

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

Band: 1 (1932)

Artikel: Diskussion

Autor: Hawranek, A.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-648>

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: 15.02.2026

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

VII A 2.

COLONNES EN ACIER ENROBÉES DE BÉTON OU DE BÉTON ARMÉ
VERBUNDSDÄULEN
COMPOSITE COLUMNS

Dr. techn. e. h. F. v. **EMPERGER**,
 Oberbaurat, Wien.

Voir « Publication Préliminaire », p. 595. — Siehe « Vorbericht », S. 595.
 See “ Preliminary Publication ”, p. 595.

Participant à la discussion
Diskussionsteilnehmer
Participant in the discussion :

Dr. Ing. A. HAWRANEK,
 Professor an der Deutschen Technischen Hochschule, Brünn.

Der Sicherheitsgrad von einbetonierten Stahlsäulen. Bemessungsformeln.

Der Sicherheitsgrad von zentrisch belasteten Eisenbetonsäulen wird vielfach auf die Bruchlast der Säule bezogen. Es wäre aber natürlich unzutreffend, daraus ableiten zu wollen, dass sich die tatsächlichen Spannungen im Eisen und Beton für die Gebrauchslast dem Sicherheitsgrad ν entsprechend gleichzeitig im selben Masse gegenüber den Spannungen im Bruchstadium reduzieren. Bei dreifacher Sicherheit werden also die für die Gebrauchslasten auftretenden Spannungen nicht jenen gleich sein, die sich aus der Division der Spannungen im Bruchstadium durch den Sicherheitsgrad ergeben. Wie Versuche zeigen, ist der Unterschied solcher rechnungsmässiger Spannungen gegenüber den tatsächlich auftretenden ziemlich gross.

Wenn es auch notwendig ist, den Verlauf des Verhaltens einer Säule bis zum Bruch versuchstechnisch und wissenschaftlich zu verfolgen, so interessiert den ausführenden Ingenieur bei der Bemessung von einbetonierten Stahlsäulen vor allem der Bereich der Spannungen in den Einzelstoffen für die Gebrauchslasten, da eine weitere Belastung im Bauwerk bis zum Bruch nicht vorkommt und sonst für die Gebrauchslasten die zulässigen Inanspruchnahmen vorgeschrieben sind, also eingehalten werden sollen. So lange kein Knicken der Säule in Frage kommt, sind nach den Vorschriften die Spannungen nachzuweisen, die den rechnerischen gegenübergestellt werden und die Rechnungsmethoden sollen derart sein, dass diese auch den tatsächlich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, entsprechen. Wenn dies nicht zutrifft, muss das Rechnungsverfahren abgeändert werden.

Liegen nun die tatsächlich gemessenen Betonspannungen wesentlich höher als die üblichen Rechnungsmethoden ergeben und werden die zulässigen Inan-

spruchnahmen des Betons, wie dies in letzter Zeit in verschiedenen Ländern geschehen ist, höher hinaufgesetzt, so können sich die wirklichen Betonspannungen bei der durch Versuche nachgewiesenen oft bedeutenden Streuung im positiven oder negativen Sinne, im letzteren Falle der Druckfestigkeiten des Betons, bedenklich nähern.

Versuche mit einbetonierten Stahlsäulen

Auftretende Spannungen und Sicherheitsgrad. Zentrische Belastung.

Auswertung von Versuchen Dr. Saligers.

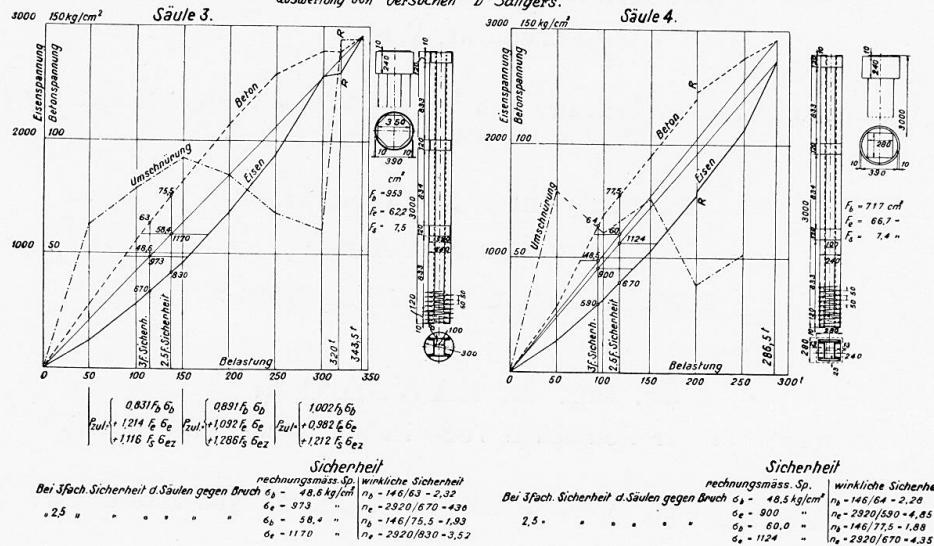


Fig. 1 et 2.

Essais sur poteaux en acier enrobés de béton. — Versuche mit einbetonierten Stahlsäulen. — Tests on steel columns encased in concrete.

Contraintes résultantes et coefficient de sécurité. Charge axiale centrale. — Auftretende Spannungen und Sicherheitsgrad. Zentrische Belastung. — Stresses and degree of safety with central loading.

Interprétation des essais du Dr. Saliger. — Auswertung von Versuchen Dr. Saligers. — Application of Dr. Saliger's tests.

Poteau. — Säule. — Column.

Contrainte dans le métal. — Eisenspannung. — Stress in steel.

Contrainte dans le béton. — Betonspannung. — Stress in concrete.

Frettage. — Umschärfung. — Circular reinforcement.

Béton. — Beton. — Concrete.

Acier. — Eisen. — Steel.

Coefficient de sécurité 3. — 3 fache Sicherheit. — Three-fold safety.

Charge. — Belastung. — Load.

Sécurité. — Sicherheit. — Safety.

Contraintes calculées. — Rechnungsmässige Spannungen. — Calculated stresses.

Sécurité effective. — Wirkliche Sicherheit. — Actual safety.

Pour un coefficient de sécurité de 3, pour les poteaux, contre la rupture, on a : $\sigma_b = 48.6 \text{ kg/cm}^2$. — Bei 3 fach. Sicherheit d. Säulen gegen Bruch $\sigma_b = 48.6 \text{ kg/cm}^2$. — With three-fold safety of column against breakdown $\sigma_b = 48.6 \text{ kg/cm}^2$.

Da das Bestreben gerechtfertigt ist, die Spannungsberechnungen mit den Messungen der wirklich auftretenden Spannungen, so weit dies möglich ist, zur Uebereinstimmung zu bringen, soll die nachstehende Arbeit eine Klärung dieser Frage versuchen.

Setzt man also entsprechend dem Additionsgesetz nach Emperger für Säulen die zulässige Tragkraft

$$P_{zul} = \frac{1}{\gamma} (F_b s_b + F_e s_e + F_{ez} \cdot s_{ez}) = \frac{1}{\gamma} P_{Bruch}; \text{ wobei}$$

s_b die Prismenfestigkeit des Betons.

s_e die Stauchgrenze der Längsbewehrung

s_{ez} die Streckgrenze der Umschnürung bedeuten, so erhält man in der Säule bei Berücksichtigung des Gesichtspunktes der Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen beider Baustoffe zu viel Eisen und zu wenig Beton.

Zur Begründung seien die Versuche Prof. Dr. Saligers herangezogen (Der Bauingenieur 1934, Heft 15/16) und zwei Säulen herausgegriffen.

1) Die Säule Nr. 3 mit achteckigem Querschnitt, Bewehrung 2 C-Eisen Nr. 18 sowie der Umschnürung von \varnothing 7 mm Stärke und einer Ganghöhe von 5 cm und

2) Die Säule Nr. 4 mit quadratischem Querschnitt und der gleichen Bewehrung und Umschnürung.

In Abb. 1 wurden als Abszissen die Belastungen der Säule, als Ordinaten die Eisen- und Betonspannungen eingetragen. Die Spannungen des Betons sind aus den gemessenen Verkürzungen auf Grund der versuchstechnisch festgelegten Spannungsdehnungslinie ermittelt, auch die Eisenspannungen sind aus den unmittelbar gemessenen Verkürzungen abgeleitet. Man erhält dann eine Betonlinie und eine Eisenspannungslinie, außerdem sind die Spannungen, die der Umschnürung entsprechen, eingetragen. Letztere sind jedoch nicht gemessen worden, sondern für die einzelnen Belastungsstufen aus dem Additions gesetz abgeleitet. Jene Belastungen, bei denen die ersten Risse in der Schale aufgetreten sind, wurden mit R bezeichnet.

Endlich wurden noch Gerade gezogen, die die Spannungen im Bruchstadium mit dem Koordinatennullpunkt verbinden. Sie geben die Spannungen bei Annahme eines proportionalen Verlaufes der Spannungszunahme. Die Eisenlinie liegt unter der Geraden, die Betonlinie als Kurve darüber (Abb. 1 und 2).

Säule Nr. 3

Im Bruchstadium ist die Betonspg.	146	kg/cm ²
Eisenspg.	2920	" "
Bei 3-facher Sicherheit kommt die Betonspg.	48,6	" "
Eisenspg.	973,0	" "
Bei 2,5 " " " " Betonspg.	58,4	" "
Eisenspg.	1170	" "
		in Betracht.

Nun beträgt aber bei :

3-facher Sicherheit die tatsächl.	Betonspg.	63,0	kg/cm ²
	Eisenspg.	670	" "
2,5 " " " " Betonspg.		75,5	" "
	Eisenspg.	830	" "

Es sind also bei :

3-facher Sicherheit d. tatsächl.	Betonspg. um	30 %	grösser
	Eisenspg.	31 %	kleiner
2,5 " " " " Betonspg. um		29 %	grösser
	Eisenspg.	29 %	kleiner

Wir sehen, dass die Unterschiede zu Ungunsten des Betons erheblich sind und dass der eigentliche Sicherheitsgrad, wenn man ihn auf die tatsächlichen

Gebrauchsspannungen bezieht bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch

beim Beton bloss 2,32, beim Eisen aber 4,36

2,5 -facher rechnungsmässiger Sicherheit gegen Bruch

beim Beton bloss 1,95, beim Eisen aber 3,52 beträgt.

Dimensioniert man daher nach dem Additionsge setz, so wird das Eisen nicht ausgenutzt, hingegen der Beton überbeansprucht. Es besteht also bei der wirklich um etwa 30 % höheren Beanspruchung des Betons bei nicht sachgemässer Ausführung eine grössere Gefahr. Wurde zu nass betoniert, so wird das Ergebnis noch schlechter.

Um zu sehen, welchem Gesetze die wirklich auftretenden Spannungen σ_b , σ_e , σ_{ez} (Umschnürung) in diesem Falle gehorchen, wurden Formeln entwickelt, und für die ersten drei Belastungsstufen, das ist 50, 100, 150 t aus drei Gleichungen mit drei Unbekannten errechnet. Dieser Bereich I fällt in jenen der Gebrauchslasten; dann wurden noch für 150, 200, 250 t (Bereich II) und 250, 300, 343,5 t (Bereich III) die Formeln für die jeweilige Last P und die dabei auftretende Spannung aufgestellt. Sie lauten :

$$\text{Bereich I } P = 0,831 F_b \cdot \sigma_b + 1,214 F_e \cdot \sigma_e + 1,116 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

$$\text{Bereich II } P = 0,891 F_b \cdot \sigma_b + 1,092 F_e \cdot \sigma_e + 1,286 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

$$\text{Bereich III } P = 1,002 F_b \cdot \sigma_b + 0,982 F_e \cdot \sigma_e + 1,212 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

Man sieht, dass für den Bruchbereich III die Bruchlast der Säule angehährt durch

$$P = F_b \cdot \sigma_b + F_e \cdot \sigma_e + 1,2 F_s \cdot \sigma_{ez}$$

ausgedrückt werden kann ; aber für den Bereich der Gebrauchslast etwa mit

$$P_{zul} = 0,83 F_b \cdot \sigma_b + 1,20 F_e \cdot \sigma_e + 1,12 F_s \cdot \sigma_{ez} \dots A)$$

gerechnet werden sollte, damit Uebereinstimmung herrscht. Der Beton hatte in diesem Falle, wie im folgenden, eine Würzelfestigkeit von 190 kg/cm² und eine mittlere Prismenfestigkeit von 146 kg/cm². Die Stauchspannung des Stahles betrug im Mittel 2790 kg/cm², die Streckspannung der Umschnürung 2890 kg/cm².

Säule Nr. 4, Abb. 2.

Für diese quadratische Säule ergeben sich ganz ähnliche Verhältnisse. Hier ist für die

Bruchlast :

die Betonspannung	146,0 kg/cm ²
» Eisenspannung	2730,0 » "

daraus ergibt sich bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit d. Betonspng.	48,6 kg/cm ²
---	-------------------------

Eisenspng.	900,0 » "
------------	-----------

2,5 » » »	60,0 kg/cm ²
-----------	-------------------------

Eisenspng.	1124,0 kg/cm ²
------------	---------------------------

Die tatsächlich gemessenen Spannungen sind aber bei :	
---	--

3-facher Sicherheit die Betonspannung	64,0 kg/cm ²
---------------------------------------	-------------------------

Eisenspannung	590,0 » "
---------------	-----------

2,5 » » » Betonspannung	77,5 kg/cm ²
-------------------------	-------------------------

Eisenspannung	670,0 » "
---------------	-----------

Es sind also bei :

3-facher Sicherheit d. tatsächl. Betonspannung um Eisenspannung "	32%	grösser
2,5 " " " "	34,4%	kleiner
2,5 " " " "	29%	grösser
2,5 " " " "	40%	kleiner

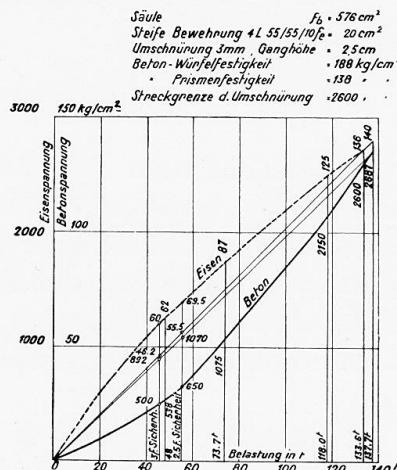
Es ist demnach der eigentliche Sicherheitsgrad bei :

3-facher rechnungsmässiger Sicherheit beim Beton bloss	2,28	
Eisen dagegen	4,85	
2,5 " " " "	Beton bloss	1,88
Eisen dagegen	4,35.	

Die Unterschiede sind also bei der quadratischen Säule noch grösser und zwar in gleichem Sinne.

Fig. 3.

Poteau. — Säule. — Column.
 Armature rigide. — Steife Bewehrung. — Rigid reinforcement.
 Frettage. — Umschnürung. — Spiral reinforcement.
 Pas. — Ganghöhe. — Pitch of spiral.
 Résistance du cube de béton. — Beton-Würzelfestigkeit. — Concrete-cube strength.
 Résistance du prisme de béton. — Beton-Prismenfestigkeit. — Concrete-prism strength.
 Limite d'écoulement des fers de frettage. — Streckgrenze der Umschnürung. — Yield point of spiral reinforcement.
 Contrainte dans le métal. — Eisenspannung. — Stress in iron.
 Contrainte dans le béton. — Betonspannung. — Stress in concrete.
 Acier. — Eisen. — Iron.
 Béton. — Beton. — Concrete.
 Coefficient de sécurité. — Sicherheit. — Safety.
 Charge en tonnes. — Belastung in t. — Load in tons.



Rechnet man wieder für die Bereiche I und II (Bereich III war wegen des Einflusses der Umschnürung unsicher) die Formeln für die Lasten aus je drei Gleichungsgruppen für die gleichen Laststufen und die tatsächlichen Spannungen aus, so ergibt sich für den

$$\begin{aligned} \text{Bereich I} \quad P &= 0,986 F_b \sigma_b + 1,02 F_e \sigma_e + 1,015 F_s \sigma_{ez} \\ \Rightarrow \text{II} \quad P &= 0,976 F_b \sigma_b + 1,027 F_e \sigma_e + 1,018 F_s \sigma_{ez} \end{aligned}$$

Man sieht, dass sich diese Werte selbst für den Geltungsbereich der Gebrauchslasten (Bereich I) wenigstens für diesen Einzelfall und für die quadratische Säule dem Additionsge setz nähert

$$P_{\text{zut}} = F_b \sigma_b + F_e \sigma_e + F_s \sigma_{ez}, \dots, B)$$

Die Achtecksäule zeigt grössere Abweichungen.

In beiden Fällen wird unter rechnungsmässiger Sicherheit jene aus der Bruchlast abgeleitete verstanden, unter eigentlichem Sicherheitsgrad jener, der die Beziehung zwischen den Spannungen beim Bruch und jenen bei der Gebrauchslast herstellt.

Knapp vor Beginn des Kongresses erschien in den Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau Bd. I Seite 379 eine Abhandlung von Ing. I. N. Rengers, Leiter der Materialprüfungsanstalt in

Haag, über « Säulenversuche des holländischen Betonvereines in Amsterdam ».

In dieser Serie von 97 Versuchen sind auch Säulen mit steifen Profilen untersucht worden. Nur eine der Säulen sei beliebig herausgegriffen und in gleicher Weise wie die vorherigen untersucht, soweit sich dies aus den Angaben der Veröffentlichung machen liess, und in Abb. 3 wiedergegeben.

Die Abmessungen der Säule sind nachstehende :

Säulenquerschnitt 24×24 cm.

Steife Bewehrung 4 Winkel $55/55/10$ mm.

Umschnürung Durchmesser $\varnothing = 3$ mm, Ganghöhe 2,5 cm.

Betonwürffelfestigkeit 188 kg/cm².

Betonprismenfestigkeit 138 kg/cm².

Streckgrenze der Umschnürung 2600 kg/cm².

Der Abbildung ist in gleicher Weise wie früher zu entnehmen, dass

bei 3-facher Sicherheit die tatsächl.	Betonspng. um	$30,0\%$ grösser
	Eisenspng. "	$43,4\%$ kleiner
bei 2,5 " "	Betonspng. "	$25,5\%$ grösser
	Eisenspng. "	$39,2\%$ kleiner ist.

Untersucht man noch andere Säulen, so findet man ein ganz ähnliches Verhalten. Die Grösse der Unterschiede zwischen gerechneten und gemessenen Spannungen sind offenbar von der Betonqualität und von der Stärke der Umschnürung, sowie von den Stahleigenschaften abhängig und es scheint, dass diese Unterschiede bei besserer Güte der Baustoffe kleiner werden, immer aber noch erheblich sind. Die Spannungen in der Umschnürung wurden nicht gemessen.

In den Abb. 1) und 2) sind auch die Spannungsanteile der Umschnürung eingetragen, sie sind jedoch errechnet. Aus dem Verlauf der Linien lässt sich nichts positives sagen, höchstens, dass ihr Verlauf doch mehr oder weniger stetig ansteigend verlaufen müsste, abgesehen von der Nähe des Bruchstadiums, dass bei steigender Last noch ein Abfall der Kurve, wenigstens in Abb. 1 eintritt, kann nur in dem Mangel einer tatsächlichen Messung liegen.

Es ist jedenfalls klar, dass bei einer Laststeigerung bis zum Bruch jeder Teil der Säule (Beton, Längsbewehrung und Umschnürung) entsprechend seinen Eigenschaften für sich arbeitet und erst im letzten Stadium sich einer nach dem andern erschöpft und dabei zuerst die Umschnürung reisst, dadurch der Beton seiner zusammenfassenden Hülle verlustig wird und die vorher künstlich gesteigerte Stauchung sich in einer Zerstörung des Betons auslöst, so dass schliesslich bei dem geschwächten Querschnitt die Längseisen ausknicken. Diese Einzeltorgänge spielen sich zuletzt in kurzen Intervallen nach einander ab.

Weshalb man nur bei den zentrisch gedrückten Säulen aus dem Bruchstadium rechnen soll, während der weitaus grösste Teil der Druckbauglieder im Bauwerk exzentrisch beansprucht ist und dabei wiederum unter Zugrundelelung von zulässigen Spannungen gerechnet wird, ist schon der Konsequenz halber unbegreiflich.

Die in obigen Ausführungen festgestellten Tatsachen müssen noch an Hand von Versuchen geprüft werden, um die Zusammenhänge für verschiedene

Betongattungen und Bewehrungsprozente stark und steif bewehrter Säulen und ihren Einfluss auf die Spannungen im Bereich der Nutzlasten zu klären, bevor eine allgemein gültige Formel für die Berechnung von stark bewehrten und umschnürten Säulen empfohlen werden kann.

Die meisten der bisherigen Versuche lassen eine Kontrolle in dieser Hinsicht nicht zu, weil nicht alle erforderlichen Messungen vorgenommen wurden. Deshalb müssen noch weitere Versuche durchgeführt werden.

Bis dahin könnte man, da in der Formel A sowohl die Güte des Betons sowie des Stahls, als auch die Stärke der Bewehrung und Umschnürung mittelbar oder unmittelbar berücksichtigt ist, für das Stadium der Gebrauchslasten und unter Einhaltung der zulässigen Inanspruchnahmen benützten und zwar für kreisrunde und achteckige Säulen; für quadratische Säulen wird die Formel B noch überprüft werden müssen.

Traduction.

Le degré de sécurité des colonnes en acier enrobées de béton. Formules de calcul.

La marge de sécurité des colonnes en béton armé soumises à une charge centrée est souvent rapporté à la charge de rupture de la colonne. Il ne serait toutefois naturellement pas légitime de vouloir en déduire que les contraintes effectives dans les fers ou dans le béton, dans le cas de la charge normale, sont en comparaison avec des contraintes qui correspondent à l'état de rupture, dans le même rapport que cette marge de sécurité ν . Dans le cas d'une marge de sécurité de 3, les contraintes qui sont mises en jeu pour les charges en service normal ne sont nullement égales à celles que donnerait le quotient des contraintes correspondant à la rupture par le coefficient de sécurité. Ainsi que l'on peut le constater expérimentalement, l'écart entre ces contraintes calculées et les contraintes qui se manifestent effectivement est passablement élevé.

Si l'on envisage la nécessité d'étudier la manière dont se comporte une colonne en béton armé jusqu'à sa rupture, tant du point de vue expérimental que du point de vue théorique on se trouve amené, en pratique, dans le calcul des colonnes en acier enrobées de béton, à faire porter l'étude sur le domaine des contraintes qui se manifestent dans les éléments individuels pour les charges normales de service, car il n'y a pas à envisager, en construction, une surcharge allant jusqu'à la rupture; d'ailleurs, les contraintes admissibles sont prévues pour les charges normales, c'est donc dans ces conditions qu'il faut en tenir compte. Tant que la question du flambage des colonnes n'intervient pas, il faut, d'après les règlements, contrôler les contraintes qui correspondent aux efforts calculés et les méthodes de calcul doivent être conçues de telle sorte que ces valeurs calculées elles-mêmes puissent correspondre précisément, dans toute la mesure du possible, à la manière dont se présentent les contraintes effectives. Si ce n'est pas le cas, il faudra modifier les méthodes de calcul.

Si les contraintes effectives mesurées dans le béton se trouvent notamment