

**Zeitschrift:** Schweizer Ingenieur und Architekt  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 103 (1985)  
**Heft:** 5

**Artikel:** Traglast verschieblicher Stockwerkrahmen: anschauliche Näherungen  
**Autor:** Herzog, Max  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-75717>

#### Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

#### Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

#### Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

**Download PDF:** 20.01.2026

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

# Traglast verschieblicher Stockwerkrahmen

## Anschauliche Näherungen

Von M. Herzog, Aarau

An Hand eines extrem weichen, verschieblichen Stockwerkrahmens unter vertikalen und horizontalen Lasten werden vier verschiedene, anschauliche Näherungen zur Voraussage der Traglast vorgestellt und mit den Ergebnissen von zwei genauen Verfahren verglichen. Alle Näherungsverfahren liefern Ergebnisse auf der sicheren Seite. Der eingeschossige Ersatzrahmen gestattet auch eine Aussage über die Verformung unter der Traglast.

For an extremely deformable multistory sway-frame under vertical and horizontal loads four different practical approximations for the prediction of ultimate loads are presented and compared with the results of two exact methods. All approximate methods render results on the safe side. The substitute single-story frame permits also a prediction of the sway under ultimate loads.

Entgegen weitverbreiteter Ansicht lässt sich die Traglast verschieblicher Stockwerkrahmen nicht nur mit Hilfe der EDV, sondern auch mit anschaulichen Näherungen ermitteln. An Hand eines extremen Zahlenbeispiels werden im folgenden sechs verschiedene Berechnungsverfahren – zwei genaue und vier Näherungen – verglichen.

### Viergeschossiger Einfeldrahmen

Für den Vergleich der sechs verschiedenen Verfahren wird der sehr weiche Rahmen Nr. 4–1 (Bild 1) von Korn und Galambos [1] verwendet, den ebenfalls Henning [2] benutzt hat, um einen grossen Einfluss der Verformungen auf die Traglast zu erreichen. Riegel und Stiele bestehen aus dem amerikanischen Profil W8×40 (ähnlich HEB 200) der Stahlgute A36 nach ASTM (etwa ST 37 nach DIN 17100) mit den folgenden Festigkeiten und Querschnittswerten:

$$\begin{aligned} E &= 21100 \text{ kN/cm}^2 & \beta_s &= 25,3 \text{ kN/cm}^2 \\ I &= 5990 \text{ cm}^4 & A &= 75,8 \text{ cm}^2 \\ M_{pl} &= 221,2 \text{ kNm} & N_{pl} &= 1919 \text{ kN} \end{aligned}$$

Der Einfluss der Normalkraft auf die Momentenkapazität wird für den doppeltsymmetrischen Querschnitt mit der Interaktionsbeziehung

$$(1) \quad \frac{M_{pl,N}}{M_{pl}} = 1,10 \cdot \left(1 - \frac{N}{N_{pl}}\right) \leq 1$$

(für amerikanische Profile lautet der Zahlenwert 1,18 statt 1,10) berücksichtigt. Sie gilt allerdings nur im Bereich  $Q/Q_{pl}$  kleiner ein Drittel, der aber normalerweise nicht überschritten wird.

### Elastisch-plastische Rechnung

#### II. Ordnung

Korn und Galambos haben die Traglast des Stockwerkrahmens (Bild 1) bereits vor 16 Jahren mit Hilfe des elastisch-plastischen Drehwinkelverfahrens II. Ordnung in [1] berechnet und für die Riegelbelastung in Form von drei Einzellasten die Traglast  $P_u = 57,1 \text{ kN}$  und die Kopfauslenkung  $v_u = 85,3 \text{ cm}$  erhalten.

Henning hat die Traglast desselben Stockwerkrahmens vor 10 Jahren in seiner Dissertation [2] mit dem Weggrössenverfahren II. Ordnung unter Verwendung exzentrischer Fliessgelenke ermittelt. Die Traglast und Kopfauslenkung betragen für die beiden Formen der Riegelbelastung:

	$P_u$ kN	$v_u$ cm
gleichmässig verteilte Last	50,0	90,7
drei Einzellasten	51,9	85,7

### Eingeschossiger Ersatzrahmen

Der Verfasser hat erst vor kurzem gezeigt [3], in welch guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen die Traglast sowohl unverschieblicher als auch verschieblicher Stockwerkrahmen an einem eingeschossigen Ersatzrahmen mit Hilfe der Fliessgelenktheorie II. Ordnung berechnet werden kann. Da diese Näherungsberechnung eine Iteration erfordert, kommt der zutreffenden Voraussage der Riegelauslenkung unter der Traglast entscheidende Bedeutung zu. Nach [3] darf der plastische

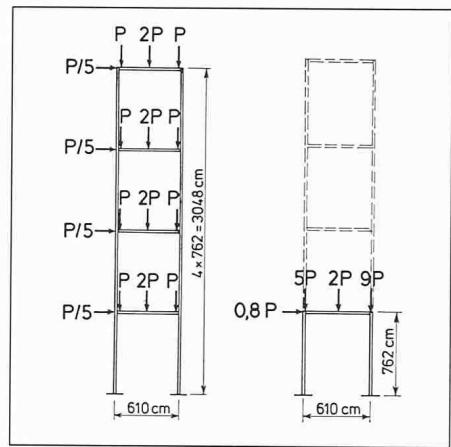


Bild 1 (links). Viergeschossiger Einfeldrahmen mit Lasten und Abmessungen (nach [1])

Bild 2 (rechts). Eingeschossiger Ersatzrahmen

sche Knickwinkel der normalkraftbehafteten Rahmenstiele ( $\varphi = 0,036$  für die Stahlgüten St 37, St 52 und St E 47, sowie  $\varphi = 0,030$  für St E 69) in Analogie zu G1. (1)

$$(2) \quad \frac{\varphi_N}{\varphi} = 1,10 \cdot \left(1 - \frac{N}{N_{pl}}\right) \leq 1$$

gesetzt werden. Mit Hilfe des plastischen Knickwinkels können dann zuerst die Horizontalauslenkungen des Riegels aus der Geschoss Höhe

$$(3) \quad v_u = \varphi_N \cdot h_{red}$$

und anschliessend die Versetzungsmomente der Rahmenstiele

$$(4) \quad \Delta M_{St}^{II} = N \cdot \frac{v_u}{2}$$

berechnet werden. Die Biegemomentenkapazität der Rahmenstiele fällt nach der Theorie II. Ordnung um das Versetzungsmoment kleiner aus als nach der Fliessgelenktheorie I. Ordnung.

$$(5) \quad M_{St}^{II} = M_{pl,N}^I - \Delta M_{St}^{II}$$

Da der viergeschossige Einfeldrahmen des Bildes 1 in allen Stäben den gleichen Querschnitt aufweist und im untersten Geschoss die grössten Stielnormalkräfte auftreten, genügt als Ersatzrahmen das unterste der vier Geschosse (Bild 2). Bei gleichen Riegel- und Stielprofilen vermindert die vorhandene Normalkraft das plastische Biegemoment nach G1. (1) für den Riegel und den linken Stiel nicht ( $M_{pl,N} = M_{pl} = 221,2 \text{ kNm}$ ), aber für den rechten Stiel auf  $M_{pl,N} = 221,2 \cdot 1,18 (1 - 530/1919) = 188,9 \text{ kNm}$ . Der massgebende Fliessgelenkmechanismus ist nicht der reine Stielmechanismus des Bildes 3a, son-

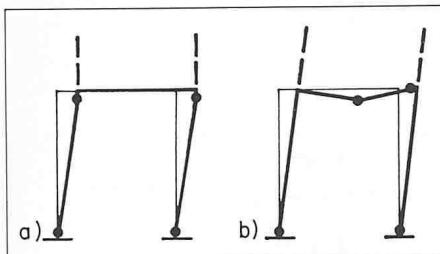


Bild 3. Fließgelenkmechanismen  
a) reiner Stielmechanismus (nicht massgebend)  
b) kombinierter Riegel-Stielmechanismus (massgebend)

dern der kombinierte Riegel-Stielmechanismus des Bildes 3b:

$$(6) \quad M_{St, li}^{II} + M_{St, re}^{II} + 2 M_R = \\ = (0,8 P_u) (2,5 h_{red})$$

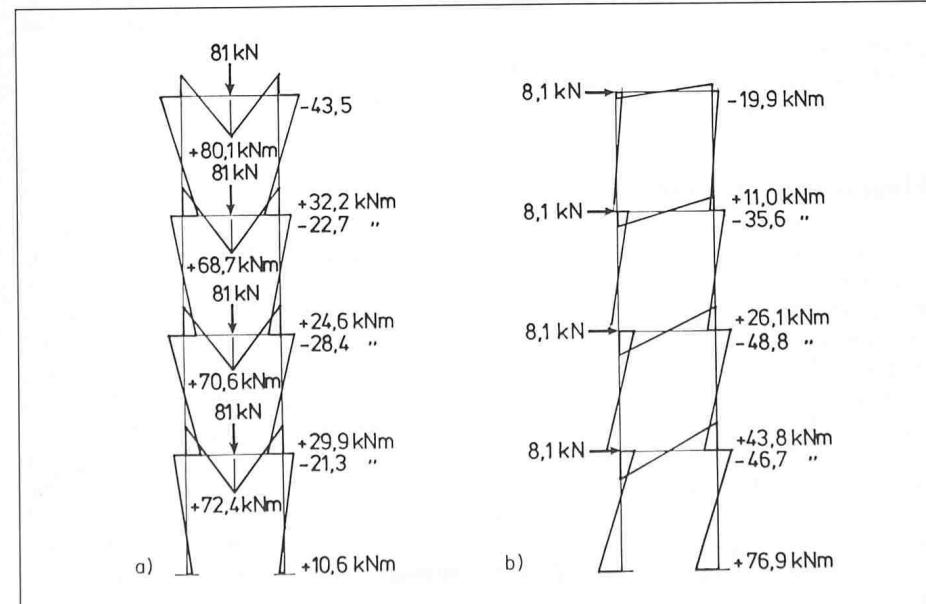
Der Abstand der Fließgelenke am Stielfuß und im Riegel ist um die halbe Fließgelenklänge (ungefähr Profilhöhe) kleiner als die Systemhöhe des Rahmens

$$(7) \quad h_{red} = h - h_p/2 = 762 - 20/2 = 752 \text{ cm}$$

Mit der horizontalen Riegelauslenkung nach G1. (3)  $v_u = 0,854 \cdot 0,036 \cdot 752 = 23,1 \text{ cm}$  erhalten wir die Versetzungsmomente nach G1. (4) für den linken Stiel zu  $\Delta M_{St, li}^{II} = 278 \cdot 0,231/2 = 32,1 \text{ kNm}$  und für den rechten Stiel zu  $\Delta M_{St, re}^{II} = 530 \cdot 0,231/2 = 61,2 \text{ kNm}$ . Die Biegemomentenkapazität der Rahmenstiele vermindert sich nach der angenäherten Theorie II. Ordnung gemäß G1. (5) auf  $M_{St, li}^{II} = 221,2 - 32,1 = 189,1 \text{ kNm}$  und  $M_{St, re}^{II} = 188,9 - 61,2 = 127,7 \text{ kNm}$ . Aus G1. (6) folgt schliesslich die gesuchte Traglast zu

$$(12) \quad P_u = \frac{189,1 + 127,7 + 2 \cdot 221,2}{2 \cdot 7,52} = 50,5 \text{ kN.}$$

Bild 4. Elastische Biegemomente I. Ordnung infolge a) vertikaler Lasten b) horizontaler Lasten



Die Traglast des Ersatzrahmens liegt logischerweise (um 7%) unter dem Mittelwert der Traglasten nach den genauen Berechnungen gemäss obigem Abschnitt *Elastisch-plastische Rechnung II. Ordnung*:  $P_u = 1,283 \cdot 44,5 = 57,1 \text{ kN}$  bzw.  $P_u = 1,281 \cdot 40,5 = 51,9 \text{ kN}$ , weil die horizontale Riegelauslenkung bei der Näherungsberechnung mit  $v_u = 4 \cdot 23,1 = 92,4 \text{ cm}$  (um 8% grösser) ist als nach den genauen Berechnungen ( $v_u = 85,3 \text{ cm}$  bzw.  $85,7 \text{ cm}$ ).

## Schnittkräfte nach Theorie I. Ordnung

Mit der Berechnungsannahme (nach [2])  $P = 40,5 \text{ kN}$  erhalten wir für das massgebende unterste Geschoss die elastischen Biegemomente I. Ordnung des Rahmenstiels nach *Takabeya* [6] aus der Riegelbelastung (Bild 4a) und aus der Horizontallast (Bild 4b) zu

$$- \text{ Stielkopfquerschnitt } M_K = \quad (13)$$

$$= -0,344 \frac{81 \cdot 6,10}{8} - 4,54 \cdot \frac{8,1 \cdot 7,62}{6} = \\ = -21,3 - 46,7 = -68,0 \text{ kNm}$$

$$- \text{ Stielfußquerschnitt } M_F =$$

$$= 0,172 \frac{81 \cdot 6,10}{8} + 7,47 \cdot \frac{8,1 \cdot 7,62}{6} = \\ = 10,6 + 76,9 = 87,5 \text{ kNm}$$

sowie die Stielnormalkräfte unter Berücksichtigung des Moments der Horizontallasten

$$N = -8 \cdot 40,5 \pm \frac{0,8 \cdot 40,5 \cdot 2,5 \cdot 7,62}{6,10} = \\ = -324 \pm 101 = -223 \text{ bzw. } -425 \text{ kN}$$

## Geltende DIN 4114 (1952)

Die auf *Chwalla* [7] zurückgehende, sehr bequeme Näherungsformel

$$(8) \quad \omega \frac{N}{A} + 0,9 \frac{M}{W} \leq \sigma_{zul}$$

auf deren nicht nur formale, sondern auch mechanische Verwandtschaft mit der neuen Bemessung auf Tragfähigkeit erst vor kurzem hingewiesen worden ist [8], gestattet ebenfalls eine erste Aussage über die vorhandene Tragsicherheit, wenn in G1. (8)  $\beta_S$  an Stelle von  $\sigma_{zul}$  gesetzt wird. Für unser Zahlenbeispiel (Bild 1) erhalten wir mit  $\omega = 1,92$  (für  $\lambda = 101,2$ ) aus G1. (8)  $\sigma = -1,92 \cdot 425/75,8 - 0,9 \cdot 8750/572 = -10,8 - 13,8 = -24,6 \text{ kN/cm}^2 < \beta_S = 25,3 \text{ kN/cm}^2$ . Die Sicherheit gegen Erreichen der Streckgrenze  $\nu_S = 25,3/24,6 = 1,03 < 1,28$  fällt selbstverständlich kleiner aus als die Sicherheit gegen Erreichen der Traglast nach den genauen Verfahren des obigen Abschnittes.

## Näherung nach Roik und Kindmann

Als Ersatz für den scheinbaren Spannungsnachweis mit der so überaus bequemen G1.(8) haben *Roik* und *Kindmann* 1981 für den Tragfähigkeitsnachweis am Ersatzstab die Näherung [9]

$$(9) \quad \frac{N}{\kappa \cdot N_{pl}} + \frac{\beta \cdot M}{1,1 \cdot M_{pl}} + \left( \frac{\kappa \cdot \bar{\lambda}}{2} \right)^2 \leq 1$$

vorgeschlagen, die bei Inkaufnahme eines Fehlers von höchstens 4% zu

$$(10) \quad \frac{N}{\kappa \cdot N_{pl}} + \frac{\beta \cdot M}{1,1 \cdot M_{pl}} \leq 0,9$$

(gültig im Bereich  $0,1 < N/\kappa N_{pl} < 0,9$ ) vereinfacht werden kann. Unter Berücksichtigung der geometrischen Ersatzimperfektion in Form einer Stiel-schrägstellung mit  $\varphi_0 = 0,005$  betragen die massgebende Normalkraft  $N_{St} = -425 - (16 \cdot 40,5 \cdot 2,5 \cdot 7,62)/(200 \cdot 6,10) = -435$  kN und das Biegemoment im Fussquerschnitt  $M_F = 87,5 + (435 \cdot 7,62)/(2 \cdot 200) = 95,8$  kNm. Mit  $\kappa_b = 0,530$  für  $\bar{\lambda} = \sqrt{1919/1542} = 1,116$  und  $\beta = 1$  für Querlast liefert die G1. (10) =  $435/(0,53 \cdot 1919) + 95,8/(1,1 \cdot 221,2) = 0,428 + 0,394 = 0,822 < 0,9$ . Die ausgewiesene Tragsicherheit ist mit  $v_u = 0,9/0,822 = 1,095 < 1,28$  um rund 17% kleiner als nach den genauen Verfahren gemäss obigem Abschnitt.

### Näherung von Herzog

Die vor kurzem mitgeteilte Faustformel [10]

$$(11) \frac{N}{N_{pl}} + \frac{\beta \cdot M}{1,1 \cdot M_{pl}} \leq 1 - \frac{1,2 \cdot N}{N_{Ki}}$$

ist in der Handhabung noch etwas einfacher als die Näherung von Roik und Kindmann [9]. Die G1. (11) liefert für unser Zahlenbeispiel (Bild 1)  $425/1919 + 87,5/(1,1 \cdot 221,2) < 1 - 1,2 \cdot (425/1542)$  oder ausgerechnet  $0,221 + 0,360 < 1 - 0,331$  und gekürzt  $0,581 < 0,669$ . Die Tragsicherheit  $v_u = 0,669/0,581 = 1,15 < 1,28$  fällt trotz Ausserachtlassung der geometrischen Ersatzimperfektion immer noch um 10% kleiner aus als nach den genauen Berechnungsverfahren gemäss obigem Abschnitt.

### Folgerungen

Der Vergleich der Rechenergebnisse nach den verschiedenen Verfahren ergibt:

Nr. Verfahren	Literatur	$P_u$ kN	$v_u$ cm
1 elastisch-plastische II. Ordnung	[1]	57,1	85,3
2 Weggrößen-verfahren II. Ordnung mit exzentrischen Fliessgelenken	[2]	51,9	85,7
3 eingeschossiger Ersatzrahmen nach Fliessgelenktheorie II. Ordnung	[3]	50,5	92,4
4 Ersatzstab nach DIN 4114 (1952)		41,7	
5 Ersatzstab nach Roik und Kindmann	[9]	44,4	Theorie I. Ordnung
6 Ersatzstab nach Herzog	[10]	46,6	

Daraus folgt, dass erstens für den betrachteten, extrem weichen, verschiebblichen, viergeschossigen Einfeldrahmen (Bild 1) sowohl die von den Schnittkräften II. Ordnung ausgehende Näherungsberechnung als eingeschossiger Ersatzrahmen als auch die von den Schnittkräften I. Ordnung ausgehenden Näherungsberechnungen als Ersatzstäbe nach drei verschiedenen Verfahren alle auf der sicheren Seite liegen. Zweitens können nur die auf der Theorie II. Ordnung beruhenden genauen Verfahren von Korn und Galambos [1] sowie von Henning [2] und die Näherungsberechnung mit dem eingeschossigen Ersatzrahmen des Verfassers [3] Aussagen über die Verformungen beim Erreichen der Traglast machen. Mit den Näherungsberechnungen als Ersatzstab, die alle drei von den Schnittkräften I. Ordnung ausgehen, ist das nicht möglich. Drittens ist der Aufwand für die Berechnung der Traglast eines Stockwerkrahmens mit einem Näherungsverfahren (Ersatzrahmen oder Ersatzstab) um zwei Größenordnungen kleiner als mit den genauen

### Literatur

- [1] Korn, A., und Galambos, T.V.: Behavior of elastic-plastic frames. Proc. ASCE 95 (1968), ST 5, S. 1119-1142
- [2] Henning, A.: Traglastberechnung ebener Rahmen - Theorie II. Ordnung und Interaktion. Bericht Nr. 75-12, Institut f. Statik, TU Braunschweig, 1975
- [3] Herzog, M.: Anschauliche Näherungsberechnung der Traglast schlanker Stahlrahmen unter überwiegenden Vertikallasten nach der Fliessgelenktheorie zweiter Ordnung. Österr. Ing.- u. Arch.-Zeitschrift 130 (1985) im Druck
- [4] Roik, K. H., und Kindmann, R.: Das Ersatzstabverfahren - Tragsicherheitsnachweise für Stabwerke bei einachsiger Biegung und Normalkraft. Stahlbau 51 (1982), S. 137 - 145
- [5] Petersen, C.: Statik und Stabilität der Baukonstruktionen. Braunschweig: Vieweg & Sohn, 1980
- [6] Takabaya, F.: Mehrstöckige Rahmen. Berlin: Ernst & Sohn, 1967
- [7] Chwalla, E., und Gehler, W.: Erläuterungen zum Normblattentwurf DIN E 4114. Beilage zum Stahlbau 1939 und 1940
- [8] Herzog, M.: Einheitlicher Tragfähigkeitsnachweis für Stahlstützen unter einachsig ausmittigem Druck auf Biegeknicken und Biegedrillknicken. Österr. Ing.- u. Arch.-Zeitschrift 130 (1985) im Druck
- [9] Roik, K.H., und Kindmann, R.: Das Ersatzstabverfahren - Eine Nachweisform für den einfeldrigen Stab bei planmäßig einachsiger Biegung mit Druckkraft. Stahlbau 50 (1981), S. 353-358
- [10] Herzog, M.: Eine neue Faustformel für schlanke Stahlstützen unter ausmittigem Druck. Stahlbau 53 (1984), S. 281-282

Verfahren. Viertens ist die zusätzliche Berücksichtigung von geometrischen Ersatzimperfektionen bei einer Verformungsberechnung mit den plastischen Knickwinkeln der Fliessgelenke für Stockwerkrahmen unter vertikalen und horizontalen Lasten kaum mehr sinnvoll, da die plastischen Verformungen ( $\varphi_u = 0,036$ ) um eine Größenordnung über den geometrischen Ersatzimperfektionen ( $\varphi_0 = 0,005$ ) liegen.

Adresse des Verfassers: Dr. sc. techn. Max Herzog, Ingenieurbüro, Rohrerstrasse 3, 5000 Aarau.

### Zur Aufgabe

Die Anlagen des vorgesehenen Zentrums sollen vielseitig benützbar sein und dem kulturellen Leben der Gemeinde im weitesten Sinne dienen. Insbesondere soll es die Durchführung grösserer und kleinerer Kongresse sowie Vereinsanlässe gestatten. Es soll außerdem geeignet sein für Konzert, Oper, Operette, Musical, Singspiel und Sprechtheater. Das neue Zentrum ist am Standort des bestehenden «La Poste»-Saals vorgesehen. Das Areal liegt am Rande der Burgschaft Visp. Das Quartier ist geprägt durch neuere Wohnbauten, den Tennisplatz im Süden und den architektonisch kaum definierten Platz

## Wettbewerb Kultur- und Gemeindezentrum «La Poste» in Visp VS

Die Gemeinde Visp VS veranstaltete einen öffentlichen Projektwettbewerb für ein Kultur- und Gemeindezentrum auf dem «La Poste»-Areal in Visp. Teilnahmeberechtigt waren alle Architekten, die mindestens seit dem 1. Dezember 1983 im Kanton Wallis Wohn- oder Geschäftssitz haben oder die im Kanton Wallis heimatberechtigt sind und in der Schweiz Wohnsitz haben. Ausserdem wurden sechs auswärtige Architekten zur Teilnahme eingeladen. Das Preisgericht

setzte sich wie folgt zusammen: Bernhard Attinger, Kantonsarchitekt, Sitten, Präsident, die Architekten Kurt Aellen, Bern, Rodolphe Lüscher, Lausanne, Bruno Reichlin, Zürich, Luigi Snozzi, Locarno, die Gemeinderäte German Abgottspont, Norbert Eder, Hans Rudolf Lienhard; Ersatzmitglieder waren die Architekten Raoul Andrey, Freiburg, Erich Hauenstein, Lausanne, und Hans Ritz, Sitten; ferner Ignaz Mengis, Dr. Raymund Perren und Armand Zenhäusern.

Fortsetzung auf Seite 96