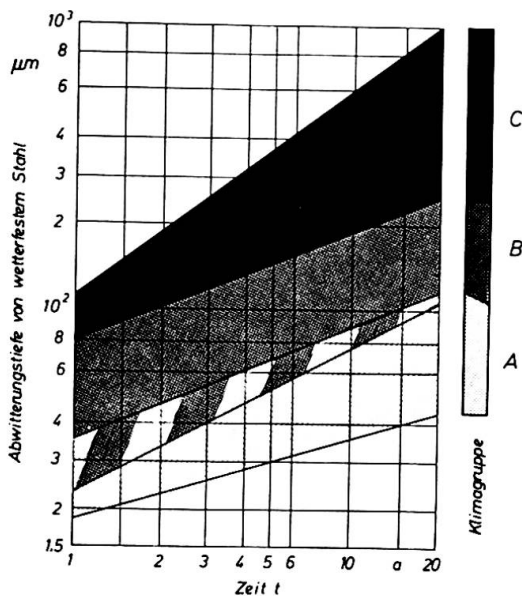


Bild 42: Zeitliche Abwitterungstiefe wetterfester Stähle in verschiedenen Klimazonen, nach /44/

chemische Zusammensetzung									
Stahlmarke	C %	Si %	Mn %	P %	S %	Cr %	Cu %	Ni %	V %
WT St 52-3A	0,12	0,30 0,75	0,20 0,50	0,070 0,150	≅0,035	0,50 1,25	0,30 0,55	0,65	-
WT St 52-3B	0,15	0,10 0,40	0,90 1,30	≅0,045	≅0,035	0,50 0,80	0,30 0,50	0,40	0,02 0,10
WT RSt 37-2	0,15	0,10 0,40	0,20 0,50	≅0,050	≅0,035	0,50 0,80	0,30 0,50	0,40	-
mechanische Eigenschaften									
Stahlmarke	Blechedicke mm	Streckgrenze kp/mm ²	Zugfestigkeit kp/mm ²	Bruchdehnung %	Kerbschlagzähigkeit (ISO-V-Probe, längs)				
WT St 52-3A	bis 12	≅36	52 ÷ 62	≅22	-20 °C	+10 °C			
WT St 52-3B	bis 100	≅36	52 ÷ 62	≅22	mkp/cm ²	mkp/cm ²			
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 Mangengehalt.

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:

- Die Deckschicht bildet sich nicht:
 - in Meeresnähe
 - bei ständiger Wasserbenetzung
 - in chemikalienhaltiger Luft (z. B. Chloride)
- direkte Verbindung mit anderen Metallen vermeiden wegen elektronischer Lokalelementbildung
- 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. 200μ 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 Schweißbedingungen", -Coll. of papers int. Symp. weldability of heighthened and high strengh metals, 1974, Zagreb, S. 27 - 35

- /5/ Hornbogen, E. : "Hochfeste Werkstoffe", - Verlag Stahleisen Düsseldorf 1974
- /6/ Kelly, A. , Nicholson, R. B. : "Strengthening methods in crystals", Appl. Science publ. London 1971
- /7/ Kaup, K. , Zimnik, W. : "Perlitarme und perlitfreie Baustähle", Berichte über Werkstofffragen, 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 Plate Girdes", - 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 continuous 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 column 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 élastique effectués"
Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques -
Université de Liège (1968)
- /20/ "Flambement de profils en double TE en acier HST en 50"
Centre de recherches scientifiques et techniques de l'industrie des fabrications métalliques -
Université de Liège (1973)

- /21/ "Essais de flambement sur profiles en double T en acier
PROTENAX"
Centre de recherches scientifiques 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 hoch-
festen wasservergüteten Chrom-Molybdän-Zirkonium Feinkorn-
baustahls 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 ge-
schweißter 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 Groß-
brückenbau 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 Hängebrücken-
pylone bei Beanspruchung in Brückenlängsrichtung"
- /44/ Tschemmerneegg, F.: "Zur Berechnung der Pylonen der Rhein-
brücke 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, Ver-
arbeitung 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 Rißfort-
schreitungsverhalten 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 Bau-
technik 46 (1969) S. 263 - 268
- /50/ Leonhardt, 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 Ingenieur-entwurf. 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.

Vc

Problèmes de fabrication et de montage

Herstellungs- und Montageprobleme

Fabrication and Erection Problems

*Le rapport introductif n'est pas parvenu à temps pour l'impression.
Des contributions sont cependant bienvenues pour le Rapport Préliminaire.*

*Der Einführungsbericht hat uns nicht rechtzeitig erreicht und konnte deshalb hier
nicht abgedruckt werden.
Beiträge für den Vorbericht sind jedoch willkommen.*

*The Introductory Report has not reached us on time for being printed.
Contributions for the Preliminary Report however are welcome.*

Leere Seite
Blank page
Page vide