

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

Band: 8 (1968)

Rubrik: III. Tall multi-storey buildings

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: 02.04.2026

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

III

Hochhäuser

IIIa

Plastizitätstheorie

O. STEINHARDT

Prof. Dr.-Ing. Dr. sc. techn. h. c., Karlsruhe

H. BEER

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., Graz

1. Einleitung

1.1. Im konstruktiven Ingenieurbau tritt in den letzten Jahren die Plastizitäts- und Traglasttheorie wieder in den Vordergrund. Hierzu sei bemerkt, daß vom Standpunkt des Physikers aus noch keine solche allgemein gültige und praktisch anwendbare Theorie existiert. Die stoffunabhängigen Grundgleichungen der Kontinuumsmechanik sind zwar formuliert, jedoch ist bisher das allgemeine Stoffgesetz für plastische Formänderungen, das den Zusammenhang von Spannung, Verzerrung (einschließlich der «Verfestigung»), Temperatur und deren zeitliche Veränderungen erfaßt, nicht gefunden. Als ein großer Schritt auf dem Wege zur Formulierung eines solchen Gesetzes sind vor allem die Arbeiten von A. R. GREEN und P. M. NAGHDI [1] anzusehen, welche weiterhin versuchten – ausgehend von den Grundgesetzen der Kontinuumsmechanik – eine allgemeine Plastizitätstheorie zu entwickeln, die nur noch wenige einschränkende Voraussetzungen enthält.

1.2. Auf das Bauwesen zurückkommend, können wir feststellen, daß das plastische Arbeitsvermögen der Baustoffe schon früh genutzt wurde, um Traglasten zu ermitteln. Vor allem auf dem Gebiete der Stabilitätsuntersuchungen hat man die von der Querschnittsform abhängige plastische Reserve sowohl versuchsmäßig als auch rechnerisch berücksichtigt, wobei hier nur auf die Arbeiten von L. von TETMAJER [2], F. ENGESSER [3], M. ROŠ und J. BRUNNER [4] verwiesen sei. Auch für vorwiegend auf Biegung beanspruchte Balken, insbesondere Durchlaufträger, wurde unter anderem zwecks Vereinfachung der Berechnung und unter der Annahme eines ideal elastisch-ideal plastischen Mate-

rials die «plastische Berechnung» angewandt, wobei hier nur die Arbeiten von F. STÜSSI und C.F. KOLLBRUNNER [5], G. KAZINSZY [6], N.C. KIST [7] und H. MAIER-LEIBNITZ [8] erwähnt seien.

Für die Anwendung auf hochfeste Baustähle wurde von H. BEER und K. MOSER [9] der Traglastberechnung ein beliebiges Spannungs-Dehnungs-Gesetz zugrundegelegt, während CH. MASSONNET [10] über die Anwendung der Plastizitätstheorie auf den Baustahl St 52 berichtete.

2. Voraussetzungen und Begrenzungen bei der Anwendung der Traglasttheorie

2.1. Bei der praktischen Bemessung von Stahltragwerken kann man bei einigen Konstruktionstypen die Grundlage der klassischen Elastizitätstheorie – unter Hinweis auf Gründe der Wirtschaftlichkeit sowie auf solche der Berechnung und der Konstruktion – teilweise oder ganz verlassen, um zur Plastizitätstheorie überzugehen. Die Berechnungsweise nach der Plastizitätstheorie ergibt grundsätzlich einen besseren Einblick in die Tragreserven einer Konstruktion, als diesen die Elastizitätstheorie (Dimensionierung nach zulässiger Spannung) zu geben vermag. Falls eine «Traglasttheorie» sicher gehandhabt werden soll, müssen jedoch eine Reihe von Voraussetzungen erfüllt sein, von denen die wichtigsten kurz erwähnt werden mögen.

2.2. Die verwendeten Werkstoffe müssen über ein ausreichendes plastisches Arbeitsvermögen verfügen; dabei kann das $\sigma - \varepsilon$ -Gesetz oft vereinfacht als ideal elastisch-ideal plastisch angenommen werden (analytisch gut erfaßbar), wobei auf Grund der Beschränkung der Verformungen (bis zu $\varepsilon_{Verf} \approx 15 \varepsilon_{Fließ}$) von der Verfestigungsmöglichkeit kein Gebrauch gemacht wird. Die Annahme eines ideal elastischen-plastischen Formänderungsgesetzes ist für den spannungsfrei-geglühten Baustahl genügend genau erfüllt. Für den Stab mit Eigenspannungen ist, wie Coupontests zeigen, eine vorzeitige Abkrümmung der Spannungs-Dehnungs-Linie vorhanden; der Beginn der Plastizierung hängt sehr von der Größe und der Verteilung der Eigenspannungen über den Querschnitt ab.

2.3. Die gewählten Querschnitte müssen so dimensioniert werden, daß örtliche Instabilitäten – wie Beulen oder Kippen – ausgeschlossen sind. Eine wirksame Behinderung des seitlichen Kippens ist im Stahlskelettbau meist durch eine entsprechende Ausbildung der Decken- und Wandkonstruktion vorhanden.

2.4. Bei der Berechnung der Grenztragfähigkeit sind die Verformungen zu unterteilen in diejenigen aus elastischer Beanspruchung und in jene aus plastischer Beanspruchung. Dabei wäre es zum Beispiel für einen freierschieblichen Stockwerkrahmen streng genommen erforderlich, nach der Ausbildung eines jeden neuen Fließgelenkes eine Berechnung für die Knickstabilität beziehungsweise die Größe der Verformungen nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung

durchzuführen, dann die dazukommenden plastischen Verformungen zu berechnen und diese Summe einer zulässigen Verformung gegenüberzustellen, bevor man weitere plastische Gelenke zuläßt. Denn die Einschränkung vieler Berechnungsverfahren, in denen Instabilitätserscheinungen bis zur Ausbildung einer Fließgelenkkette ausgeschlossen werden, dürfte in der Praxis nicht immer erfüllt sein. Das Problem der «Gleichgewichtsverzweigung» infolge wechselnder Knickfigur sowie die Einbeziehung einer möglichen Knickung aus der Rahmenebene ist nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung bisher noch nicht erfaßt worden, da es vorwiegend an der Forderung eines einigermaßen wirtschaftlichen Rechenaufwandes – einem wichtigen Vorteil der Traglasttheorie – scheiterte.

2.5. Bei der Ausbildung von plastischen Gelenken, insbesondere bei Stockwerkrahmen, ist an den Querschnitten der Riegelanschlüsse sowie an denen des Stützenfußes und des Stützenkopfes nur selten ein kontinuierlicher Übergang vorhanden, so daß es wichtig wäre, die Nachgiebigkeit der Anschlüsse bei der Berechnung zu berücksichtigen. Dies gilt sowohl für geschweißte Rahmenecken als auch für HV-Kopfplattenanschlüsse. – Die Ausbreitung der plastischen Zonen in unmittelbarer Nähe des Fließgelenkes gegenüber der hypothetischen Fließgelenkannahme spielt – wie Berechnungen von J. OXFORD [11] und U. VOGEL [12] gezeigt haben – im allgemeinen nur bei Querschnitten mit größeren plastischen Reserven eine Rolle, die im Stahlbau relativ selten sind. Sie kann jedoch auch bei sehr flachem Verlauf der Momentenlinie, falls große Längenbereiche im teilplastischen Zustand sind, von Bedeutung werden. Dies ist besonders dann der Fall, wenn sich plastische Gelenke nicht in den Rahmenecken, sondern in Riegelmitte ausbilden. Wie H. BEER und K. MOSER [9] gezeigt haben, können diese Bereiche durch eine entsprechende Verzerrung der Momentenlinie erfaßt werden.

2.6. Bezüglich der Berechnung von Stabwerken erscheint es wichtig, noch einmal darauf hinzuweisen, daß eine Superposition der Lastfälle – infolge einer jeweilig veränderten Reihenfolge der Gelenkausbildungen am System – bei Verfahren nach der Traglasttheorie *nicht* möglich ist.

3. Bekannte Verfahren nach der Traglasttheorie (II. Ordnung) für Stockwerkrahmen

3.1. Auf dem 8. Kongreß sollen nur Skelettkonstruktionen für hohe und schlanke Hochhäuser, vorwiegend ohne Innenstützen und mit oder ohne tragende Wand- und Deckenscheiben, behandelt werden. Vor dem Eingehen auf diese speziellen Typen erscheint es angebracht, kurz auf die Entwicklung der Traglasttheorie für Stockwerkrahmen zurückzukommen, um sodann auf ihre Anwendungsmöglichkeit für die zu betrachtenden Bauformen überzugehen.

Es ist bei Berechnungen nach der Traglasttheorie grundsätzlich zu unterscheiden zwischen dem «einfachen» Problem (zum Beispiel vorwiegend auf Biegung beanspruchte Balken) und dem Traglastproblem unter Berücksichtigung der Stabilität (zum Beispiel Stockwerkrahmen). Im letzteren Fall müssen die Untersuchungen sowohl im elastischen als auch im plastischen Bereich nach der Theorie II. Ordnung durchgeführt werden. – Während die Berechnung nach der Theorie II. Ordnung im elastischen Bereich durch die Hilfstafeln für die Stabilitätsfunktionen von E. CHWALLA [13] und E. SCHABER [14] wesentlich vereinfacht wurden, erfordert diese Untersuchung im plastischen Bereich einen sehr großen Rechenaufwand, so daß es zweckmäßig erscheint, eine Abschätzung der Traglast aus den Ergebnissen der Elastizitätstheorie II. Ordnung und der Traglasttheorie I. Ordnung vorzunehmen. Es gilt nach N. DIMITROV [15]:

$$P_{el} < P_{kr} < P_{pl} < P_K$$

Hierin bedeutet

P_{el} = Traglast nach der elastischen Spannungstheorie II. Ordnung, die durch das erste Erreichen der Fließspannung in der Randfaser eines Querschnittes gekennzeichnet ist. Die Berechnung erfolgt zweckmäßig unter Verwendung der erwähnten Stabilitätsfunktionen.

P_{kr} = kritische Last, welche das Tragvermögen des Systems begrenzt (Kollapslast).

P_{pl} = Traglast nach einem plastischen Berechnungsverfahren bei Zugrundelegung einer kinematischen Kette (Plastizitätstheorie I. Ordnung).

P_K = ideal-elastische Knicklast infolge einer antimetrischen Knickfigur.

3.2. Die Erfassung der kritischen Last mit Hilfe einer Abschätzung aus elastischer und plastischer Berechnung erfolgte von M. R. HORNE und W. MERCHANT [16], welche dafür die empirische RANKINE-Formel für die Bestimmung der kritischen Knicklast eines Stabwerkes im elasto-plastischen Bereich (sinngemäß) wie folgt angeben:

$$P_{zul} \left(\frac{1}{P_{kr}} \right) = P_{zul} \left(\frac{1}{P_K} + \frac{1}{P_{pl}} \right)$$

$$\text{beziehungsweise } \frac{1}{\nu_{kr}} = \frac{1}{\nu_K} + \frac{1}{\nu_{pl}} \quad \text{oder } \nu_{kr} = \frac{\nu_{pl}}{1 + \frac{\nu_{pl}}{\nu_K}}$$

Dabei bedeuten:

P_{zul} = zulässige Last

ν_{kr} = kritischer Knicklastfaktor im elasto-plastischen Bereich.

ν_K = kritischer Knicklastfaktor im elastischen Bereich (näherungsweise Berechnung ist ausreichend, weil $\nu_K > \nu_{pl}$).

ν_{pl} = Lastfaktor, bei dem die Quetschlast erreicht ist (konstanter Querschnitt am System vorausgesetzt).

Als Verbesserung wird von W. MERCHANT [16] statt der Quetschlast eine modifizierte ideal-plastische Last vorgeschlagen, die Verformungen der benachbarten elastisch gebliebenen Stäbe berücksichtigt.

Diese empirische Formel wurde anhand einer Vielzahl von Versuchen als zutreffend belegt; jedoch ist ihre Anwendung auf solche Bauwerke beschränkt, bei denen die der ersten kritischen Laststufe im elastischen Bereich entsprechende Knickfigur mit jener des ideal-plastischen Mechanismus weitgehend übereinstimmt.

Als Rechtfertigung für die Anwendung dieser empirischen Formel wird von den genannten Verfassern unter anderem die Vielzahl der möglichen «Imperfektionen» angegeben, deren Einfluß strenggenommen nur durch eine größere Versuchsserie auf statistischer Basis erfaßt werden kann. Hier wären weitere Versuchsergebnisse von großem Wert.

R. H. WOOD [17] stimmt der Anwendung dieser Formel im wesentlichen zu, schlägt aber einmal die Berücksichtigung der örtlichen Lastanordnungen in der Formel vor und will ihre Anwendung nur auf Rahmen, die um die steife Achse gebogen werden, beschränken. Weiterhin wird nach seiner Meinung bei einer kleinen kritischen elastischen Last die Abminderung der wirklichen Traglast überschätzt. A. HRENNIKOFF [18] weist unter anderem auf die Unvollständigkeit der Formel wegen der Vernachlässigung des seitlichen Torsionsknickens sowie lokaler Instabilitäten hin – die offenbar M. R. HORNE und W. MERCHANT [16] gar nicht erfassen wollten – und bezweifelt in einigen Punkten die Begründung der RANKINE-Formel.

3.3. Eine weitere vereinfachte Berechnung wurde unter Erläuterung des in *Figur 1* dargestellten Last-Verschiebungs-Diagrammes von W. MERCHANT [19] und in erweiterter Form von J. OXFORD [20] angegeben. Bei Verwendung des Hooke'schen Gesetzes bis zur Fließgrenze $\sigma_F = P_F/A$ wird die Höchstgrenze der aufnehmbaren Last mit dieser Fließspannung erreicht. Da man schon gegen diese Grenze eine Sicherheit ν_F fordert, so ist weiterhin bis zum Bruch noch eine Sicherheitsreserve $(\nu_{kr} - \nu_F)$ vorhanden, die von folgenden Einflußgrößen abhängig ist: den plastischen Reserven in zunächst geringer beanspruchten Teilen des ganzen Stabwerkes, den Verhältniswerten zwischen Momenten-, Normal- und Querkraftbeanspruchungen, dem tatsächlichen Spannungs-Dehnungs-Gesetz des Baustahls und den Eigenspannungen in den Querschnitten.

Berechnet man ein Tragwerk nach der Elastizitätstheorie I. Ordnung (Kurve 1), nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung (Kurve 2), nach der Plastizitätstheorie I. Ordnung als Fließgelenkkette (Kurve 3) sowie nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung (Kurve 4), so ergeben sich qualitativ die im Lastverschiebungsdiagramm eingezeichneten Kurven. Der Schnittpunkt *G* der Kurven 2 und 3 ergäbe eine erste Näherung für die kritische Traglast. W. MERCHANT [19] schlägt nun vor, die Verschiebung (gemäß Kurve 2) mit einem Vergrößerungsfaktor (zum Beispiel $n = 2$) zu versehen, so daß sich ein flacherer Verlauf der Lastverformungskurve ergeben würde. Dabei kann der Faktor $n = 2$ nur

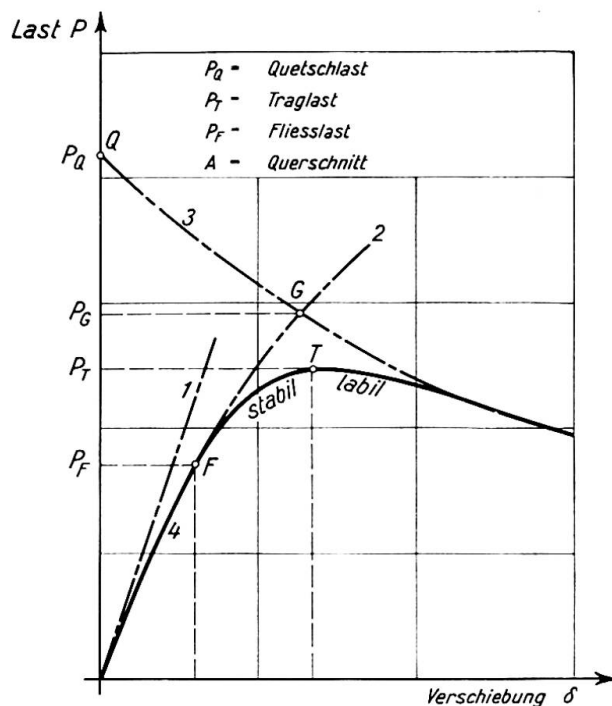


Fig. 1

beschränkt Gültigkeit haben. An einer Versuchsreihe zeigt W. MERCHANT [19] weiter, daß das Verhältnis P_{kr} zu P_G annähernd konstant ist, so daß er zu folgender Formel kommt:

$$P_{kr} = \beta \cdot P_G .$$

Oft erscheint dies zutreffend, aber es gibt Fälle, in denen P_G nahe bei P_F liegt, so daß P_{kr} kleiner als P_F werden würde, was widersinnig wäre. Deshalb schlägt J. OXFORD [20] vor, die Formel wie folgt zu formulieren:

$$P_{kr} = P_F + \alpha (P_G - P_F) .$$

Der von ihm angegebene Wert $\alpha = 0,5$ wäre noch durch weitere Traglastberechnungen und durch Versuche zu erhärten; es wäre erwünscht, zum 8. Kongreß entsprechende Beiträge zu erhalten.

3.4. Ein Iterationsverfahren mit dem im Abschnitt 2 gemäß den Punkten 2.2 bis 2.4 angegebenen einschränkenden Voraussetzungen wurde von U. VOGEL [12] entwickelt. Ausgehend von einer beliebigen kinematischen Fließgelenkkette eines Rahmentragwerkes erfolgt bei ihm die allgemeine Formulierung der Traglastbedingungen nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung durch das Aufstellen eines nichtlinearen transzendenten Gleichungssystems für die Ermittlung des «kritischen Lastfaktors», wobei die Gleichgewichts- und Kontinuitätsbedingungen des Systems herangezogen werden. Dieses explizit nicht lösbare Gleichungssystem wird durch einen Iterationsprozeß gelöst. Dabei wird der erste Iterationsschritt nach dem bekannten «Probiervfahren» oder

der «Kombination kinematischer Ketten» (gemäß der Plastizitätstheorie I. Ordnung) geführt. Am Schluß jeder Traglastberechnung sind dann jeweils eine Formänderungskontrolle, mit der der Ort des sich zuletzt entwickelnden Fließgelenkes überprüft wird (da dessen Annahme eine Gleichung des Gleichungssystems beinhaltet), sowie eine statische Kontrolle, die zur Prüfung der Richtigkeit der Untersuchung dient, durchzuführen.

Die Ergebnisse dieser Näherungsberechnungen werden mit der exakten Berechnung von J. OXFORD [11] verglichen und liegen für I-Profile (die relativ kleine plastische Reserven besitzen) um max. 5%, bei Rechteckprofilen (mit großen plastischen Reserven) um max. 15% auf der unsicheren Seite, jedoch ließe sich diese Tatsache durch einen höheren Sicherheitsfaktor (gemäß Vorschlag des genannten Verfassers) kompensieren. Der Aufbau des Verfahrens erscheint für elektronische Rechenmaschinen gut geeignet.

Weitere Iterationsverfahren für seitlich verschiebliche hohe Stockwerkrahmen werden auch in dem kürzlich (1965) von der Lehigh University herausgegebenen Lectures Notes und dazugehörigen Design Aids [33] über «Plastic Design of Multi-storey Frames» angegeben, die auf zwei verschiedenen Wegen basieren:

- a) Es wird eine Vorbemessung nur für die vertikalen Lasten vorgenommen, und es werden dann die aus Wind und genannten Lasten sich ergebenden Verschiebungen berechnet. Nach Überprüfung der zuerst ermittelten und der zusätzlich gefundenen Spannungen werden – gegebenenfalls in weiterer Iteration – die erforderlichen Querschnitte der Stäbe bestimmt.
- b) Es werden mutmaßliche Verschiebungen für die Stäbe angenommen und unter deren Berücksichtigung eine Bemessung für die vorhandenen Belastungen durchgeführt. Daran schließt sich – entsprechend dem ENGESSER-VIANELLO-Verfahren – eine Iteration an, bis die vorgegebenen Verschiebungen mit den berechneten Werten nahezu übereinstimmen.

Die vorstehenden Darlegungen zeigen, daß die Traglastuntersuchungen für das Rahmenskelett noch keineswegs als abgeschlossen betrachtet werden können, und daß daher Beiträge zu diesem Problem unter Beachtung der unter 4 beschriebenen Bauwerkstypen sehr erwünscht sind.

3.5. Einfacher liegen die Verhältnisse für Bauwerke mit vorhandenem aussteifendem Kern, der gemeinsam mit den Massivdecken eine Abstützung des Rahmenskelettes gegen horizontale Verschiebungen bewirkt. Diese Bauform wurde zum Beispiel von W. PELIKAN und U. VOGEL [21] untersucht. Wenn man voraussetzt, daß die horizontalen Kräfte (zum Beispiel Wind) vollständig in den Bauwerkskern geleitet werden, so bleiben – abgesehen von örtlichen Windlasten – als Belastung für die Stützen nur Vertikalkräfte sowie aus dem biegesteifen Anschluß mit der Betondecke sich ergebende Einspannmomente übrig. Diese Einspannung kann durch eine gelenklose Flächenlagerung der Decken auf den Kopf- beziehungsweise Fußplatten der Stützen oder bei durchlaufenden Stützen durch Einbetonieren in die Betondecke erfolgen. Hierbei können be-

sondere Rahmenriegel vorhanden sein oder diese auch ganz fehlen und die Stützen im Verband mit den Deckenscheiben die Lastabtragung übernehmen.

Aus der Plastizitätslehre ist bekannt, daß in beiden Fällen die Stützen als oben und unten gelenkig gelagert gerechnet werden können, da sie bei der Ausbildung plastischer Gelenke am oberen beziehungsweise unteren Ende ihre Tragfähigkeit nicht verlieren. U. VOGEL [12/21] entwickelt für diese spezielle Art von Stützen eine Berechnungsgrundlage, indem er als Beanspruchung der Stütze neben der Normalkraft einen Enddrehwinkel einführt, den er näherungsweise als Auflagerdrehwinkel der frei drehbar gelagerten Geschoßdecke berechnen kann, da die Steifigkeit der Betondecke gegenüber der Stahlstütze sehr groß ist.

In seinem Verfahren geht er vom Gleichgewichtszustand des Systems beziehungsweise der Stütze im Augenblick des Erreichens der kritischen Last aus und stellt am verformten System (nach Theorie II. Ordnung) eine implizite Gleichung auf, aus der er in Abhängigkeit von der Schlankheit λ das kritische Spannungsverhältnis $\kappa = \sigma_{kr}/\sigma_F$ berechnen kann. Dieses Ergebnis wertet er in Diagrammen für I-Profile und Rechteckquerschnitte aus. Er zeigt unter anderem anhand der deutschen Berechnungsvorschriften DIN 4114, daß für mittlere Schlankheiten ($20 < \lambda < 60$) und kleine Drehwinkel (das heißt Betondecken mit Spannweiten $l < 7$ m) und mit Hilfe der plastischen Berechnungsweise etwas wirtschaftlichere Lösungen erzielt werden können als gemäß einer Berechnung als gelenkig gelagerter Stab. Diese Ergebnisse werden auch genaueren Berechnungsweisen gegenübergestellt und mit Versuchsergebnissen belegt, wobei sich eine relativ gute Übereinstimmung ergibt.

Besonders auch amerikanische Forscher [33] beschritten ebenfalls diesen Weg, um – über die Berechnung von Stabenddrehwinkel an Ersatzsystemen (Subassemblages) für reine Stahlkonstruktion – zu einer Bemessung der Stäbe zu kommen. In diesem Zusammenhang werden vor allem in den Riegeln durch eine entsprechende Dimensionierung plastische Gelenke erzwungen.

3.6. Von weiteren Berechnungsmethoden für Stockwerkrahmen ist die von R. H. WOOD [17] beschriebene «Cambridge-Methode» zu erwähnen, die zwar das Problem der Knickstabilität berücksichtigt, aber ebenfalls eine seitliche Unverschieblichkeit des Rahmenskeletts voraussetzt. Hierbei sind einerseits die Riegel so zu dimensionieren, daß sich unmittelbar neben den Stützen plastische Gelenke ausbilden, während andererseits die Stützen so dimensioniert werden sollen, daß der Spannungsnachweis im elastischen Bereich erfolgen kann, wodurch die Wirtschaftlichkeit beeinträchtigt werden dürfte.

Es wäre hier von Interesse, Erfahrungen mit den beschriebenen Berechnungsmethoden und Versuchsergebnisse wiederzugeben sowie gegebenenfalls Verbesserungsvorschläge zu machen.

3.7. Abschließend sei zu diesem Kapitel noch auf die Bedeutung und die Vorteile von Rechenverfahren (insbesondere der Iterationsverfahren), die sich für eine Lösung durch elektronische Rechenmaschinen eignen, hingewiesen.

Viele bekannte Rechenverfahren der Baustatik, wie sie in der Vergangenheit entwickelt wurden, sind für elektronische Rechenmaschinen nicht geeignet, da unter anderem das Verhältnis von Eingabezeit zu Rechenzeit die Wirtschaftlichkeit des Computers stark beeinträchtigt. Es ergibt sich hieraus die Notwendigkeit, gleichzeitig mit dem wissenschaftlichen Aufbau neuer Berechnungsverfahren an den Gebrauch von Computern zu denken.

So haben in jüngster Zeit M. R. HORNE und K. J. MAJID [22] speziell für elektronische Rechenmaschinen ein Iterationsverfahren entwickelt, mit dem man Stockwerkrahmen (auch mit geneigten Stäben) unter Berücksichtigung der Instabilitätserscheinungen berechnen kann. Dabei gehen die genannten Verfasser von einer Matrixgleichung aus, die die Lasten, die Verträglichkeitsbedingungen, die Stab- sowie die Knotenverschiebungen beinhaltet. Es wird dabei gezeigt, daß selbst bei Annahme einer linearen Beziehung zwischen Belastung und Biegemoment als erste Näherung die gute Konvergenz erhalten bleibt. Als einschränkende Kriterien werden dabei gefordert, daß einmal unter den Gebrauchslasten keine plastischen Gelenkverdrehungen und zum andern auch *nach* der Multiplikation mit dem zulässigen Lastfaktor (zum Beispiel $\nu = 1,4$ im Lastfall II entsprechend den englischen Bestimmungen) kein plastisches Gelenk in einer Stütze auftreten darf. Nach dieser Iteration muß noch eine genaue elasto-plastische Berechnung durchgeführt werden, die die Tragfähigkeit des Rahmens überprüft.

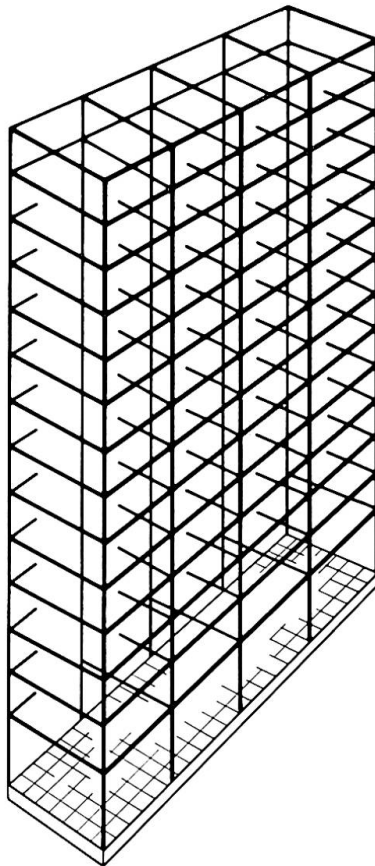


Fig. 2

4. Diskussion der gegenwärtig üblichen Bauweisen für Hochhäuser im Hinblick auf die mögliche Anwendung der Traglasttheorie

4.1. Der frei verschiebliche mehrstöckige Stockwerkrahmen (*Fig. 2*) wird vorerst in der Praxis meist noch nach der Elastizitätstheorie II. Ordnung berechnet. Die Veröffentlichungen von W. MERCHANT und M. R. HORNE [16], E. CHWALLA [13] und E. SCHABER [14] versuchen dabei plastische Zonen dadurch zu erfassen, daß sie statt des Elastizitätsmoduls E einen abgeminderten Wert zum Beispiel nach F. R. SHANLEY [23] den Wert $E_1(\sigma)$ oder nach F. ENGESSER [24] den Knickmodul $T(\sigma)$ anführen und ebenso bei Berücksichtigung der Schubverformung den Schubmodul G im plastischen Bereich in Abhängigkeit vom Modul $T(\sigma)$ und $E_1(\sigma)$ annehmen.

Neuere Berechnungsmethoden versuchen nun zum Teil durch Näherungs- oder Iterationsverfahren (vgl. 3.2 bis 3.4, 3.7) mit stark einschränkenden Voraussetzungen (vgl. 2.3 und 2.4) Stabilitätsuntersuchungen auch an Systemen vorzunehmen, die durch die Ausbildung plastischer Gelenke umgewandelt werden. Dabei erscheint die Untersuchung der durch plastizierte Querschnitte veränderten Systeme vor allem vor Erreichen des Endstadiums der sogenannten «Fließgelenkketten» von größter Wichtigkeit. H. BEER [25] stellt eine diesbezügliche Untersuchung eines Mehrstabrahmenknotens unter Berücksichti-

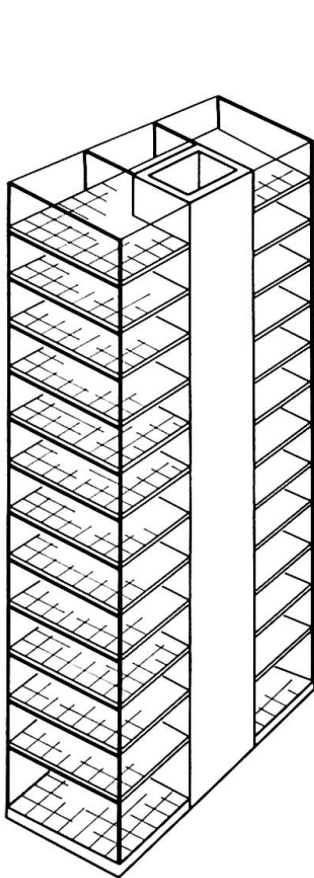


Fig. 3 a

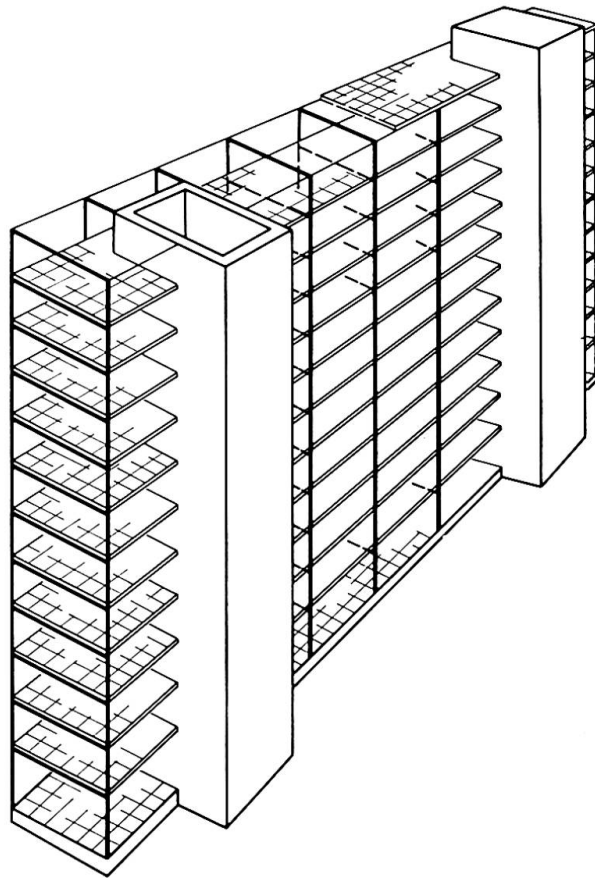


Fig. 3 b

gung aller Imperfektionen und unter Zugrundelegung eines beliebigen Spannungs-Dehnungs-Gesetzes an.

Das Problem der Gleichgewichtsverzweigung bei *wechselnder* Verformungsfigur ist – wie bereits unter Punkt 2.4 angeführt – bisher mit der Plastizitätstheorie II. Ordnung nicht erfaßt worden. Besonders hier wäre der Nachweis erforderlich, ob *vor* der Ausbildung der Fließgelenkkette die Verzweigungslast erreicht wird. Bereits E. CHWALLA [26] schlägt für diesen Nachweis eine Ersatzbelastung vor, wobei die Annahme getroffen wird, daß sämtliche Lasten in den Knoten angreifen und mit dieser Belastungsart eine Stabilitätsuntersuchung durchgeführt wird. Von einer Vereinfachung der Berechnungsweise kann hier allerdings kaum noch gesprochen werden, da sich an die Berechnung nach der Plastizitätstheorie eine Berechnung nach der Elastizitätstheorie anschließen muß.

4.2. Eine andere Bauweise für schlanke Hochhäuser ist dadurch gekennzeichnet, daß die Rahmen durch horizontale Deckenscheiben (Massivdecken oder Verbandscheiben) in allen oder einzelnen Geschossen *elastisch* abgestützt sind, wobei diese Deckenscheiben ihre Horizontalkräfte an vertikale Scheiben, die nur an den Giebelseiten oder auch dazwischen stehen können, abgeben. Während in *Figur 3a* das Rahmenskelett mit einem mittleren Kern dargestellt ist, zeigt *Figur 3b* die Abstützung durch zwei Kerne, wie sie für lange Gebäude vorgesehen ist. In *Figur 4a* sind zwei vertikale Fachwerkscheiben angeordnet, die eine elastisch nachgiebige Stützung der Rahmenstiele bewirken. Es ergibt

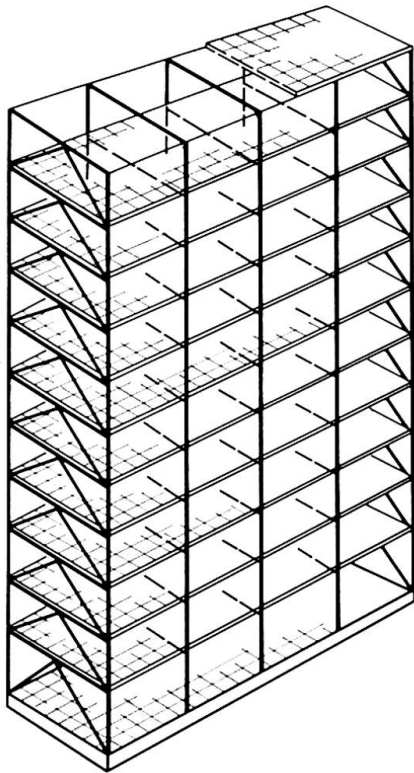


Fig. 4a

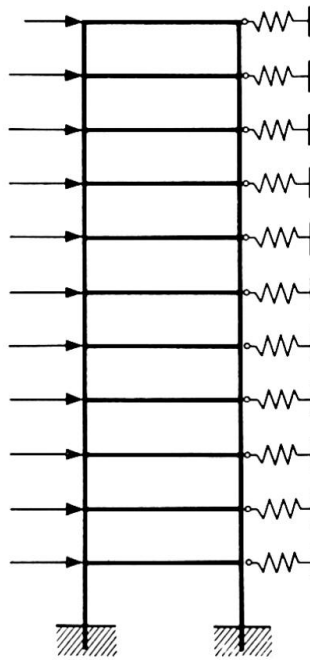


Fig. 4b

sich demnach das in *Figur 4b* dargestellte Gedankenmodell, wobei der Federwert als nicht lineare Funktion der Steifigkeitsverhältnisse und der Belastung des horizontalen und vertikalen Scheibensystems zu bestimmen ist.

In diesem Zusammenhang stellt sich damit zuerst das Problem der Lastverteilung auf das Scheiben- und Rahmensystem bei horizontaler Belastung des Bauwerkes, bevor man zur eigentlichen Traglastberechnung und zur Entwicklung geeigneter Berechnungsverfahren für das Rahmenskelett übergehen kann. Vergleichsberechnungen der Steifigkeiten an einem zweistieligen und zweigeschossigen Stockwerksrahmen mit und ohne Diagonalausfachung nach der Theorie II.Ordnung haben ergeben, daß bei einer Beanspruchung mit einer Horizontalkraft, die 10% der vertikalen Kräfte (in den Knoten wirkend gedacht) beträgt, das Fachwerk 8mal steifer ist als das Rahmenwerk.

Dieses Ergebnis wird sich zweifelsohne im plastischen Bereich noch weiter zuungunsten der Rahmentragwerke verschieben, kann jedoch eine grundsätzliche Änderung erfahren, wenn die vertikalen Scheiben nicht über die ganze Gebäudebreite durchgehen, sondern schmaler sind, wie dies bei Treppen und Aufzugschächten der Fall ist. Dann kann das Verhältnis von horizontaler Rahmen- zu horizontaler Scheibensteifigkeit bis auf etwa 1:3 ansteigen.

Die Anwendung der Traglasttheorie für Rahmentragwerke wurde bereits diskutiert. Dagegen soll die Anwendung der Traglasttheorie für Fachwerke im Zusammenhang mit der Schachtelbauweise (siehe 4.3) erläutert werden.

Die Verminderung der Seitenverschieblichkeit der Rahmen kann jedoch auch noch durch den *Ausbau* mit Wand- und Deckenplatten erfolgen. Diese Tatsache hat schon R. H. WOOD [17] aus Berichten über ausgeführte Bauwerke, aus Versuchen sowie anhand von Berechnungen über die Verbundwirkung erkannt. Als solche steifigkeitsvermehrenden Einflüsse kann man folgende drei Gruppen ansehen:

- a) Die Veränderung der Riegelbelastung infolge der Belastungsumlagerung durch die Deckenplatten und Wände. Wenn dadurch – wie versuchsweise festgestellt wurde – für schlanke Riegel die Belastungsintensität in Feldmitte abnimmt, ergeben sich veränderte Einspannmomente aus der Belastung der Rahmenriegel, die eine in Wirklichkeit geringere Beanspruchung der Stütze gegenüber der rechnerischen zur Folge haben (vgl. auch die einschlägigen französischen Vorschriften).
- b) Die erhöhte Steifigkeit der Riegel gegenüber Knotenverdrehungen infolge nicht planmäßig in Rechnung gestellter Verbundwirkung der Deckenplatten oder einer Ummantelung.
- c) Die Reduzierung der seitlichen Auslenkung durch Zusammenwirken der Rahmen und Wandelemente. In Versuchen wurde beobachtet, daß sich die seitlichen Verschiebungen wesentlich verringern und sich die Tragfähigkeit des Skeletts entsprechend steigert, wenn man eine Verbundwirkung zwischen Wänden (auch wenn diese als Leichtwände ausgebildet sind) und umgebenden Rahmen herstellt.

R. H. WOOD [17] meint, daß die Verbundwirkung zwischen tragendem Skelett und Ausbau in der Lage sein könnte, den Unterschied zwischen der tatsächlichen Knicklast eines elasto-plastischen Rahmens und der Knicklast nach der Plastizitätstheorie I. Ordnung zu überdecken. Zweifelsohne sind die notwendigen Rückstellkräfte eines seitlich verschieblichen Rahmens, um dessen Stabilität zu sichern, nur gering. Jedoch bedürfen diese beobachteten Effekte und Versuchsergebnisse noch einer gründlichen Fundierung. Derartigen Untersuchungen wäre zum 8. Kongreß besonderes Augenmerk zuzuwenden, wobei Beobachtungen und Messungen an ausgeführten Bauwerken wertvoll sind.

4.3. Wenn ein Bauwerk nur aus scheibenartigen Bauteilen zusammengesetzt ist, die *schubfest* miteinander verbunden sind, und wenn diese Scheiben analog zu einer Schachtel in Ebenen angeordnet werden, von denen mindestens drei nicht zueinander parallel sind, so mag der Begriff «Schachtelbauweise» gelten. In *Figur 5a* ist das Gebäude von vier Fachwerkwänden umschlossen, deren Diagonalen über mehrere Stockwerke durchgehen, so daß die Deckenscheiben beziehungsweise Zwischenstiele Lasten in die Fachwerkknoten der Wandscheiben einleiten. *Figur 5b* zeigt die Ausführung mit Rahmenwänden, die statisch als vielzellige Rahmen mit biegesteifen Knoten eine Scheibe ersetzen, wenn auch ihre Steifigkeit bedeutend geringer ist als jene der vollen Scheibe.

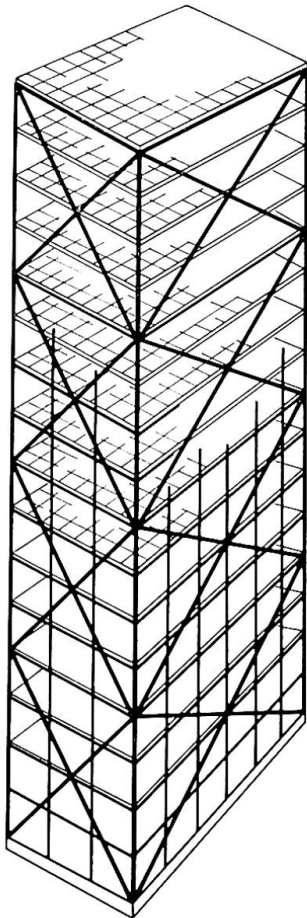


Fig. 5a

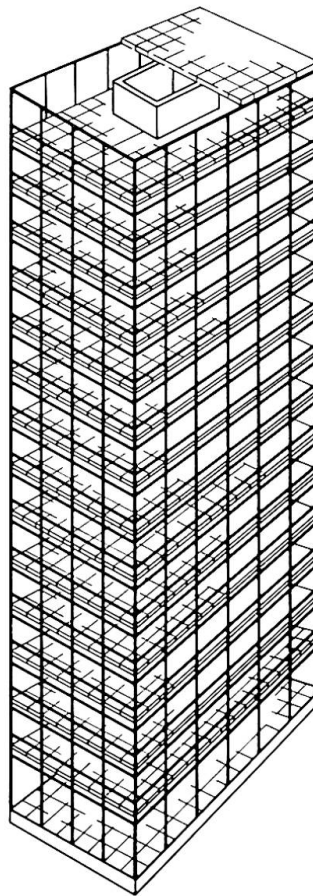


Fig. 5b

Die Berechnung derartiger Rahmenwerke, auch unter Berücksichtigung der Stabilität, sollte mit Hilfe der elektronischen Rechenmaschinen möglich sein, wobei man unter Umständen durch Einführung einer Ersatzscheibe gleicher Biegeschubverformung ihre Wirkung im Gesamtsystem vereinfacht darstellen könnte.

Selbstverständlich können auch bei der Schachtelbauweise Kerne gemeinsam mit den äußeren Wandscheiben zur Aufnahme der horizontalen Lasten herangezogen werden, wobei die horizontalen Deckenscheiben die räumliche Zusammenwirkung herstellen. In diesem Zusammenhang wären Forschungsarbeiten unter Anwendung der Plastizitätstheorie für die Lösung folgender Probleme erforderlich: Rahmenwirkung von Fachwerken, Reduzierung der Knicklängen von Fachwerkstäben durch Einspannungen, genauere Berücksichtigung der unterschiedlichen Verformungen von Rahmen beziehungsweise Fachwerken bei mehr oder weniger steifem Kern, wie sie schon in Punkt 4.2 kurz angedeutet wurden.

4.4. Von den beschriebenen Systemen wird heute schon der in *Figur 3* dargestellte Typ mit tragendem Kern sehr häufig angewendet. Dies mag neben vielerlei baulichen Gründen auch etwas den klaren statischen Verhältnissen zuzuschreiben sein, da von diesen Kernen die Windkräfte nahezu vollständig aufgenommen werden und daher die umgebenden Rahmen als horizontal unverschieblich angesehen werden können.

Für diese Rahmen mit unverschieblichen Knoten gibt es drei mögliche Bruchketten:

- a) «Trägerketten», schwache Riegel und starke Stützen;
- b) «Rahmenketten», starke Riegel und schwache Stützen;
- c) die Steifigkeiten von Riegel und Stielen haben etwa die gleiche Größenordnung.

Die Fälle a) und c) können dabei nach der Traglasttheorie I. Ordnung berechnet werden, da wegen der geringen Riegelnormalkräfte der Einfluß der Verformungen auf die Traglasten der «Trägerketten» vernachlässigbar klein ist. Wenn – wie im Fall b) – jedoch die Rahmenstiele versagen, muß die Theorie II. Ordnung angewandt werden.

5. Wiederholte Be- und Entlastung

5.1. Es kommen hier zwei Fälle in Frage, welche den Zusammenbruch des Bauwerkes hervorrufen können:

- a) Materialermüdung bei sehr großer Lastwechselzahl;
- b) Instabilität infolge einer mit jedem Lastwechsel zunehmenden bleibenden Verformung.

5.2. Das Versagen eines Bauwerkes durch Ermüdung wird für den hier betrachteten Fall des schlanken Hochhauses nur in besonderen Ausnahmefällen in Frage kommen, zum Beispiel, wenn maschinelle Anlagen wie Aufzüge in

einem örtlich begrenzten Bereich einzelne Konstruktionsglieder mit hoher Lastspielzahl beanspruchen. Im allgemeinen wird der wechselnde Winddruck keine Materialermüdung verursachen, weil die statischen Winddrücke so hoch angenommen werden, daß ihre Lastspielzahl (vollständige Be- und Entlastung beziehungsweise Umdrehen der Windrichtung) nur relativ klein ist. Ob durch Vibrationen infolge Impulsen aus dem Winddruck eine Materialermüdung möglich ist, soll beim Thema IIIc näher untersucht werden. Die wechselnde Nutzlast in Bauwerken, die für Büro-, Wohn- oder Verkaufszwecke verwendet werden, wird ebenfalls in der Regel keine Materialermüdung verursachen können, da nicht mit einer täglich oft wiederkehrenden vollständigen Be- und Entlastung zu rechnen ist, jedoch können besondere Verwendungszwecke einzelner Räume Teile des Bauwerkes auf Ermüdung beanspruchen.

Eine besondere Untersuchung dieses Problems erscheint daher am Kongreß nicht erforderlich.

5.3. Die *Verformungs*-Instabilität entsteht dadurch, daß durch die wiederholt wechselnde Plastizierung einzelner Querschnitte eine fortschreitende Vergrößerung der Verformung bewirkt wird, die schließlich zum Zusammenbruch führen muß. Bis zum Erreichen der Laststufe, bei welcher die Formänderungsinstabilität beginnt, wird das System nach anfänglicher Zunahme der bleibenden Formänderungen sich schließlich wieder elastisch verhalten. Das System schüttelt diese bleibenden Formänderungen ab (shake down). Auf diese Tatsache hat erstmalig M. GRÜNING [27] hingewiesen. Seine Untersuchungen wurden von E. MELAN [28] auf beliebige statisch unbestimmte Systeme erweitert und unter anderem von B. G. NEAL [29] und M. R. HORNE [30] weiter ausgebaut. Die Laststufe, welche die Grenze der Formänderungsstabilität bedeutet, hängt vom statischen Aufbau des Systems und von der Größe des plastischen Momentes in einzelnen maßgebenden Querschnitten ab. Im allgemeinen wird auch beim Skelett von schlanken Hochhäusern ein Abschütteln der plastischen Verformungen stattfinden, so daß diese Konstruktion als formänderungsstabil angesehen werden kann. Jedoch müssen im Zweifelsfall Untersuchungen angestellt werden, um bei Rahmensystemen besonderer Bauart die Gewähr für die Formänderungsstabilität zu besitzen. Hierbei ist es erforderlich, die Eigenstressungen in den Konstruktionselementen aus dem Walz- und Schweißprozeß zu berücksichtigen.

Es wäre erwünscht, auf dem Kongreß auch dieses Thema behandelt zu wissen und vor allem die Tatsache zu beleuchten, ob und unter welchen Bedingungen bei schlanken Hochhäusern Formänderungsinstabilität möglich ist.

6. Verformungen infolge statischer Last

6.1. Die Frage, ob vor dem Zusammenbruch durch unzulässige Verformungen die Brauchbarkeit der Konstruktion erschöpft sein könnte, ist vor allem

nach den Gesichtspunkten des Ausbaues und der speziellen Verwendung zu betrachten. So können unzulässige Verformungen des Skeletts die Wand- und Glasfronten beschädigen und dadurch großen Schaden hervorrufen. Die aus den dynamischen Einwirkungen entstehenden Verformungen und ihre Auswirkungen werden beim Thema IIIc behandelt.

6.2. Zur Berechnung der Verformungen im elastischen und plastischen Zustand wurde eine Reihe von Verfahren entwickelt. Wenn die Reihenfolge der Ausbildung der plastischen Gelenke feststeht, so ist die schrittweise Verformungsberechnung (step-by-step deflections) von besonderem Vorteil. Im allgemeinen werden unzulässig große Verformungen, welche die Brauchbarkeit des Bauwerkes einschränken, erst bei Laststufen auftreten, die kurz vor der Ausbildung einer kinematischen Kette liegen, jedoch wären darüber hinaus unter Umständen Untersuchungen für einzelne Bauwerkstypen von wesentlichem Interesse. Hier wäre auch auf die Frage einzugehen, ob die Sicherheit gegen Erreichen unzulässiger Formänderungen nicht niedriger gehalten werden könnte als jene gegen den Zusammenbruch des Systems infolge Ausbildung eines labilen Mechanismus oder infolge Formänderungsinstabilität.

Das Lastverformungsdiagramm gestattet aber auch die Abschätzung der Laststufe, bei der voraussichtlich das erste plastische Gelenk auftreten wird. Eine ganz genaue Bestimmung dieser Stufe ist deshalb nicht möglich, weil im «Lastfaktor» die Unsicherheiten in den Last- und Berechnungsannahmen sowie in der Streuung der Streckgrenze – besonders mit Rücksicht auf die Inhomogenität über den Querschnitt und die Eigenspannungen – enthalten sind. Gegen eine Plastizierung unter der Gebrauchslast in einzelnen Fasern eines Querschnittes bestehen jedoch keine Bedenken, zumal solche örtlichen Plastizierungen ja geradezu als charakteristisches Merkmal und als wirksamste Hilfe gegen Spannungsspitzen im Stahlbau betrachtet werden können.

Besondere Untersuchungen und Meinungsäußerungen zu diesem Problem wären sehr erwünscht.

6.3. Wie bereits unter 2.2. erwähnt, setzt die Annahme von plastischen Gelenken, die bis zum Zusammenbruch wirksam bleiben, voraus, daß der Fließbereich ausreicht, um die erzwungene Gelenkdrehung zu ermöglichen, fallweise kann eine besondere Untersuchung notwendig werden, ob dies bei den jeweils betrachteten Konstruktionen tatsächlich der Fall ist.

7. Sicherheit und Lastfaktor

7.1. Der Lastfaktor soll den Unterschied zwischen den für die Berechnung und Dimensionierung gemachten Annahmen und idealisierten Voraussetzungen gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen abdecken. Er soll demnach alle Unsicherheiten berücksichtigen, welche in den Lastannahmen, den Berechnungsgrundlagen, der Ausführung und den Materialeigenschaften liegen. Über

dieses Problem wurde auf mehreren Kongressen der IVBH gesprochen, so daß hier nur kurz die Gesichtspunkte für den *Hochhausbau* angedeutet seien.

7.2. Lastannahmen: Während die Eigengewichte der Konstruktionsteile und des Ausbaues im allgemeinen ziemlich genau ermittelt werden können, bestehen in der Ermittlung der Nutzlasten erhebliche Unsicherheiten. Statistisches Material über die Nutzlasten für die üblichen Verwendungszwecke von Gebäuden liegt zwar vor, jedoch können hierbei nur Werte erfaßt werden, die mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit nicht überschritten werden. Je nach der Höhe dieser Überschreitungswahrscheinlichkeit muß man gegen mögliche Überlastungen im Lastfaktor eine Reserve vorsehen. Die Europäische Konvention der Stahlbauverbände empfiehlt, die Nutzlasten der Normen mit dem anteiligen Faktor 1,33 zu versehen.

Die Schneelast für hohe Skelettbauten hat nur für die oberste Decke Bedeutung, jedoch ist die Windlast von ausschlaggebender Wichtigkeit. In den Normen der einzelnen Länder wird gewöhnlich ein aus den meteorologischen Beobachtungen ermittelter Maximalwert für den Winddruck angenommen, der jedoch noch nicht als Katastrophenwind anzusehen ist. Auch hier ist daher ein anteiliger Faktor vorzusehen, der mit 1,5 angenommen wurde. Er erscheint jedoch etwas hoch, wenn man bedenkt, daß im Hochhaus die Auskleidungselemente eine zusätzliche Versteifung bedeuten, die im allgemeinen rechnerisch nicht berücksichtigt wird. – Temperaturspannungen können die Ausbildung der plastischen Gelenke beschleunigen und die Stabilitätsgrenze herabsetzen. Diese Spannungen gehen allerdings in die Berechnung der Traglast nach der Theorie I. Ordnung nicht ein.

7.3. Die Unsicherheiten in den Berechnungsgrundlagen und der Ausführung werden zweckmäßig gemeinsam behandelt. Bezüglich der Berechnungsgrundlagen sei an dieser Stelle nur beiläufig auf die Ausführungen des Abschnittes 2 hingewiesen. Hinsichtlich der konstruktiven Ausführung wird, wie zum Beispiel im betrachteten Fall des Skelettes für Hochhäuser, im allgemeinen mit einer *starr* Einspannung der Rahmenstiele in die Fundamente gerechnet, die aber in Wirklichkeit mehr oder weniger *nachgiebig* ist. Auch die Rahmenknoten werden im allgemeinen als starr angesehen, was ebenfalls nicht ganz zutrifft. Wie O. STEINHARDT [31] am konkreten Beispiel des HV-Stirnplattenanschlusses gezeigt hat, ist durch die elastisch nachgiebige Einspannung eine Herabminderung der Eckmomente bis zu 15% möglich, wobei sich die Feldmomente etwa um den halben Betrag vergrößern. Allerdings steht diesen auf der unsicheren Seite liegenden Berechnungsannahmen die große Hilfe des das Rahmenskelett versteifenden Ausbaues gegenüber, so daß man im allgemeinen mit den Berechnungsannahmen für das reine Skelett auf der sicheren Seite ist. Ob ein Unsicherheitsfaktor, der nur wenig größer als 1 sein wird, angebracht ist, wäre für den besonderen Fall jeweils zu studieren.

In der Ausführung von Skelettbauten ist mit Imperfektionen zu rechnen, die sich vor allem in Vorkrümmung und exzentrischen Anschlüssen von auf

Druck beanspruchten Bauteilen auswirken. Diese Imperfektionen sind im allgemeinen bei der Knickberechnung bereits berücksichtigt. Da die Gewichte der gewalzten Träger und Bleche meist eine Plustoleranz aufweisen, braucht für die Querschnittsabmessungen kein besonderer Unsicherheitsfaktor in Rechnung gestellt zu werden.

7.4. Es ist bekannt, daß in gewalzten Trägern die Fließgrenze über den Querschnitt nicht konstant ist, sondern die Stege und Flansche erhebliche Unterschiede aufweisen. Diese Fließgrenzenstreuung wirkt sich namentlich bei druckbeanspruchten Bauteilen auf die Verformung und die Stabilität aus, wobei im allgemeinen eine Herabsetzung der Knicklast eintritt. Bei Annahme eines fiktiven Knickmoduls für die Stabilitätsberechnung können diese Unsicherheiten eingebaut werden, so daß ein besonderer Unsicherheitsfaktor entfällt, jedoch ist bei der Bestimmung des plastischen Momentes auf diese Tatsachen Rücksicht zu nehmen. Da die stärkeren Flansche in der Regel eine kleinere Streckgrenze haben als die dünneren Stege, wird man hier einen Unsicherheitsfaktor einschalten müssen, dessen Höhe von der Profilwahl abhängt. Auch die Eigenspannungen aus dem Walz- und Schweißprozeß können – wie bereits erwähnt – die Ausbildung eines Fließgelenkes beeinflussen. Ausgearbeitete Kurventafeln bei angenommenen Eigenspannungsverteilungen sind für amerikanische Walzprofile von T. V. GALAMBOS und R. L. KETTER [32] veröffentlicht worden.

8. Zusammenfassung

Die Plastizitäts- und Traglasttheorie ist noch keineswegs vollständig ausgebaut. Für die hier speziell in Frage kommenden Typen von schlanken Hochhäusern, nämlich das Rahmenskelett mit und ohne tragenden Kern (beziehungsweise Windverbandscheiben) und die Schachtelbauweise, wurde der heutige Stand der Forschung dargelegt und einige Probleme aufgezeigt, welche am Kongreß zu behandeln wären.

Einige Literaturhinweise (als Beispiele)

- [1] A. E. GREEN und P. M. NAGHDI: A general theory of an elastic-plastic continuum. Arch. rat. Mech. Analysis 18 (1965), Nr. 4. S. 251/81.
- [2] L. VON TETMAJER: Die Gesetze der Knickungs- und der zusammengesetzten Druckfestigkeit. Leipzig-Wien 1903.
- [3] F. ENGESSER: Z. VDI (1889), S. 927.
- [4] M. ROŠ und J. BRUNNER: Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Verlag der technischen Kommission der Verbände Schweizer Brücken- und Eisenhochbaufabriken.
- [5] F. STÜSSI und F. KOLLBRUNNER: Beitrag zum Traglastverfahren. Die Bautechnik, 13 (1935), Nr. 4, S. 264/67.

- [6] G. KAZINCZY: Bemessung von statisch unbestimmten Konstruktionen unter Berücksichtigung der bleibenden Formänderungen. *Betonszemle* 2, 68 (1914).
- [7] N. C. KIST: Die Zähigkeit des Materials als Grundlage für die Berechnung von Brücken, Hochbauten und ähnlichen Konstruktionen aus Flußeisen. *Eisenbau* (1920).
- [8] H. MAIER-LEIBNITZ: Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz. *Die Bautechnik*, 6 (1928), Nr. 1, S. 11/14 und Nr. 2, S. 27/31.
- [9] H. BEER und K. MOSER: Das Tragverhalten statisch unbestimmter Systeme aus hochfestem Baustahl. IVBH VII. Kongreß, Vorbericht, S. 537.
- [9.1] F. STÜSSI: *Schweizer Bauzeitung*, 80. Jahrg., H. 4, 1962.
- [10] Ch. MASSONNET, E. MAS und R. ANSLIJN: Extension du calcul en plasticité à l'acier A 52, IVBH, VII. Kongreß, Vorbericht, S. 553.
- [11] J. OXFORD: Über die Begrenzung der Traglast eines statisch unbestimmten biegesteifen Stabwerks aus Baustahl durch das Instabilwerden des Gleichgewichts. *Der Stahlbau*, 30 (1961), S. 33/46.
- [12] U. VOGEL: Die Traglastberechnung stählerner Rahmentragwerke nach der Plastizitätstheorie II. Ordnung. Habilitationsschrift, Forschungshefte aus dem Gebiet des Stahlbaus, 1965, Heft 15.
- [12.1] K. JEŽEK: Die Festigkeit von Druckstäben aus Stahl. Springer-Verlag Wien 1937.
- [12.2] F. SCHLEICHER: Über die Spannungsdehnungslinie von Baustahl. *Der Bauingenieur*, 25 (1950), S. 229.
- [12.3] C. H. YANG, L. S. BEEDLE and B. G. JONSTON: Residual Stress and the Yield Strength of Steel Beams. *Welding Research Council*, 1952, S. 213 (in *Weld. Journal*, 31, 1952).
- [12.4] N. J. HOFF: Complementary Energy Analysis of the Failing Load of a Clamped Beam. *Jour. Appl. Mech.*, Vol. 19 (1952), 4, S. 563/564.
- [12.5] P. S. SYMONDS: Discussion of Plastic Design and the Deformation of Structures. *Weld. Journal*, 30 (1951), S. 33.
- [12.6] J. F. BAKER and K. G. EICKHOFF: A test on a pitched roof portal. *Brit. Weld. Re. Ass. Report F. E. 1/35* (1953).
- [12.7] R. BARBRE: Englische Untersuchungen über plastisch beanspruchte Stahlrahmen. *Der Bauingenieur*, 25 (1950), S. 24.
- [12.8] U. VOGEL: Über die Traglast biegesteifer Stahlstabwerke. *Der Stahlbau*, 32 (1963), S. 106/113.
- [12.9] K. KNOTHE: Vergleichende Darstellung der Näherungsmethoden zur Bestimmung der Traglast eines biegesteifen Stahlstabwerkes. *Der Stahlbau*, 32 (1963), S. 330/336; Berichtigung: *Der Stahlbau*, 33 (1964), S. 160.
- [12.10] E. CHWALLA und F. JOKISCH: Über das ebene Knickproblem des Stockwerkrahmens. *Der Stahlbau*, 14 (1941), S. 33.
- [12.11] K. GIRKMANN: Traglasten gedrückter und zugleich querbelasteter Stäbe und Platten. *Der Stahlbau*, 15 (1942), S. 57/58.
- [12.12] K. GIRKMANN: Gleichgewichtsverzweigung an einem querbelasteten Druckstab. *Sitz. Ber. d. Wiener Ak. d. Wiss., Abt. IIa*, 150. Bd, (1941), Heft 9/10.
- [12.13] K. KLÖPPEL und M. YAMADA: Fließpolyeder des Rechteck- und I-Querschnitts unter der Wirkung von Biegemoment, Normalkraft und Querkraft. *Der Stahlbau*, 27 (1958), S. 284/290.
- [12.14] H. J. GREENBERG und W. PRAGER: On Limit Design of Beams and Frames. *Trans. Am. Soc. Civ. Engrs.*, 117 (1952), S. 447.
- [12.15] M. R. HORNE: Fundamental propositions in the plastic theory of structures. *J. Inst. Civ. Eng.*, 34 (1950), S. 174.
- [12.16] D. C. DRUCKER, W. PRAGER and H. J. GREENBERG: Extended limit design theorems for continuous media. *Quart. Appl. Math.*, 9 (1952), S. 381.
- [12.17] Th. JAEGER: Grundzüge der Tragberechnung. *Der Bauingenieur*, 31 (1956), S. 273/291.
- [12.18] Th. JAEGER: Tragfähigkeitsforschung und Verfahren der Tragberechnung auf dem Gebiete der Stabwerke aus Baustahl. *Bauplanung und Bautechnik*, 10 (1956), S. 266/279, S. 315/324, S. 361/371.

- [12.19] J. F. BAKER: The design of steel frames. *Struct. Engr.*, 27 (1949), S. 397.
- [12.20] B. G. NEAL and P. S. SYMONDS: The rapid calculation of the plastic collapse load for a framed structure. *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 1 (Part. 3), 58 (1952).
- [12.21] J. DUTHEIL: L'exploitation des phénomènes d'adaptation dans les ossatures en acier doux. *Ann. Inst. Techn. Bat. Trav. Publ.*, No. 2, Jan. 1948.
- [12.22] P. S. SYMONDS and B. G. NEAL: The interpretation of failure loads in the plastic theory of continuous beams and frames. *J. Aero. Sci.*, 19, 15 (1952).
- [12.23] P. S. SYMONDS and B. G. NEAL: Recent progress in the plastic methods of structural analysis. *J. Franklin Inst.*, 1952, S. 252, 383, 469.
- [12.24] F. RESINGER: Beitrag zur Lösung von Stabwerksproblemen der Theorie II. Ordnung. *Der Stahlbau*, 28 (1959), S. 75/78 und 102/107.
- [12.25] *Stahlbau. Ein Handbuch für Studium und Praxis*, Bd. 1, 1. Aufl., Stahlbau-Verlags-GmbH Köln 1956, S. 274.
- [12.26] K. KLÖPPEL: Zur Einführung der neuen Stabilitätsvorschriften. *Abhandl. aus dem Stahlbau*, H. 12 (Stahlbautagung München 1952).
- [12.27] Commentary on Plastic Design in Steel. *ASCE Manual*, 41, 1961 (mit weiteren 135 Literaturquellen).
- [12.28] E. CHWALLA: Theorie des außermittig gedrückten Stabes aus Baustahl. *Der Stahlbau*, 7 (1934), S. 161/165, 173/176, 180/184.
- [12.29] E. CHWALLA: Der Einfluß der Querschnittsform auf das Tragvermögen außermittig gedrückter Baustahlstäbe. *Der Stahlbau*, 8 (1935), S. 193/197, 204/207.
- [13] E. CHWALLA: Hilfstafeln zur Berechnung von Spannungsproblemen der Theorie zweiter Ordnung und von Knickproblemen. Stahlbau-Verlags-GmbH Köln 1959.
- [14] E. SCHABER: Beitrag zur Stabilitätsberechnung ebener Stabwerke. Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln 1960.
- [15] N. DIMITROV: Jahresübersicht «Stabilitäts- und Traglasttheorie», *VDI-Z.*, 106 (1964), Nr. 33, S. 1667–1669.
- [16] M. R. HORNE and W. MERCHANT: The stability of frames. Pergamon Press. Oxford 1965.
- [16.1] R. V. SOUTHWELL: *Theory of Elasticity*. Oxford University Press, 1941.
- [16.2] F. BLEICH: *Buckling Strength of Metal Structures*. McGraw-Hill, 1952.
- [16.3] M. R. HORNE (1956): The Elastic-Plastic Theory of Compression Members. *J. Mech. Phys. Solids*, 4, 104.
- [16.4] J. ELLIS (1958): Plastic Behaviour of Compression Members. *J. Mech. Phys. Solids*, 6, 282.
- [16.5] W. MERCHANT (1949): The Buckling of Pin-ended Struts under Axial Load. *Structural Engineer*, 27, 363.
- [16.6] A. ROBERTSON (1925): The Strength of Struts. *Civ. Engrs. Selected Engineering Paper*, No. 28.
- [16.7] W. R. OSGOOD (1946): Column Formulas. *Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, 111, 165.
- [16.8] W. J. M. RANKINE: *Useful Rules and Tables*. London, 1866.
- [16.9] W. MERCHANT (1954): The Failure Load of Rigidly Jointed Frameworks as Influenced by Stability. *Structural Engineer*, 32, 185.
- [16.10] M. R. HORNE (1963): Elastic-Plastic Failure Loads of Plane Frames. *Proc. Roy. Soc.*, A 274, 343.
- [16.11] F. ENGESSER (1895): *Schweizerische Bauzeitung*, 26, 24.
- [16.12] F. B. BULL and G. SVED: *Moment Distribution Analysis*. Pergamon Press, 1964.
- [16.13] A. BERRY (1916): The Calculation of Stresses in Aeroplane Spars. *Trans. Roy. Aer. Soc.*, No. 1.
- [16.14] B. W. JAMES (1935): Principal Effects of Axial Load by Moment Distribution Analysis of Rigid Structures. National Advisory Committee for Aeronautics, Technical Note, No. 534.
- [16.15] E. E. LUNDQUIST and W. D. KROLL: Extended Tables of Stiffness and Carryover Factors for Structural Members Under Axial Load. National Advisory Committee for Aeronautics, *Wartime Report*, L-255 (A.R.R. 4B 24).
- [16.16] R. K. LIVESLEY and D. B. CHANDLER: *Stability Functions for Structural Frameworks*. Manchester University Press, 1956.

- [16.17] W. MERCHANT (1955): Critical Loads of Tall Building Frames. *Structural Engineer*, 33, 85.
- [16.18] R. K. LIVESLEY: *Matrix Methods in Structural Analysis*. Pergamon Press, 1964.
- [16.19] S. J. BRITVEC Ph. D.: Thesis. Cambridge 1960.
- [16.20] W. MERCHANT (1956): A Connection between Rayleigh's Method and Stiffness Methods of Determining Critical Loads. *International Congress of Applied Mechanics*, Brussels.
- [16.21] S. T. ARIARATNAM (1961): The Southwell Method for Predicting Critical Loads of Elastic Structures. *Quart. J. Mech. App. Maths.*, 14.
- [16.22] M. R. HORNE (1962): The Effect of Finite Deformations in the Elastic Stability of Plane Frames. *Proc. Roy. Soc.*, A266, 47.
- [16.23] H. G. ALLEN (1955): The Estimation of the Critical Load of a Braced Framework. *Proc. Roy. Soc.*, A231, 25.
- [16.24] R. V. SOUTHWELL: *Relaxation Methods in Engineering Science*. Oxford University Press, 1940.
- [16.25] N. J. HOFF, B. A. BOLEY, S. V. NARDO and S. KAUFMAN (1950): Buckling of Rigid-Jointed Plane Trusses. *Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, 116, 958.
- [16.26] A. BOLTON (1955): A Quick Approximation to the Critical Loads of Rigidly Jointed Trusses. *Structural Engineer*, 33, 90.
- [16.27] E. LIGHTFOOT (1956): The Analysis of Wind Loading of Rigid Jointed Multi-storey Building Frames. *Civil Engineering*, 51, 757, 887.
- [16.28] R. E. BOWLES and W. MERCHANT (1958): Critical Loads of Tall Building Frames, Pt. IV. *Structural Engineer*, 36, 187.
- [16.29] LE WU LU (1963): Stability of Frames Under Primary Bending Moments. *Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs. Structural Div.* 89, 35.
- [16.30] A. H. CHILVER (1956): Buckling of a Simple Portal Frame. *J. Phys. Mech. Solids*, 5, 18.
- [16.31] J. F. BAKER, M. R. HORNE and J. W. RODERICK (1949): The Behaviour of Continuous Stanchions. *Proc. Roy. Soc.*, A198, 493.
- [16.32] J. F. BAKER, M. R. HORNE and J. HEYMAN: *The Steel Skeleton*. Vol. II. C.U.P., 1956.
- [16.33] J. FOULKES Ph. D.: Thesis. Cambridge University 1953. *Structural Engineer*, 34, 294 (1956).
- [16.34] J. MURRAY: *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, Part III, 5, 213 (1956) and *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, 10, 503 (1958).
- [16.35] B. G. NEAL and D. S. MANSELL (1963): The Effect of Restraint upon the Collapse Loads of Mild Steel Trusses. *Int. J. Mech. Sci.*, 5, 87.
- [16.36] W. MERCHANT, C. A. RASHID, A. BOLTON and A. SALEM (1958): The Behaviour of Unclad Frames. *Proc. Fiftieth Anniv. Conf., Inst. Struct. Engrs.*
- [16.37] G. DAVIES and B. G. NEAL (1959): The Dynamical Behaviour of a Strut in a Truss Framework. *Proc. Roy. Soc.*, A253, 542.
- [16.38] G. DAVIES and B. G. NEAL (1963): An Experimental Examination of the Dynamical Behaviour of a Strut in a Rigidly Jointed Truss Framework. *Proc. Roy. Soc.*, A274, 225.
- [16.39] A. SALEM Ph. D.: Thesis. Manchester 1958.
- [17] R. H. WOOD: The stability of tall buildings. *Proceedings of the Inst. of Civ. Eng. Vol. 11* (1958).
- [18] A. HRENNIKOFF: Generalised Approximate Method of Assessing of Deformations on Failure Loads. VII. Kongreß des IVBH (Schlußbericht). Rio de Janeiro 1964.
- [19] W. MERCHANT: Papers of Symposium on the Plastic Theory of Structures at Cambridge, September 1956, "Frame Instability in the Plastic Range". *British Welding Journal*, 3 (1956), H. 8, S. 366. *British Welding Journal*, 4 (1957), H. 1, S. 23.
- [20] J. OXFORD: Die Verfahren zur Stabilitätsberechnung statisch unbestimmter biegesteifer Stahlstabwerke, verglichen an einem Untersuchungsbeispiel. *Der Stahlbau*, 32 (1963), S. 42/45.
- [21] W. PELIKAN und U. VOGEL: Die Tragfähigkeit von Stahlstützen in Geschoßbauten mit Betondecken. *Der Stahlbau*, 38 (1964), S. 161/167.
- [22] M. R. HORNE and K. J. MAJID: The automatic ultimate load design of rigid-jointed, multi-storey sway frames allowing for instability. *International Symposium: The use of Electronic*

- Digital Computers in Structural Engineering (1966). University of Newcastle upon Tyne, Paper No. 6.
- [23] F. SHANLEY: Inelastic Column Theory. *J. Aer. Sci.*, 14, 261.
 - [24] F. ENGESSER: Zusatzkräfte und Nebenspannungen. 1892.
 - [25] H. BEER: Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung von Stabwerken mit Imperfektionen. *IVBH, Abhandlungen*, Band 26.
 - [26] E. CHWALLA: Die Stabilität lotrecht belasteter Rechteckrahmen. *Der Bauingenieur*, 1938, S. 69.
 - [27] M. GRÜNIG: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin, Springer, 1926.
 - [28] E. MELAN: Theorie statisch unbestimmter Systeme aus ideal-plastischem Baustoff. S.B.1.
 - [29] B. G. NEAL: The Plastic Methods of Structural Analysis. Chapman and Hall Ltd., London 1956 (mit 199 weiteren Literaturquellen).
 - [30] M. R. HORNE: Generalised approximate method of assessing the effect of deformations on failure loads. *Abh. IVBH*, 23 (1963), S. 205/218.
 - [31] O. STEINHARDT und K. MÖHLER: Versuche zur Anwendung vorgespannter Schrauben im Stahlbau (III. Teil). *Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau*, Heft 24.
 - [32] T. V. GALAMBOS and R. L. KETTER: Columns under Combined Bending and Thrust. *Trans. ASCE*, Vol. 126, Part I (1961).
 - [33] Plastic Design of Multi-Storey Frames, Lectures Notes and Design Aids. Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania 1965 (mit weiteren 95 Literaturquellen).

III

Tall Multi-Storey Buildings

IIIa

Plastic Design

O. STEINHARDT

Prof. Dr.-Ing. Dr. sc. techn. h. c., Karlsruhe

H. BEER

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., Graz

1. Introduction

1.1. Plastic design has taken an important part in Structural Engineering during recent years, but we must note that there doesn't exist a generally valid theory from the point of view of the Physicist. The basic equation for the continuum independent of the material are formulated, however we haven't found hitherto the general law for plastic deformation covering the relationship between stresses and strains (strength hardening included), temperature and its variation with time. The research done by A. R. GREEN and P. M. NAGHDI [1] may be considered as a great step forward in formulating such a law. They furthermore made an attempt to develop a general theory of plasticity starting from the basic laws of continuum mechanics and maintaining only a few restrictions.

1.2. Coming back to the theory of structures we note, that the plastic working capacity of the material used in structures has long been utilized to establish the load carrying capacity. Above all in the field of stability-investigations the plastic reserve, dependent upon the shape of section, has been considered theoretically as well as experimentally mentioning here only the researches of L. VON TETMAJER [2], F. ENGESSER [3], M. ROŠ and J. BRUNNER [4]. Also for beams stressed preponderantly in bending—especially continuous girders—the plastic design has been applied to simplify the calculation by supposing an elastic-ideal plastic material. We mention here only the works of F. STÜSSI and C. F. KOLLBRUNNER [5], G. KAZINSKY [6], N. C. KIST [7] and H. MAIER-LEIBNITZ [8].

To the application on high strength steels H. BEER and K. MOSER [9] have based the limit design on an arbitrary strain-stress diagram, while CH. MASSONNET [10] considers the application of the theory of plastic design on type 52 steel.

2. Suppositions and Limits of Plastic Design

2.1. In the practical dimensioning of some types of steel structures we can partially or completely leave the basis of the theory of elasticity for economical reasons and make use of the theory of plasticity. The plastic design gives generally a better criterion of the load carrying reserve of the structure than may be obtained by the theory of elasticity (dimensioning with permissible stresses). To handle with sufficient safety the method of “plastic design” some suppositions must be fulfilled of which the most important may be mentioned as follows:

2.2. The material must have a sufficient plastic working-capacity; it is often possible to simplify the $\sigma - \varepsilon$ diagram in an ideal-elastic and ideal-plastic part (easy to represent analytically). Due to the restriction of the deformations ($\varepsilon_{def} \approx 15 \varepsilon_F$), strength hardening is not considered. The supposition of an ideal elastic-plastic strain-stress diagram is sufficiently valid for the annealed structural steel. Having a bar with residual stresses, the coupon test shows clearly a premature curvature of the strain-stress-diagram, the limiting plastic moment depends very much on the magnitude and the distribution of the residual stresses over the section.

2.3. We must dimension the selected sections so as to avoid local instability (buckling of the sheet, lateral buckling). In steel-skeletons an efficient restraint against lateral buckling is often available by a suitable design of the floor and wall structures.

2.4. Calculating the limit load we must separate the deformations into elastic and plastic ones. Considering a multi story frame with lateral sway we have—strictly speaking—to verify the stability against buckling, and to calculate the deformations according to the elastic theory of second order after the formation of every new plastic hinge; then to calculate the additional plastic deformation and confront it with the corresponding permissible deformation, before admitting further plastic hinges. This is because many calculation methods have the restriction that instability phenomena have to be excluded till the formation of a plastic hinge mechanism, and this may not be fulfilled sometimes in practice. The problem of the “divergence of equilibrium” caused by a change of the buckling mode as well as the consideration of the possible buckling perpendicular to the plane of the frame has not been investigated due to the excess of calculation work, by which an important advantage of plastic design will be lost.

2.5. Considering the formation of plastic hinges, especially of multi-story frames, we must take into account that the joints of the stanchions and the beams are not rigid and that it would therefore be important to include in our

calculations the elastic restraint of these joints. This is valid for welded frame joints as well as HSFG-bolts front plate connections. J. OXFORD [11] and U. VOGEL [12] proved, that the spread of plastic zones near the plastic hinges is only of some influence—compared with the usual supposition of local hinges—in sections with a great plastic reserve, which are rarely used in steel structures. However it may become of increasing importance for a flat diagram of bending moments having a great longitudinal section in the partially plastic range. H. BEER and K. MOSER [9] have shown how one can include these zones by distorting the moment-diagram.

2.6. Considering the calculation of frame-work it is important to underline that, applying plastic design, we cannot superpose the loading cases with different sequence of the formation of plastic hinges.

3. Calculation Methods for Plastic Design (2nd order) of Multi-Story Frames

3.1. At the 8th Congress we have to deal only with the skeleton of high, slender sky-scrapers, preferably without interior columns, with or without floor- and wall-slabs. Before entering in these special types it may be convenient to come back briefly to the development of plastic design of multi-story frames and to pass then to its application to the types of structure considered here.

Applying plastic design we have to distinguish basically between, the “simple” problem (i.e. beams primarily stressed in bending) and the load carrying problem considering the stability (i.e. multi-story frames). In the latter case the investigations have to be carried out according to the theory of second order in the elastic as well as in the plastic range.

While the calculation by the elastic theory of second order has been essentially simplified using the tables of the stability-function of E. CHWALLA [13] and E. SCHABER [14], the investigation in the plastic range requires a great amount of calculation work. It is therefore convenient to try to obtain a first estimation of the limit load using the theory of elasticity of second order and the limit design theory of first order. According to N. DIMITROV [15] we have:

$$P_{el} < P_{cr} < P_{pl} < P_k$$

where:

P_{el} = the maximum load according to the theory of second order characterized by the first yielding in the borders of the section (calculated conveniently by the above mentioned tables of the stability functions);

P_{cr} = critical load, limiting the load carrying capacity (Collapse load);

P_{pl} = ultimate load according to “plastic design” supposing a mechanism (Theory of plasticity of first order);

P_k = ideal-elastic buckling load due to an antimetric buckling figure.

3.2. The approximation of the critical load by elastic and plastic calculation methods has been realized by M. R. HORNE and W. MERCHANT [16] presenting an empirical Rankine-formula to calculate the critical buckling load of a framework in the elastic-plastic range:

$$P_{perm} \left(\frac{1}{P_{cr}} \right) = P_{perm} \left(\frac{1}{P_k} + \frac{1}{P_{pl}} \right)$$

$$\text{respectively } \frac{1}{\nu_{cr}} = \frac{1}{\nu_k} + \frac{1}{\nu_{pl}} \quad \text{or } \nu_{cr} = \frac{\nu_{pl}}{1 + \frac{\nu_{pl}}{\nu_k}}$$

P_{perm} = permissible load;

ν_{cr} = critical load factor against buckling in the elastic-plastic range;

ν_k = critical load factor against buckling in the elastic range (an approximate calculation is sufficient, because $\nu_k > \nu_{pl}$);

ν_{pl} = load factor which corresponds to the compressive yield point load (supposing constant section of the structure).

W. MERCHANT [16] proposes—as an improvement—to introduce a modified ideal plastic load instead of the compressive yield point load, which considers the deformations of the adjacent bars, still in the elastic range.

Many tests have confirmed this empirical formula, however its application is limited to such structures for which the buckling figure corresponding to the first critical loading step in the elastic range coincides in its shape with that of the ideal plastic mechanism.

The above mentioned authors justify the application of this empirical formula with many possible “imperfections” whose influence can only be determined on a statistical basis by an extended test program. Further test results in this field would be of great value.

R. H. WOOD [17] agrees with the application of this formula but he proposes to include also the local loading arrangement and to limit its application only to frames bent around their rigid axis. Furthermore, he feels that if there is a small critical elastic load there will be an overestimation of the reduction of the real ultimate load. A. HRENNIKOFF [18] criticizes, among other things, the incompleteness of the formula due to the neglect of the lateral torsional buckling as well as local instability (which M. R. HORNE and W. MERCHANT [16] obviously did not intend to cover) and doubts in some aspects the reasoning of the RANKINE-formula.

3.3. A further simplified calculation method has been presented by W. MERCHANT [19] and, in an extended form, by J. OXFORD [20], considering the load-deflection diagram plotted in Fig. 1. Using Young’s modulus until the yielding point $\sigma_F = P_F/A$ we achieve the maximum possible loading capacity with this yielding stress. Since we require at that limit a safety-factor ν_F we still have until collapse, a safety-reserve $(\nu_{cr} - \nu_F)$ depending on the following

influence factors: the plastic reserves in initially lesser stressed parts of the whole structure, the relation between the bending-, normal- and shear-stresses, the real strain-stress diagram of the constructional steel and the residual stresses in the sections. If we calculate a structure according to the following: the theory of elasticity of first order (curve 1), the theory of elasticity of second order (curve 2) the theory of plasticity of first order considering plastic hinges (curve 3) and finally the theory of plasticity of second order (curve 4) we obtain qualitatively the curves plotted in the load-deflection diagram. The intersection point G of the curves 2 and 3 may give a first approximation for the critical ultimate load. W. MERCHANT [19] proposes to provide the deflection (according to curve 2) with an amplification-factor (i. e. $n = 2$) such as to obtain a flatter course of the load-deflection diagram, but the factor $n = 2$ can only have limited validity. W. MERCHANT [19] shows furthermore by a serie of tests, that the relation P_{cr} to P_G is nearly constant, coming to the following formula:

$$P_{cr} = \beta P_G .$$

This may be often satisfactory but in some cases P_G is near P_F , so that P_{cr} would be smaller than P_F and that is contradictory. Therefore OXFORT [20] proposes to write the formula as follows:

$$P_{cr} = P_F + \alpha(P_G - P_F) .$$

The value $\alpha = 0.5$ proposed by the author has still to be checked with further ultimate load calculations and tests and it would be desirable to obtain corresponding contributions at the 8th Congress.

3.4. U. VOGEL [12] develops an iteration process with the restricting suppositions according to the points 2.2 till 2.4 of section 2. Starting from an arbitrary yielding mechanism of a frame structure he formulates the ultimate load condition according to the theory of plasticity of second order stating a non-linear system of transcendent equations for the calculation of the "critical loading factors" by exploiting the conditions of equilibrium and compatibility. This system of equations which cannot be solved explicitly is solved by an iteration process realizing the first iteration step with the known "trial proceeding" or the "combination of kinematic chains" (according to the plasticity theory of first order). A control of the deformation to check the place of the ultimate plastic hinge (whose supposition is contained in an equation of the system) as well as a statical control to check the correctness of the solution have to be done at the end of this investigation.

The results of this approximate calculation have been compared with the exact calculation of J. OXFORT [11] and are on the unsafe side up to 5% for I-sections (relative small plastic reserves) and up to 15% for rectangular sections (great plastic reserves), however this fact can be compensated by introducing

a higher factor of safety (according to the proposal of the above mentioned author). The composition of the process makes it appropriate for computers.

In the Lecture Notes and the accompanying Design Aids [33], published in 1965, concerning “Plastic Design of Multistory Frames” further iteration processes are given, based on two different ways:

- a) A preliminary design is done only for vertical loads and then the deflections caused by the vertical and wind loads are calculated. After checking the stresses of the first step plus the additional stresses of the second step the required sections of the struts and beams can be found with a further iteration process.
- b) The guessed deflections for the bars are supposed and the design is done taking into account the acting loads and these deflections. Follows a further iteration step according to the ENGESSER-VIANELLO-method until the given deflection coincides nearly with the calculated values.

The preceding exposition shows that the investigation of the load carrying capacity of the skeleton can be considered in no way as finished and that therefore contributions to these problems, considering the four types of structure presented in section 4, will be very useful.

3.5. The situation is simpler in the case of structures with a stiffening core which, in compound action with the floors, provide a support of the multistory frames against lateral sway. This type of structure has been investigated by W. PELIKAN and U. VOGEL [21] among others. If we suppose that the horizontal forces (i.e. wind) are conducted completely in the core, the stanchions will be stressed, apart from local wind stresses, only by vertical forces and restraint moments due to the rigid joints with the concrete slabs. This restraining action can be produced by a surface-support without hinges on the foot and head plates or, by having a continuous stanchion concreted with the floor slab. Special horizontal frame beams can be arranged or omitted. In the latter case the stanchions in compound action with the floor slabs resist the loads.

It is known from the theory of plasticity that the stanchions can be calculated in both cases supposing hinges at their ends because they don't lose their load carrying capacity under the formation of plastic hinges. A calculation method for this special type of stanchion has been developed by U. VOGEL [12/21] introducing as additional stressing of the stanchion, besides the normal forces, an angle of end rotation, which can be calculated approximately as end rotation-angle of the freely supported floor slab, since the stiffness of the concrete floor slab is very great compared with that of the steel stanchions.

U. Vogel starts from the state of equilibrium of the system or the stanchions at the moment of reaching the critical load and states, on the deflected structure (according to the theory of second order), an implicit equation to calculate the critical stress relation $\kappa = \sigma_{cr}/\sigma_F$ in function of the slenderness. He

evaluates this results with diagrams for I-profiles and rectangular sections. Considering middle slendernesses ($20 < \lambda < 60$) and small angles of rotation (that means concrete floor slabs $l < 7$ m) he shows that we can obtain by the plastic calculation method a little more economical solutions compared with the calculation supposing hinged stanchions. These results are also confronted with more exact calculation methods and checked by test results, arriving at a good agreement.

American scientists [33] particularly followed this way to obtain a dimensioning of the bars, calculating the angles of rotation of the bars for the steel structure only, on subassemblages. In this connection plastic hinges can be forced in the horizontal beams by a corresponding dimensioning.

3.6. From further calculation methods for multi-story frames we mention here the so called "Cambridge method" of R. H. WOOD [17] which considers the problem of buckling stability but supposes frames without lateral sway. On the one hand the horizontal beams must be dimensioned such as to form plastic hinges close to the stanchions while on the other hand the dimensioning of the stanchions had to be done so as to remain with the stress-verification in the elastic range, which will influence the economy.

It would be of interest to communicate at the Congress experiences gained with these calculation methods and to present test results as well as to propose, if possible, improvements of the calculation.

3.7. Finally we draw attention to the importance of developing calculation methods appropriated for a computer (particularly iteration processes). Many calculation methods well known in structural engineering are not fitted for computer calculation because the relation between "put in" time and computer calculation time impairs strongly the economy of the computer. Therefore we have to think, when developing new calculation processes, simultaneously of the use of computers.

M. R. HORNE and K. J. MAJID [22] have developed an iteration process to calculate multi-story frames (also with inclined bars), taking also into account phenomena of instability particularly appropriate for electronic computers. The above mentioned authors start from a matrix-equation which comprises the loads, the compatibility conditions, the sways of the bars and the displacement of the joints. It is shown that even supposing a linear relation between load and bending moment, good convergence is maintained in the first approximation. They demand as a restriction that no plastic hinge-rotations occur under service load and that also no plastic hinge is produced in a stanchion after multiplying the loads with the permissible loading factor (i.e. $\nu = 1.4$ loading case II corresponding to the English Standard). A more exact elastic-plastic calculation must be carried out after this iteration to check the load carrying capacity of the frame.

4. Discussion of the actual construction-methods for multi-story buildings, considering the possible application of plastic design

4.1. Actually the multi-story frame with lateral sway (Fig. 2) is calculated in practice according to the theory of elasticity of second order. The publications of W. MERCHANT and M. R. HORNE [16], E. CHWALLA [13] and E. SCHABER [14] intend to comprise the plastic range introducing instead of Young's modulus of elasticity a reduced value such as the value $E_1(\sigma)$ suggested by F. R. SHANLEY [23] or the buckling modul $T(\sigma)$, according to ENGESSER [24] supposing in the same way the shear modulus G in the plastic range dependent upon the Modul $T(\sigma)$ or $E_1(\sigma)$ if they consider the shear-deformation.

Now newer calculation methods partially try to realize stability investigations on systems transformed by the formation of plastic hinges with approximated and iteration processes (comp. 3.2–3.4, 3.7) using strongly limiting suppositions. Here, the investigation of systems transformed by plastified sections is of great importance, especially before achieving the ultimate load (mechanism). H. BEER [25] presents a corresponding investigation of a frame-joint of several bars taking into account all imperfections and an arbitrary strain-stress diagram.

The problem of the divergency of equilibrium according to the theory of second order and supposing a variable deflection figure (as mentioned in section 2.4) has not been studied till now. Here we have to check if the buckling load is achieved before the mechanism of plastic hinges is formed. For this proof already E. CHWALLA [26] proposes a substitute load, supposing that all loads are applied in the joints, and carrying out a stability investigation with this type of loading. Of course we can hardly speak here of a simplification, since we must add to the calculation according to the theory of plasticity also a calculation with the theory of elasticity.

4.2. Another construction-method for tall multi-story buildings is characterized by supporting the frames elastically with horizontal floor slabs (concrete or bracings) in all or only some floors, transmitting these horizontal forces to vertical slabs or bracings arranged only on the gable-sides or also between them. While we represent in Fig. 3a a skeleton with a central core, Fig. 3b shows the support by two cores, intended for large buildings. In Fig. 4a two vertical latticed slabs are arranged to provide an elastic support for the frames. We obtain the scheme represented in Fig. 4b and have to calculate the spring-factor as a non-linear function of the stiffness-relations and the loading of the horizontal and vertical slab-system.

In this connection the problem of the horizontal load distribution between slab- and frame-system first arises, before entering in the ultimate load calculation itself and the development of calculation methods for the frame skeleton. Comparative calculations of the stiffnesses of a single bay-two story frame with diagonal bracings according to the theory of second order have

shown that, supposing a horizontal force of 10% of the vertical forces (acting in the nodes), the latticed slab is 8 times stiffer than the framework. In the plastic range the frame may be even more flexible but having vertical slabs smaller than the whole width of the building (which may be arranged on staircases or lift-pits) the stiffness-relation can change fundamentally. In the latter case the relation of horizontal frame stiffness to horizontal slab stiffness can be as high as 1:3.

The application of ultimate load design to frame-work has already been discussed. However the application of the ultimate load design to latticed structures will be cleared up in connection with the box type (see 4.3).

The reduction of the lateral sway of frames can also be caused by the wall and floor slabs. R. H. WOOD [17] has proved this fact by tests and calculations of the compound action as well as reports on buildings. The influence factors which increase the stiffness can be divided into three groups:

- a) The variation of beam loading due to the redistribution caused by floor slabs and walls. If, for weak beams, the loading intensity in the field decreases, as has been proved by tests, different restraining moments are obtained from the loads of these beams, which will reduce the real stresses in the stanchion compared with those obtained by ordinary calculation (see also the corresponding French Standards).
- b) The increased stiffness of the beams against rotation of the joints due to neglected compound action of the floor-plate or an encasement with concrete.
- c) The reduction of the lateral sway due to the compound action of the frames and wall-elements. Tests have proved that there is a considerable reduction of lateral sway and an increasing carrying capacity of the skeleton if the compound action between walls (also having light weight walls) and adjacent frames is established.

R. H. WOOD [17] believes that the compound action between skeleton and surrounding encasement would be able to cover the difference between the effective buckling load of an elastic-plastic frame and the buckling load calculated according to the theory of plasticity of first order. No doubt that the supporting forces of a frame with lateral sway to assure the lateral stability are only small. However, these observed effects and the existent test results need further confirmation. It would be very important to deal with such investigations at the 8th Congress, giving much value to observations and surveys on existent constructions.

4.3. If a construction consists only of slab-elements joined with shear connectors, and these slabs form a box in which at least three slabs are not parallel; we will call it "Box-type". Fig. 5a shows a building surrounded by four latticed walls passing the diagonals through several floors so that the floor slabs and intermediate stanchions transmit the loads to the joints of the latticed walls. In Fig. 5b the design with framed walls is represented. These multi-

cellular frames can be substituted statically for slabs although their stiffness is significantly lower than that of a full slab.

Using computers it should be possible to calculate such frame-works taking into account also the stability and representing its action in the whole system under certain conditions by introducing fictitious slabs of equal bending-shear deformation in order to simplify the calculation.

It is obvious that cores with exterior wall slabs can also act together to resist horizontal loads establishing the spatial static action by the floor slabs. Here more research work must be done applying plastic design to the following problems: frame action of latticed systems, reduction of the effective length of bars in latticed systems by the restraint action, more exact consideration of the different deformations of frame-work and latticed system having a more or less stiff core (as has been mentioned shortly in section 4.2).

4.4. From the described systems, the type with resisting core represented in Fig. 3 is very frequently applied today. Beside many constructional reasons this is probably due to the clear statical system because the wind forces are taken nearly completely by these cores so that the surrounding frames can be considered without lateral sway.

There are three possible plastic mechanism for these frames without lateral sway:

- a) beam mechanisms, weak beams and strong stanchions;
- b) sway mechanisms, strong beams and weak stanchions;
- c) the stiffness of beams and stanchions is about of the same order.

One can calculate the cases a) and c) according to the ultimate load theory of first order because the influence of the deformation on the ultimate load of the beam mechanisms can be neglected due to the small normal forces in the beams. However the theory of second order must be applied if the stanchions collapse first (case b).

5. Repeated loading

5.1. Two cases have to be considered which can cause the collapse of the building:

- a) fatigue of the material having a great number of loading cycles;
- b) instability due to an increasing permanent deformation with every loading cycle.

5.2. For the case under consideration of tall multi-story buildings the failure of a building due to fatigue can only occur in very exceptional cases, i.e. if tools and equipment stress some structural members with a great number of loading cycles. Generally the wind pressure will not cause fatigue of the material, because we suppose so high static wind loads, that their number of loading cycles (complete loading and unloading and change of the wind direction) is relatively small. Theme IIIc will deal with the problem of whether fatigue of

the material can be produced by vibrations caused by wind impulses. The variation of the service load in buildings used for offices, residences and shops will also generally not cause fatigue of the material because we do not have to reckon with many daily loading cycles (complete charging and discharging), however a special use of some rooms can stress to fatigue some parts of the building.

A particular investigation of this problem is not needed at the Congress.

5.3. The deflection instability is originated by the repeated plastification of some sections causing a progressive increase of the deflection of the skeleton until collapse takes place. Before achieving the load which will cause the deflection instability, the system will behave elastically, after an initial slight increase of the permanent plastic deformation. The system "shake-down" these permanent deflections. M. GRÜNING [27] has first mentioned this fact. E. MELAN [28] has applied his investigation to arbitrary statically indeterminate systems and B. G. NEAL [29] and M. R. HORNE [30] have furthermore extended it. The load which creates deflection-instability depends upon the static system and upon the value of the plastic moment in some determining sections. Generally "shake down" takes place also in the skeleton of tall multi-story buildings so that the deflection-stability of the structure is maintained. However special investigation must be carried out in cases of doubt to assure the deflection-stability of extraordinary types of frames. Hereby we have to take into account also the residual stresses due to the rolling and welding process.

This theme may also be treated at the Congress examining the fact if, and under which conditions, deflection instability in tall multi-story buildings can be possible.

6. Deflections due to static load

6.1. The question, of whether the utilization of the structure is finished due to inadmissible deflections, has to be considered from the point of view of flooring and walls as well as the special use of the building. Inadmissible deformations of the skeleton can cause great damage to the wall and glass front. The deflections caused by dynamic influences and its consequences will be treated in Theme IIIc.

6.2. Several processes had been developed to calculate the deflections in the elastic and plastic range. If the sequence of the formation of the plastic hinges is fixed the step-by-step deflection method may be of special advantage. Generally, inadmissible great deflections, which will limit the utilization of the building, will occur only on loading steps just before the formation of a mechanism, however further investigations on some types of structures may be of interest. Here we have to study also the question of whether we can reduce the margin of safety against inadmissible deflections compared with

the margin of safety against collapse of the system due to the formation of a mechanism or deflection instability.

The strain stress diagram allows us also to estimate the loading step at which the first plastic hinge will probably occur. An exact calculation of this loading step is not possible since the load factor includes the uncertainties of the suppositions for the loading and the calculation as well as for the dispersion of the yielding stresses due to the inhomogeneity over the section and the residual stresses. However there is no objection against a plastification under service load of some fibres of a section for we can consider local plastifications in steel structures as a characteristic property and an efficient help against stress accumulation.

It is recommended that particular investigations be presented and that the problem be discussed at the Congress.

6.3. As has already been mentioned in section 2.2 the adoption of plastic hinges, which remain effective until collapse, supposes that the yield range is sufficiently extended to allow the forced hinge-rotation. In some cases a special investigation is needed to check this supposition.

7. Safety and loading factor

7.1. The loading factor has to cover the difference between the suppositions and idealizations for the calculation and the dimensioning and the really existing conditions. Therefore it has to consider all uncertainties of: loading-suppositions, calculation-bases, fabrication and assembling, and properties of the material. This problem has been treated at several Congresses, so that we mention here only some aspects of tall multi-story buildings.

7.2. Loading-suppositions: While the dead load of the structural elements and the flooring, walls and roofing can be calculated generally with sufficient exactitude, considerable uncertainties exist in the statement of the service load. Certainly, we dispose of statistical material of the real service loads considering the normal use of buildings but we can only fix values which are not exceeded with a certain probability. Therefore we must provide a reserve in the loading factor against possible overloading according to the corresponding probability. The European Convention of Steel Constructors recommends that the Standard service load be provided with a factor 1.33.

For high skeleton buildings the snow load is only of importance for the roof, however the wind load can become a decisive importance for the whole structure. The Standards of the different countries usually take the maximum wind gathered from meteorological observation, which however cannot be considered as catastrophic wind. Here we must provide also a factor which has been stated to 1.5. However this factor seems to be a little conservative considering the fact that the additional stiffening effect of cladding and walling

is not taken into account generally in the static calculation. The stresses produced by a variation of temperature can accelerate the formation of plastic hinges and reduce the stability of the structures but these stresses do not affect the calculation of the ultimate load according to the theory of first order.

7.3. It may be convenient to treat together the incertitude of the basis of calculation and the inexactness of fabrication and assembling. Speaking of the basis of calculation we are referring by the way to sect. 2. Considering the construction we suppose generally a rigid restraint of the stanchions in the foundation which is really more or less elastic. The joints of the frames are considered rigid and this is also not the case in reality. O. STEINHARDT [31] has shown with the example of the HSFG-bolted front plate joint, that the elastic restraint of the joints can reduce the corner moments up to 15%, increasing simultaneously the corresponding field moments.

Certainly, these calculation-suppositions on the unsafe side are widely compensated by the stiffening effect of cladding and walls, so that we are on the safe side considering in the static calculation only the frame-structure. It must be studied in every given case if a factor of incertitude, which will not be much greater than the unity, has to be introduced.

7.4. It is known that the yield-stress in rolled I-beams is not constant over the section, having a considerable difference between web and flange. Particularly in compressed components this dispersion in the yield-stresses has an influence on the deflection and the stability, reducing generally the buckling load. This incertitude can be taken into account supposing a fictitious buckling modulus and eliminating then a special factor of incertitude; however we must consider that incertitude, calculating the plastic moment.

Since the thicker flanges generally have a smaller yield stress than the thinner webs we must introduce a factor depending upon the shape of the section. Residual stresses due to the rolling and welding process can also influence the formation of plastic hinges, as has been mentioned before. T. V. GALAMBOS and R. L. KETTER [32] have worked out graphs on the basis of supposed residual stresses.

8. Summary

Plastic design and the theory of ultimate load design is by no means complete. In this paper the state-of-the-art for the different types of tall multi-story buildings i.e. the frame-skeleton, with and without resisting core, (or wind bracings) and the box-type structure, is exposed, underlining the problems to be treated at the Congress.

III

Bâtiments de grande hauteur

IIIa

Calcul en plasticité

O. STEINHARDT

Prof. Dr.-Ing. Dr. sc. techn. h.c., Karlsruhe

H. BEER

Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., Graz

1. Introduction

1.1. Dans le domaine de la construction, la théorie de la plasticité et du calcul à la ruine est revenue au premier plan au cours de ces dernières années. Remarquons à ce sujet que, du point de vue du physicien, il n'existe pas encore de théorie de cette sorte qui ait une valeur générale et soit pratiquement applicable. Les équations fondamentales, indépendantes des matériaux, de la mécanique des milieux continus ont bien été formulées mais, à ce jour, l'on n'a pas encore établi la loi générale des matériaux pour les déformations plastiques qui couvre les relations existant entre les contraintes, les déformations (y compris l'écroutissage), la température et leurs variations dans le temps. Un grand pas a été fait vers la formulation d'une telle loi grâce, tout particulièrement, aux travaux de A. R. GREEN et P. M. NAGHDI [1] qui ont en outre essayé, à partir des lois fondamentales de la mécanique des milieux continus, de développer une théorie générale de la plasticité qui ne contînt plus qu'un nombre réduit d'hypothèses restrictives.

1.2. Pour en revenir à la construction, nous sommes amenés à constater qu'il y a longtemps déjà qu'on a mis à profit l'énergie plastique des matériaux de construction pour déterminer les charges de ruine. C'est principalement dans le cadre de l'étude de la stabilité que, tant en suivant la voie expérimentale qu'en procédant à des analyses théoriques, l'attention s'est portée sur la réserve plastique liée à la forme des sections, et l'on ne citera à ce sujet que les travaux de L. VON TETMAJER [2], F. ENGESSER [3], M. ROŠ et J. BRUNNER [4]. A l'effet,

entre autres, de simplifier le calcul, et en admettant l'hypothèse d'un matériau idéalement élastique – idéalement plastique, on a aussi appliqué le «calcul plastique» à des poutres principalement sollicitées à la flexion, notamment des poutres continues, et l'on se contentera de mentionner ici les travaux de F. STÜSSI et C. F. KOLLBRUNNER [5], G. KAZINSZY [6], N. C. KIST [7] et H. MAIER-LEIBNITZ [8].

Pour appliquer le calcul à la ruine aux aciers de construction à haute résistance, H. BEER et K. MOSER [9] ont pris pour base une loi contrainte-allongement arbitraire, et CH. MASSONNET [10] a rendu compte de l'application de la théorie de la plasticité à l'acier St 52.

2. Conditions et limites de l'application du calcul à la ruine

2.1. Dans le dimensionnement pratique des ossatures métalliques, on peut, avec certains types d'exécutions et pour des raisons d'ordre économique ou ressortissant au calcul et à l'exécution, abandonner totalement ou en partie les principes de la théorie classique de l'élasticité pour leur substituer ceux de la théorie de la plasticité. Le calcul effectué d'après la théorie de la plasticité donne essentiellement des réserves de résistance d'un ouvrage une idée meilleure que celle permise par la théorie de l'élasticité (dimensionnement d'après les contraintes admissibles). Si l'on veut qu'une «théorie à la ruine» puisse être maniée avec sécurité, il faut toutefois qu'un ensemble de conditions soient remplies dont les principales, brièvement exposées, sont les suivantes.

2.2. Les matériaux mis en œuvre doivent disposer d'une énergie plastique suffisante; pour cela, on peut souvent admettre une loi simplifiée, correspondant à un comportement idéalement élastique-idéalement plastique (se rendant bien sous forme analytique) en ne se servant pas des possibilités d'érouissage en raison de la limite imposée aux déformations (jusqu'à $\varepsilon_{Déf.} \approx 15 \varepsilon_{Elast.}$). Pour les aciers de construction ayant subi un recuit de détente, l'hypothèse d'une loi idéalisée élastique-plastique de déformation est vérifiée d'une façon suffisante. Dans le cas des barres avec contraintes résiduelles, il existe, comme les essais le montrent, une inflexion précoce du diagramme contrainte-allongement; le moment plastique limite dépend fortement de l'intensité et de la répartition des contraintes résiduelles à l'intérieur de la section.

2.3. Les sections adoptées doivent être dimensionnées de façon que tout phénomène d'instabilité locale, tel que voilement ou déversement, soit exclu. C'est principalement par une exécution appropriée des dalles de plancher et des parois que, dans la construction des ossatures métalliques, l'on s'oppose efficacement au déversement.

2.4. Pour calculer la résistance limite, les déformations doivent être classées en deux groupes selon qu'elles résultent de sollicitations élastiques ou de sollicitations plastiques. C'est ainsi, par exemple, qu'avec un cadre multiple libre-

ment déformable il serait en soi nécessaire, après la formation de chaque articulation plastique nouvelle, de calculer la résistance au flambement et la grandeur des déformations conformément à la théorie de l'élasticité du II^e ordre, puis d'évaluer les déformations plastiques s'y ajoutant et de comparer la somme ainsi obtenue à une déformation admissible, avant de laisser se former d'autres articulations plastiques. Car les restrictions qu'impliquent de nombreux procédés de calcul, qui excluent les phénomènes d'instabilité jusqu'à ce que soit formée un mécanisme de rotules plastiques, peuvent ne pas être toujours vérifiées dans la pratique. On n'a pu encore, d'après la théorie de la plasticité du II^e ordre, élucider le problème de la «divergence d'équilibre», due à un changement de la figure de flambement, ni prendre en compte le flambement éventuel en dehors du plan du cadre, car à cet égard la principale pierre d'achoppement a été la condition de l'économie de calcul qui est un avantage important du calcul plastique.

2.5. Lors de la formation des rotules plastiques, notamment dans le cas des cadres à étages multiples; il n'existe que rarement une continuité totale dans les sections des assemblages des traverses ainsi que dans celles des pieds et des têtes des poteaux, ce qui fait qu'il est important de faire entrer en ligne de compte la déformabilité des assemblages dans le calcul. Ceci est valable tant pour les coins de cadres soudés que pour les assemblages HR à plaques de tête.

Comme les calculs de J. OXFORD [11] et de U. VOGEL [12] l'ont montré, l'extension des zones plastiques à proximité immédiate de la rotule plastique théorique ne joue généralement un rôle que dans le cas de sections, relativement rares en construction métallique, ayant d'importantes réserves plastiques. Elle peut toutefois prendre également de l'importance, avec un diagramme des moments très plat, lorsque des domaines couvrant une grande longueur se trouvent dans un état partiellement plastique. Il en est notamment ainsi lorsque les rotules plastiques se forment au milieu des traverses et non pas aux coins du cadre. Ainsi que H. BEER et K. MOSER [9] l'ont montré, on peut associer ces régions à une déformation correspondante du diagramme des moments.

2.6. A propos du calcul des ouvrages formés de barres il semble nécessaire d'attirer une nouvelle fois l'attention sur le fait que, lorsqu'on applique la théorie du calcul à la ruine, il n'est *pas possible* de superposer les états de chargement, par suite des variations qui chaque fois affectent l'ordre de formation des rotules dans le système.

3. Méthodes connues d'étude des cadres à étages multiples d'après le calcul à la ruine (de II^e ordre)

3.1. Il n'est prévu d'aborder au cours du 8^e Congrès que les ossatures d'immeubles élevés et élancés, principalement sans appuis intérieurs et avec ou sans

voiles porteurs muraux et de plancher. Avant d'en venir à ces types particuliers, il semble utile de revenir brièvement au développement de la théorie du calcul à la ruine des cadres à étages multiples pour, ensuite, considérer ses possibilités d'application aux types de constructions à envisager.

Dans les calculs effectués d'après la théorie de la charge limite, il est fondamental d'opérer une distinction entre les problèmes simples (par exemple ceux relatifs aux poutres essentiellement sollicitées à la flexion) et les problèmes où il y a lieu de faire intervenir la stabilité (par exemple à l'endroit des cadres à étages multiples). Dans ce dernier cas, les études doivent être conduites, tant dans le domaine élastique que dans le domaine plastique, en appliquant la théorie du second ordre.

Si ce calcul effectué d'après la théorie du II^e ordre se trouve très sensiblement simplifié, dans le domaine élastique, par l'emploi des tables numériques de E. CHWALLA [13] et de E. SCHABER [14] pour les fonctions de stabilité, il devient très compliqué et laborieux dans le domaine plastique, de sorte qu'il apparaît opportun de procéder à une estimation de la charge limite à partir des résultats obtenus en appliquant la théorie de l'élasticité du II^e ordre et la théorie de la plasticité du I^{er} ordre. D'après N. DIMITROV [15], on a :

$$P_{el} < P_{kr} < P_{pl} < P_K$$

avec

P_{el} = Charge limite d'après la théorie élastique des contraintes du II^e ordre, caractérisée par la première apparition de la limite élastique dans la fibre limite d'une section. Il est commode d'effectuer le calcul en utilisant les fonctions de stabilité dont on a parlé plus haut.

P_{kr} = Charge critique limitant la résistance du système (charge de ruine).

P_{pl} = Charge limite telle que définie par une méthode de calcul plastique en se référant à un mécanisme cinématique (Théorie de la plasticité du I^{er} ordre).

P_K = Charge de flambement idéalement élastique correspondant à une figure de flambement antisymétrique.

3.2. La détermination de la charge critique à partir d'une estimation basée sur un calcul élastique et un calcul plastique a été effectuée par M. R. HORNE et W. MERCHANT [16] qui, pour ce faire, expriment comme suit la formule empirique de RANKINE donnant la charge critique de flambement d'un système de barres dans le domaine élasto-plastique :

$$P_{zul} \left(\frac{1}{P_{kr}} \right) = P_{zul} \left(\frac{1}{P_K} + \frac{1}{P_{pl}} \right)$$

$$\text{et } \frac{1}{\nu_{kr}} = \frac{1}{\nu_K} + \frac{1}{\nu_{pl}} \quad \text{ou } \nu_{kr} = \frac{\nu_{pl}}{1 + \frac{\nu_{pl}}{\nu_K}}$$

où :

P_{zul} = Charge admissible

ν_{kr} = Coefficient de la charge critique de flambement dans le domaine élasto-plastique.

ν_K = Coefficient de la charge critique de flambement dans le domaine élastique (un calcul approché est suffisant du fait que $\nu_K > \nu_{pl}$).

ν_{pl} = Coefficient de charge correspondant à l'atteinte de la charge d'écrasement (en supposant une section constante).

Une amélioration est proposée par W. MERCHANT [16] qui, au lieu de la charge d'écrasement, adopte une charge idéalement plastique modifiée faisant intervenir les déformations des barres voisines demeurées élastiques.

Un grand nombre d'essais permettent de tenir cette formule empirique pour satisfaisante; son application se limite toutefois aux ouvrages dans lesquels la figure de flambement correspondant au premier état de charge critique dans le domaine élastique concorde sensiblement avec celle relative au mécanisme idéalement plastique.

Pour justifier l'application de cette formule empirique, les auteurs cités plus haut évoquent, entre autres, la multiplicité des «imperfections» possibles dont l'influence ne peut être évaluée de façon rigoureuse qu'en soumettant à l'analyse statistique un plus grand nombre de résultats expérimentaux. A cet égard, la communication de nouveaux résultats d'essais serait d'un grand intérêt.

R. H. WOOD [17] se déclare pour l'essentiel d'accord en ce qui concerne l'application de cette formule mais propose de faire intervenir la disposition locale des charges dans la formule et veut limiter son application exclusivement aux cadres fléchis autour de l'axe à inertie max. De plus, à son avis, la diminution de la charge limite réelle est surestimée lorsque la charge élastique critique a une valeur faible. A. HRENNIKOFF [18], entre autres remarques, souligne le caractère incomplet de la formule qui ne tient pas compte du flambement de torsion latéral ni des instabilités locales, phénomènes que M. R. HORNE et W. MERCHANT [16] ont manifestement laissés délibérément de côté, et met à certains égards en doute le fondement de la formule de RANKINE.

3.3. Un autre procédé de calcul simplifié a été indiqué par W. MERCHANT [19] à partir du diagramme charge-déformation représenté à la figure 1 ainsi que, sous une forme développée, par J. OXFORD [20]. En appliquant la loi de Hooke jusqu'à la limite élastique $\sigma_F = P_F/A$, la limite supérieure de la charge admissible est atteinte avec cette limite élastique. Comme on exige une sécurité ν_F à l'égard de cette limite, on dispose encore jusqu'à la rupture d'une réserve de sécurité $(\nu_{kr} - \nu_F)$ qui dépend des facteurs suivants: valeur des réserves plastiques disponibles dans les parties de l'ensemble du système de barres d'abord faiblement sollicitées, valeurs des rapports entre les moments, les efforts normaux et les efforts tranchants, diagramme contrainte-déformation réel de l'acier et contraintes résiduelles dans les sections.

Les courbes de type qualitatif tracées sur le diagramme charges-déformations

correspondent au calcul effectué d'après la théorie de l'élasticité du 1^{er} ordre (courbe 1), la théorie de l'élasticité du II^e ordre (courbe 2), la théorie de la plasticité du I^{er} ordre avec mécanisme de rotules plastiques (courbe 3) et la théorie de la plasticité du II^e ordre (courbe 4). Le point d'intersection G des courbes 2 et 3 donnerait une première approximation de la charge critique. W. MERCHANT [19] propose d'affecter un coefficient multiplicatif (par exemple $n = 2$) aux déformations (sur la courbe 2) de façon à obtenir une courbe charge-déformation plus plate. Ce coefficient $n = 2$ ne peut être valable que d'une façon limitée. Sur la base d'une série d'essais, W. MERCHANT [19] montre encore que le rapport P_{kr}/P_G est approximativement constant, ce qui l'amène à adopter la formule suivante:

$$P_{kr} = \beta P_G .$$

La formule est souvent satisfaisante, mais il y a des cas où P_G est voisin de P_F , ce qui entraînerait P_{kr} inférieur à P_F , un résultat dépourvu de sens. C'est pour cette raison que J. OXFORD [20] propose la formule modifiée suivante:

$$P_{kr} = P_F + \alpha(P_G - P_F) .$$

Il conviendrait d'étayer par de nouveaux calculs de la charge limite et par des essais supplémentaires la valeur $\alpha = 0,5$ qu'il indique. Il serait souhaitable que des communications fussent présentées sur ce sujet au 8^e Congrès.

3.4. Sur la base des hypothèses restrictives énoncées aux paragraphes 2.2 à 2.4 du chapitre 2, U. VOGEL [12] a établi une méthode par itération. A partir du choix arbitraire d'un mécanisme de rotules plastiques cinématique dans un ouvrage en cadre, il parvient à la formulation générale des conditions relatives à la charge limite d'après la théorie de la plasticité du II^e ordre en établissant un système d'équations transcendantes non linéaires devant donner le «coefficient de charge critique» et prenant en compte les conditions d'équilibre et de compatibilité du système. Ce système d'équations, non résoluble sous une forme explicite, est résolu par itération. Le premier pas de calcul s'effectue selon la méthode bien connue «des essais» ou la «combinaison de mécanismes cinématiques» (conformément à la théorie de la plasticité du I^{er} ordre). Au terme de chaque calcul de la charge limite, il y a lieu, chaque fois, de contrôler les déformations pour vérifier l'endroit où se situe la rotule plastique qui est apparue en dernier (car l'hypothèse faite à cet égard détermine l'une des équations du système d'équations) ainsi que de vérifier l'équilibre statique, pour contrôler la validité de l'analyse.

Les résultats de ces calculs par approximations successives sont comparés au calcul rigoureux exécuté par J. OXFORD [11], et il ressort de cette comparaison qu'ils se situent, aux dépens de la sécurité, autour d'au plus 5% pour les sections en double-té (qui possèdent des réserves plastiques relativement faibles) et d'au plus 15% dans le cas des sections rectangulaires (avec des ré-

serveurs plastiques importantes), avec toutefois possibilité de compensation par un coefficient de sécurité plus élevé (conformément à la proposition faite par l'auteur cité). Le procédé apparaît comme parfaitement approprié à l'emploi des calculateurs électroniques.

Tout récemment, en 1965, la Lehigh University a publié des «Lectures Notes» complétées par des «Design Aids» [33] sur le «Calcul plastique des cadres à étages multiples» et l'on y trouve exposées d'autres méthodes de calcul par itération des cadres étagés de grande hauteur, déformables latéralement; ces méthodes reposent sur deux principes différents:

- a) On procède à un dimensionnement préalable à partir exclusivement des charges verticales pour, ensuite, calculer les déformations dues au vent et aux charges verticales. Après vérification des sollicitations définies en premier lieu et de celles trouvées ensuite, on détermine – éventuellement en procédant à une autre itération – les sections à donner aux éléments.
- b) On admet certaines déformations possibles des barres puis, sur cette base, l'on procède au dimensionnement pour les charges existantes. On exécute alors un calcul par itération, selon la méthode d'ENGESSER-VIANELLO, en poursuivant jusqu'à ce que les valeurs trouvées coïncident approximativement avec les déformations estimées.

De ce qui vient d'être dit ci-dessus, il ressort que l'on ne saurait considérer comme close la question du calcul à la ruine des ossatures en cadres et, par conséquent, qu'il serait très souhaitable que des contributions à ce problème fussent présentées en rapport avec les types d'ouvrages décrits au chapitre 4.

3.5. La situation est plus simple en ce qui concerne les ouvrages comportant un noyau de renforcement qui, conjointement avec les planchers rigides, s'oppose aux déformations horizontales de l'ossature. Ce type de construction a été étudié par exemple par W. PELIKAN et U. VOGEL [21]. Si l'on admet que les efforts horizontaux (le vent, par exemple) sont repris totalement par le noyau, il ne reste plus alors comme sollicitations des poteaux, outre les pressions du vent locales, que les efforts verticaux ainsi que les moments d'encastrement qui résultent de l'assemblage rigide avec les dalles en béton. Cet encastrement peut se faire par appui direct, sans articulation, des planchers sur les semelles de tête et de base des poteaux ou bien, dans le cas de poteaux continus, par encastrement dans les planchers en béton. Il peut ici y avoir des traverses spéciales, ou elles peuvent être totalement absentes, et les poteaux assurer la transmission des efforts en liaison avec les dalles de plancher.

La théorie de la plasticité nous enseigne que, dans ces deux cas, on peut calculer les poteaux comme étant articulés en haut et en bas, car ils ne perdent pas leur résistance avec la formation de rotules plastiques à leurs extrémités inférieure et supérieure. Pour ce type spécial de poteaux, U. VOGEL [12/21] a établi un principe de calcul particulier qui consiste à introduire en tant que sollicitation des poteaux, outre l'effort normal, un angle de rotation aux extrémités qui peut être calculé approximativement comme angle de rotation du

plancher d'étage admis simplement appuyé, étant donné que la rigidité du plancher de béton est très grande par comparaison à celle du poteau métallique.

L'auteur part de l'état d'équilibre du système et du poteau au moment où est atteinte la charge critique pour établir une équation implicite correspondant au système déformé (d'après la théorie du II^e ordre) et, à partir de cette équation, calculer le rapport critique des contraintes $\kappa = \sigma_{kr}/\sigma_F$ en fonction de l'élanement λ . Les résultats de ces calculs sont donnés dans des diagrammes correspondant aux sections en double-té et rectangulaires. Entre autres choses, il montre, à partir des règles de calcul allemandes DIN 4114, que pour des élancements moyens ($20 < \lambda < 60$) et de petits angles de rotation (c'est-à-dire des planchers en béton de portée $l < 7$ m) on peut obtenir des solutions un peu plus économiques en utilisant le calcul plastique au lieu d'effectuer le calcul en prenant comme base une barre articulée. Ces résultats sont mis en comparaison avec des procédés de calcul plus précis et étayés de résultats expérimentaux, et l'on constate une concordance assez satisfaisante.

D'autres chercheurs [33] surtout américains, ont également suivi cette voie pour arriver à dimensionner les barres par l'intermédiaire du calcul de l'angle de rotation de l'extrémité des barres effectué sur des systèmes équivalents (subassemblages) dans le domaine de la construction entièrement métallique. Pour ceci, on fait principalement apparaître des rotules plastiques dans les traverses grâce à un dimensionnement approprié.

3.6. Parmi les autres méthodes de calcul des cadres à étages multiples, il convient de citer la «Cambridge Methode», décrite par R. H. WOOD [17], qui tient compte du problème de la stabilité au flambement mais présuppose également l'absence de déformabilité latérale de la part des cadres. Cette méthode consiste, d'une part, à dimensionner les traverses de façon que des rotules plastiques se forment dans le voisinage immédiat des poteaux et, d'autre part, à dimensionner les poteaux de manière à pouvoir vérifier les contraintes en restant dans le domaine élastique, ce qui est de nature à influencer défavorablement sur les conditions économiques.

Il serait à cet égard intéressant de présenter des résultats expérimentaux et les observations auxquelles les méthodes de calcul en question ont pu donner lieu ainsi, le cas échéant, que de proposer les améliorations qui pourraient être apportées.

3.7. Pour clore ce chapitre, revenons-en encore à l'importance et aux avantages des procédés de calcul (des méthodes itératives, notamment) qui se prêtent à l'emploi des calculatrices électroniques dans la recherche des solutions. Il y a nombre de procédés de calcul connus du domaine de la statique, développés dans le passé, qui ne sont pas appropriés à la mise en œuvre de ces calculateurs pour cette raison, entre autres, que le rapport temps d'introduction des données/temps de calcul est très défavorable eu égard au rendement de l'ordinateur. D'où la nécessité de songer aussi à l'emploi des calculateurs, et

pas seulement aux aspects scientifiques, quand on élabore de nouvelles méthodes de calcul.

C'est ainsi que, tout récemment, M. R. HORNE et K. J. MAJID [22] ont spécialement mis au point pour le calcul électronique un procédé par itération qui permet de calculer les cadres à étages multiples (y compris ceux comportant des barres obliques) en tenant compte des phénomènes d'instabilité. Pour ce faire, ces auteurs partent d'une équation matricielle qui renferme les charges, les conditions de compatibilité, les déplacements des barres et des nœuds. Il y est montré que même si, en première approximation, on suppose qu'il existe une relation linéaire entre les charges et le moment fléchissant, la convergence reste bonne. Comme limitation, il est imposé, d'une part, qu'il ne se produit aucune rotation plastique sous les charges de service et, d'autre part, qu'également après la multiplication par le coefficient de charge admissible (par exemple $\nu = 1,4$ dans le cas de charge II selon les règles anglaises) il ne puisse apparaître aucune rotule plastique dans un poteau. Une fois effectué le calcul par itération, il faut encore exécuter un calcul élasto-plastique précis pour vérifier la résistance du cadre.

4. Discussion des méthodes de construction usuelles, actuellement appliquées aux bâtiments de grande hauteur, eu égard aux possibilités d'application du calcul à la ruine

4.1. C'est encore d'après la théorie de l'élasticité du II^e ordre que, dans la pratique, l'on calcule pour le moment le plus souvent les ouvrages en cadre à étages multiples librement déformables du type représenté à la Fig. 2. Dans les publications de W. MERCHANT et M. R. HORNE [16], E. CHWALLA [13] et E. SCHABER [14], on essaie de tenir compte des zones plastiques en introduisant, à la place du module d'élasticité E , une valeur plus faible pouvant être par exemple, d'après F. R. SHANLEY [23], la grandeur $E_1(\sigma)$ ou, selon F. ENGESSER [24], le module de flambement $T(\sigma)$, et en prenant également, pour les déformations de cisaillement, le module de cisaillement G dans le domaine plastique en fonction du module $T(\sigma)$ et $E_1(\sigma)$.

Dans des méthodes de calcul plus récentes on essaie maintenant, en recourant partiellement à des procédés itératifs ou par approximation (cf. 3.2, 3.4, 3.7) comportant des hypothèses fortement restrictives, d'entreprendre aussi l'étude de la stabilité sur des systèmes qui se trouvent transformés du fait de la formation de rotules plastiques. C'est surtout avant l'atteinte du stade final des «mécanismes d'articulations plastiques» que l'étude du système modifié par les sections plastifiées semble revêtir la plus grande importance. Une étude de cette sorte est faite par H. BEER [25] sur un nœud de cadre à barres multiples, compte tenu de toutes les imperfections et sur la base d'une loi contrainte-déformation arbitraire.

Comme on l'a déjà dit à la section 2.4, le problème de la divergence d'équilibre due à un *changement* de la figure des déformations n'a pas encore jusqu'à présent été analysé par la théorie de la plasticité du II^e ordre. Ce qui serait particulièrement utile à ce sujet, ce serait de chercher si la charge critique est atteinte *avant* que se forme le mécanisme des rotules plastiques. A cet effet, E. CHWALLA [26] a déjà proposé d'utiliser un mode de charge fictif, en admettant que la totalité des charges s'appliquent aux nœuds pour, avec ce mode de charge, effectuer une étude de la stabilité. On ne peut guère encore à vrai dire faire état d'une simplification du calcul étant donné qu'il faut, une fois effectué le calcul basé sur la théorie de la plasticité, en exécuter un autre d'après la théorie de l'élasticité.

4.2. Un autre mode de construction des bâtiments élancés consiste à appuyer latéralement les cadres, à certains étages ou à tous les étages, sur des voiles de plancher horizontaux (planchers massifs ou contreventements), ces voiles de plancher transmettant leurs efforts horizontaux à des voiles verticaux de pignons ou intermédiaires. Alors que l'ossature en cadre représentée à la *Fig. 3a* comporte un seul noyau central, celle de la *Fig. 3b* est raidie par deux noyaux, ainsi qu'on le prévoit normalement pour les bâtiments de grande longueur. A la *Fig. 4a*, on voit deux contreventements verticaux qui assurent un appui élastiquement déformable aux montants du cadre. On obtient donc le modèle théorique représenté à la *Fig. 4b* où l'on a à déterminer la constante du ressort sous la forme d'une fonction non linéaire de la rigidité et des surcharges du système constitué par les voiles horizontaux et verticaux.

A ce sujet, avant qu'on puisse en venir au calcul plastique proprement dit et à l'établissement de méthodes de calcul appropriées à l'ossature en cadre, il se pose donc tout d'abord le problème de la répartition des charges sur le système cadre et voiles en présence d'un chargement horizontal de l'ouvrage. Des calculs comparatifs de la rigidité, effectués conformément à la théorie du II^e ordre sur un cadre à deux montants et deux étages avec et sans contreventement en treillis, ont montré que, lorsque le système est sollicité par une force horizontale représentant 10% des efforts verticaux (et supposée appliquée aux nœuds), le treillis était 8 fois plus rigide que le cadre.

Dans le domaine plastique, ce rapport devient sans aucun doute encore plus défavorable au cadre, mais il est cependant possible de le modifier fondamentalement si l'on fait en sorte que les voiles verticaux ne s'étendent pas sur toute la largeur du bâtiment, c'est-à-dire qu'ils soient plus étroits, ainsi qu'il en est dans les cages d'escalier et d'ascenseur. Le rapport des rigidités horizontales du cadre et des voiles peut alors atteindre approximativement la valeur de 1:3.

L'application du calcul plastique aux ouvrages en cadre est un problème qui a déjà été discuté. Nous devons en revanche parler de son application aux treillis à propos du mode de construction dit «en boîte» (voir 4.3).

Le déformabilité latérale peut également être diminuée par les *éléments de*

remplissage: planchers et parois. R. H. WOOD [17] a déjà reconnu ce fait sur la base de rapports portant sur des ouvrages réalisés, d'essais ainsi que de calculs se rapportant aux actions mixtes. Ces effets tendant à augmenter la rigidité peuvent être classés en trois catégories:

- a) Modification de la charge sur les traverses due à une répartition différente provoquée par les dalles de plancher et les parois. Si de ce fait, comme on l'a en effet constaté expérimentalement, il y a pour les traverses élancées une diminution de l'intensité des charges au milieu de la travée, il en résulte une modification des moments d'encastrement dus à la charge appliquée sur la traverse, et les sollicitations auxquelles les poteaux sont réellement soumis sont plus faibles que les valeurs données par le calcul (voir également les règles françaises).
- b) Rigidité supérieure des traverses eu égard aux rotations aux nœuds du fait que l'action mixte acier-béton des dalles de plancher ou d'un éventuel chemisage n'est pas systématiquement prise en compte.
- c) Réduction de la déformation latérale par suite du soulagement des cadres dû aux éléments de parois. Des essais ont permis de constater que les déformations latérales diminuaient sensiblement et que la résistance de l'ossature augmentait d'autant si l'on solidarisait les parois (même celles de construction légère) et les cadres voisins.

R. H. WOOD [17] estime que le soulagement de l'ossature porteuse dû aux éléments de remplissage pourrait suffire à compenser la différence existant entre la charge de flambement effective d'un cadre élasto-plastique et celle calculée d'après la théorie de la plasticité du 1^{er} ordre. Il est bien certain que les forces de rappel suffisant à assurer la stabilité d'un cadre latéralement déformable sont très faibles, mais il n'en demeure pas moins que les effets qui ont été observés et les résultats expérimentaux requièrent encore une justification plus poussée. Une attention particulière devrait être donnée aux recherches entrant dans ce cadre en vue du 8^e Congrès, et à cet égard un grand intérêt s'attache aux observations et mesures faites sur des ouvrages existants.

4.3. Si un ouvrage est exclusivement constitué par des éléments du type voile assemblés les uns aux autres de façon à résister aux cisaillements et que ces voiles sont disposés, à la façon d'une boîte, dans des plans dont trois au moins ne sont pas parallèles, on peut dire qu'il s'agit d'une construction du type «boîte». A la *fig. 5a*, le pourtour du bâtiment est formé de quatre voiles en treillis dont les diagonales s'étendent sur plusieurs étages, de sorte que les dalles de plancher ou les montants intermédiaires introduisent les charges aux nœuds du treillis des voiles murales. L'exécution représentée à la *fig. 5b* comporte des cadres à cellules multiples et nœuds rigides qui, statiquement, remplacent des voiles, même si leur rigidité est sensiblement inférieure à celle de voiles pleins.

A l'aide des calculateurs électroniques, il devrait être possible de calculer les ouvrages en cadre de cette sorte, et ce, même, en tenant compte des pro-

blèmes de stabilité; l'ensemble du système pourrait parfois être représenté de façon simplifiée en introduisant un voile équivalent de mêmes déformations au cisaillement et à la flexion.

Dans le mode de construction «en boîte» également, on peut bien entendu utiliser concurremment les noyaux et les voiles extérieurs pour reprendre les efforts horizontaux, les voiles de plancher horizontaux assurant la liaison dans l'espace. A ce sujet, il serait nécessaire d'effectuer des recherches sur l'application de la théorie de la plasticité à la résolution des problèmes suivants: Effets de cadre dans les treillis; Réduction des longueurs de flambement des barres des treillis due aux encastremets; Prise en compte plus précise des déformations différentes subies par les cadres ou les treillis selon que le noyau est plus ou moins rigide, problèmes qui ont déjà été évoqués à la section 4.2.

4.4. Parmi les systèmes qui ont été décrits, ceux correspondant au type représenté à la *fig. 3* sont dès à présent très couramment utilisés. Il y a de multiples raisons d'ordre constructif à cela, mais ce choix peut aussi être dû à la simplicité des conditions statiques qui tient au fait que les efforts du vent sont presque complètement absorbés par les noyaux et que, par conséquent, l'on peut considérer les cadres comme horizontalement non déformables.

Ces cadres à nœuds indéformables s'assortissent de trois mécanismes de ruine possibles:

- a) «mécanismes de poutres», traverses faibles et poteaux robustes;
- b) «mécanismes de cadres», traverses robustes et poteaux faibles;
- c) rigidités des traverses et des montants approximativement du même ordre de grandeur.

Les cas a) et c) sont justiciables du calcul plastique conforme à la théorie du I^{er} ordre étant donné que, du fait de la faible valeur des efforts normaux dans les traverses, on peut négliger l'effet des déformations sur la charge limite des «mécanismes de poutres». Si toutefois – comme dans le cas b) – il y a ruine des montants des cadres, c'est la théorie du II^e ordre qu'il convient d'appliquer.

5. Chargements et déchargements répétés

5.1. Deux cas se présentent ici qui peuvent provoquer la ruine de l'ouvrage:

- a) Fatigue des matériaux due à un nombre très élevé de cycles;
- b) Instabilité engendrée par l'accroissement des déformations permanentes à chaque renversement des efforts.

5.2. Dans le cas ici envisagé des bâtiments élancés, ce n'est que de manière tout à fait exceptionnelle qu'intervient la ruine par fatigue, par exemple lorsque des installations mécaniques, telles que des ascenseurs, situées dans une partie de l'ouvrage sollicitent certaines pièces bien déterminées avec un nombre élevé de cycles. En général, les variations des efforts du vent ne provoquent pas de fatigue des matériaux car les efforts statiques dus à la pression du vent sont

fixés à une valeur si élevée que le nombre de répétitions d'efforts (cycles de chargement et déchargement complets et inversion complète de la direction du vent) n'est que relativement faible. C'est dans le cadre du Thème IIIc qu'on examinera plus en détail si une fatigue des matériaux peut être causée par des vibrations engendrées par les impulsions dues aux poussées du vent. Aucune fatigue des matériaux ne peut non plus, normalement, résulter des variations des surcharges dans les constructions à usage d'habitation, de bureaux ou commercial, car il n'y a pas lieu de s'attendre à ce que des cycles complets de chargement et de déchargement se reproduisent de nombreuses fois en une journée, mais il n'en demeure pas moins que des utilisations spéciales de certaines parties du bâtiment peuvent en provoquer la fatigue.

Il n'apparaît donc pas nécessaire d'étudier particulièrement ce problème au Congrès.

5.3. L'instabilité *de déformation* provient d'une intensification progressive des déformations qui résulte des variations répétées de la plastification de certaines sections et qui conduit inéluctablement à la ruine de l'ouvrage. Jusqu'à ce que soit atteint l'état de charge auquel commence l'instabilité de déformation, le système, après l'accroissement initial des déformations permanentes, se comportera finalement à nouveau élastiquement. Le système se débarrasse de ces déformations permanentes (shake down). C'est M. GRÜNING [27] qui, le premier a signalé ce fait. Ses travaux ont été étendus par E. MELAN [28] aux systèmes hyperstatiques quelconques et encore développés par B. G. NEAL [29] et M. R. HORNE [30] entre autres. L'état de charge qui correspond à la limite de l'instabilité de déformation dépend de la structure statique du système et de la valeur du moment plastique dans certaines sections critiques. Il se produira en général également une disparition des déformations plastiques dans les ossatures des immeubles élancés de grande hauteur, ce qui fait qu'on peut les considérer comme stables aux déformations. Il convient toutefois, dans les cas douteux, d'entreprendre une étude en vue de s'assurer de la stabilité aux déformations lorsqu'il s'agit de systèmes en cadres de type particulier. A cet effet, il est nécessaire de tenir compte des contraintes résiduelles qui sont engendrées dans les pièces par suite du laminage et du soudage.

Il serait utile de voir aussi traiter ce thème au Congrès et, principalement, d'élucider la question de savoir si et dans quelles conditions l'instabilité de déformation peut se manifester dans les immeubles élancés de grande hauteur.

6. Déformations dues aux charges statiques

6.1. C'est en se plaçant aux points de vue du revêtement et des utilisations particulières envisagées que l'on a surtout à examiner si la serviceabilité de l'ouvrage pourrait se trouver affectée par des déformations excessives survenant préalablement à la ruine. C'est ainsi que des déformations excessives de l'ossa-

ture peuvent affecter les murs et les façades en verre et, partant, provoquer des dommages importants. Les déformations dues aux facteurs dynamiques et leurs effets sont traités dans le cadre du Thème III c.

6.2. Toute une série de méthodes ont été élaborées pour le calcul des déformations dans le domaine élastique et dans le domaine plastique. Si l'ordre de formation des rotules plastiques est connu, il est particulièrement avantageux de calculer les déformations pas à pas (step-by-step deflections). Généralement, ce n'est qu'avec les états de charge qui précèdent de peu la formation d'un mécanisme cinématique qu'apparaissent les déformations excessives qui limitent la serviceabilité de l'ouvrage, mais un intérêt tout particulier pourrait éventuellement s'attacher à des recherches portant, à ce sujet, sur certains types déterminés de constructions. Il y aurait lieu ici d'examiner également si la sécurité contre l'apparition de déformations dépassant les limites admissibles ne pourrait pas être admise inférieure à celle relative à la ruine du système par suite de la formation d'un mécanisme instable ou du fait de l'instabilité de déformation.

Le diagramme charges-déformations permet aussi d'estimer l'état de charge auquel on prévoit qu'apparaîtra la première articulation plastique. Cet état ne peut être déterminé de façon absolument précise car le «coefficient de charge» inclut les incertitudes qui résultent des hypothèses du calcul et de celles relatives aux charges ainsi que de la dispersion de la limite élastique, en premier lieu du fait de l'absence d'homogénéité des sections et des contraintes résiduelles. Il est cependant sans importance que certaines fibres d'une section se plastifient à une valeur inférieure à la charge de service, et l'on peut très bien considérer que ces plastifications locales représentent une caractéristique et l'aide la plus précieuse pour éviter les contraintes extrêmes en construction métallique.

Des études particulières seraient très utiles à ce sujet, ainsi que les avis qui pourront être exprimés.

6.3. Ainsi qu'il a déjà été dit à la section 2.2, l'hypothèse de rotules plastiques continuant d'opérer jusqu'à la ruine présuppose que l'écoulement est suffisant pour permettre la rotation forcée des rotules, et une étude spéciale pourrait être nécessaire pour voir s'il en est bien ainsi dans chacune des constructions considérées.

7. Coefficient de sécurité et coefficient de charge

7.1. Le coefficient de charge vise à couvrir la différence qui existe entre, d'une part, les hypothèses adoptées pour le calcul et le dimensionnement ainsi que les idéalizations admises et, d'autre part, la réalité. Il lui faut donc prendre en compte toutes les incertitudes dont procèdent les hypothèses de charge, les principes du calcul, l'exécution et les propriétés des matériaux. On a déjà discuté de ce problème lors de plusieurs congrès de l'AIPC, et l'on se bornera

donc ici à exposer brièvement les points de vue relatifs à la *construction des immeubles de grande hauteur*.

7.2. Hypothèses de chargement: Alors qu'en général il est possible de déterminer assez précisément le poids propre des éléments de construction et des aménagements, des incertitudes importantes affectent la détermination des surcharges. En ce qui concerne les surcharges correspondant aux utilisations courantes des bâtiments, on dispose bien de données statistiques, mais celles-ci permettent seulement d'obtenir des valeurs dont on sait qu'elles ont une probabilité déterminée de ne pas être dépassées. Selon la valeur de la probabilité associée à leur dépassement, il faut, en prévision des surcharges possibles, inclure une réserve dans le coefficient de charge. La Convention européenne de la construction métallique recommande d'affecter un coefficient de 1,33 aux surcharges réglementaires.

Ce n'est que pour la toiture que la charge de neige des ossatures élevées a de l'importance, mais les poussées du vent en ont une qui est déterminante. Les règles en usage dans les différents pays admettent généralement pour les pressions du vent une valeur maxima qui est déterminée à partir des observations météorologiques mais que l'on ne peut cependant tout de même pas considérer comme correspondant à un vent catastrophique. Il convient donc là aussi d'appliquer un coefficient, et on l'a pris égal à 1,5. Il semble toutefois un peu élevé si l'on songe que, dans les immeubles de grande hauteur, les éléments de revêtement assurent un raidissement dont on ne tient généralement pas compte dans le calcul. Les contraintes thermiques peuvent accélérer la formation des rotules plastiques et abaisser la limite de stabilité. Ces contraintes n'entrent évidemment pas dans le calcul de la charge limite effectué d'après la théorie du I^{er} ordre.

7.3. Il est opportun de traiter globalement les incertitudes relatives aux principes du calcul et à l'exécution. En ce qui concerne les bases du calcul, nous nous contenterons de renvoyer aux développements du chapitre 2. Pour ce qui est de l'exécution, on admet en général, comme dans le cas ici considéré des ossatures d'immeubles de grande hauteur, un encastrement *rigide* des montants des cadres dans les fondations, mais cet encastrement est en réalité plus ou moins *déformable*. On admet généralement aussi que les nœuds des cadres sont rigides, et cela non plus n'est pas tout à fait exact. Comme O. STEINHARDT [31] l'a montré sur l'exemple concret des attaches par plaques de tête boulonnées HR, l'encastrement élastiquement déformable peut entraîner une diminution des moments d'angle atteignant 15%, avec une augmentation des moments en travée égale à environ la moitié. Il est vrai qu'à ces hypothèses de calcul faites aux dépens de la sécurité s'opposent les effets importants des éléments de remplissage qui renforcent l'ossature, de sorte qu'avec les hypothèses du calcul de l'ossature isolée on se trouve généralement du côté de la sécurité. Quant à savoir si un facteur d'incertitude qui ne sera qu'un peu supérieur à 1 est indiqué, c'est là une question qui demande à être examinée chaque fois dans le cas particulier considéré.

Dans l'exécution des ossatures, il convient de compter avec les imperfections qui, principalement, se manifestent sous la forme d'une préflexion des pièces travaillant à la compression et d'excentricités dans leurs attaches. Ces imperfections sont en général déjà prises en compte dans le calcul du flambement. Etant donné que c'est la plupart du temps une tolérance positive que présentent les poids des poutres et tôles laminés, il n'y a pas lieu de faire intervenir de facteur d'incertitude particulier en ce qui concerne les dimensions des sections.

7.4. On sait que, dans les poutres laminées, la limite élastique n'a pas une valeur constante sur toute la section mais qu'au contraire l'âme et les ailes présentent des différences importantes à cet égard. Cette dispersion des valeurs de la limite élastique influe sur les déformations et la stabilité, notamment dans les pièces sollicitées à la compression, avec pour résultat généralement une diminution de la charge de flambement. Si l'on introduit un module de flambement fictif pour calculer la stabilité, on peut inclure ces incertitudes, de sorte qu'il n'y a plus à faire intervenir de facteur d'incertitude particulier, mais ce sont là choses à prendre à considération quand on détermine le moment plastique. Comme les ailes, épaisses, ont en principe une limite élastique inférieure à celle des âmes minces, on devra ici introduire un facteur d'incertitude dont la valeur dépendra du profilé choisi. Ainsi qu'on l'a déjà dit, les contraintes résiduelles résultant des opérations de laminage et de soudage peuvent elles aussi influencer sur la formation des rotules plastiques. T. V. GALAMBOS et R. L. KETTER [32] ont publié des abaques très élaborés correspondant à diverses hypothèses sur la répartition des contraintes résiduelles et se rapportant à des profilés américains.

8. Résumé

La théorie de la plasticité et du calcul à la ruine n'est pas encore parfaitement au point. Dans les limites des types d'immeubles élancés de grande hauteur dont il est spécialement question ici, à savoir les ossatures en cadre avec ou sans noyau (ou voiles de contreventement) et les constructions dites «en boîte», on a défini l'état actuel des recherches et attiré l'attention sur certains problèmes qu'il serait utile de traiter au cours du 8^e Congrès.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIb

Column-Free Box-Type Framing with and without Core

FAZLUR R. KHAN

Dr., Associate Partner, Skidmore, Owings & Merrill, Chicago, Illinois

Introduction

The development of cast iron and later on steel in the late 19th Century made it possible to build multi-story buildings without the use of the traditional masonry bearing walls. The Chicago School in the early 1900's provided added momentum to steel construction by refining the beam-column type frame construction which has since been used in almost all steel multi-story buildings. For more than 50 years since then, the architects and engineers used various interesting refinements in terms of connections or proportions of the beam-column rigid frame. It seems that during this period, frame-type construction was considered the only possible way to build multi-story buildings. The frame construction method reached its limit in height in the 102-story Empire State Building and its limit in span (87 feet) in the 30-story Chicago Civic Center Building.

During early 20th Century the basic design criterion was the wind load capacity of a frame. The lateral rigidity of a frame was considerably augmented by the use of the traditional block partition walls as well as masonry or stone exterior facings. It was therefore possible to design most of these buildings only for strength without considering the effects of lateral sway. After World War II the building construction materials drastically changed the architectural approach to developing the non-structural elements, such as partitions and exterior facing. The solid block interior partitions were replaced by light demountable metal and glass partitions, and the masonry exterior facing was replaced by exposed structures for concrete buildings and light metal claddings

in the steel buildings. As a result, the actual stiffness of the finished building became closer to the theoretical stiffness of the structural frame. This made the lateral stiffness of the structural frame probably the most significant factor affecting the design of a multi-story building.

From the structural point of view a multi-story frame is different from a one or two story frame in that the design of the main structural members in a multi-story frame is affected by the stiffness and strength consideration of these members subjected to lateral loads, whereas in a one or two story frame, the lateral load is seldom a controlling factor. Ideally, the most efficient way to build a building is therefore to use a total structural system such that all members in the structure are affected only by gravity load considerations and not by the lateral load considerations.

For example, if a three-bay multi-story frame with average spans is designed only for the gravity loads—that is, dead load and live load—a curve could be plotted showing the quantity of steel per sq.ft. of average floor area for varying height expressed in number of stories. If, however, the normal wind load is brought into the design of these frames, a new curve can be plotted showing the required quantity of steel per sq.ft. of floor area for increasing number of stories. If these two curves are qualitatively plotted together as shown in Fig. 1, it would become immediately apparent that the premium in structural material for increase in height of building is indeed substantial enough to influence the entire economic feasibility of any building.

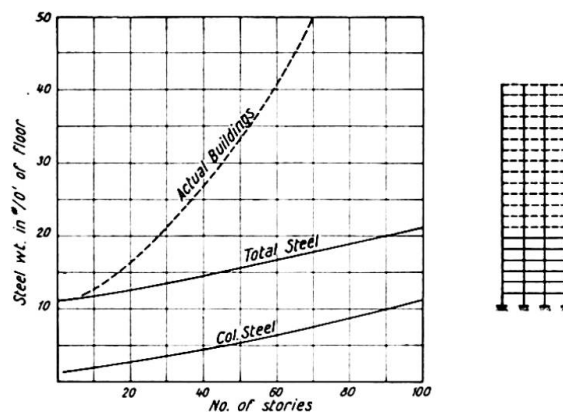


Fig. 1. Qualitative Steel Quantity Curves for Gravity Versus Wind Load Condition

It is therefore not surprising that during the last few years new structural systems for high-rise construction have been developed with the main objective of avoiding the traditional premium for height. From fundamental theory of structures it can be proved that for a given series of columns in a building the most efficient behavior both in strength and in stiffness can be obtained only by tying the exterior columns in a way that they act together like a rigid box or a tube cantilevering out of the ground. Obviously all the new systems proposed during the last few years do fully or partially achieve this behavior.

In principle these rigid box or tube type structural systems are typically composed of an exterior "tube" consisting of the exterior columns and a central core consisting of rigid or simply connected columns and beams. The floor beams span from the exterior wall to the central core enclosing the service area (i.e. elevators, stairs, etc.). A typical floor plan is shown in Fig. 2. Be-

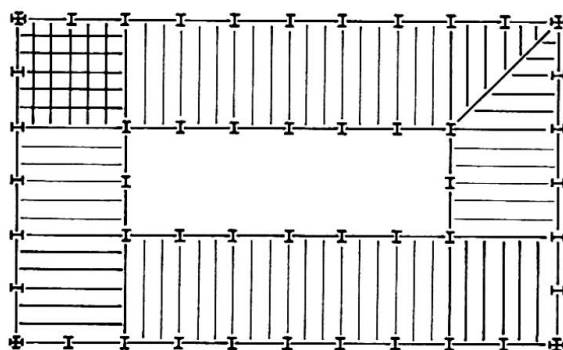


Fig. 2. Typical Plan Showing Various Possible Corner Framings

cause the floor beams in such systems do not participate in resisting the lateral load on the building they can be relatively shallow at every floor. For this same reason longer spans can be used between the exterior walls and the interior core.

Although there is no basic difference in elastic behavior between a concrete structure and a steel structure, having the same total system, the discussion in this report will be limited to only steel structures. However, where necessary, relevant references to concrete structures will be made only to make certain points.

Framed Tube

The easiest way to simulate the rigid box or tube action in a rectilinear building is to arrange very closely spaced exterior columns and connect them together at each floor with deep perimeter spandrel beams. This has the advantage of keeping the traditional rectangular windows which are often created by directly attaching the glass to the closely spaced structural columns. The general concept was probably first used by Skidmore, Owings & Merrill in 1961 in the 43-story DeWitt Apartment buildings in Chicago where the exterior columns were spaced at 5'-6" centers all around the perimeter of the building and were designed to resist the entire wind load. This was, however, a concrete building. Since then at least one more concrete building (500 North Michigan Building in Chicago) has been designed by the same firm using the same concept. A number of tall buildings using this concept are now in the planning stage, the most significant of which is the 110-story twin towers for the World Trade Center in New York.

The system of closely spaced exterior columns and rigid spandrels may be called the “framed tube” system of construction. While the first impression of this system is its tube-like configuration, further investigation will indicate that the overall behavior of such systems is more similar to a rigid frame than to a true cantilever. Under lateral loads acting on such a structure as shown in Fig. 3 two distinctly separate behaviors take place. First the entire structure

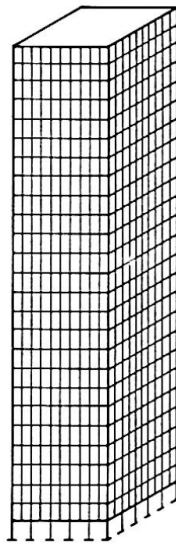


Fig. 3 Typical Framed Tube

acts like a tube causing only compression and tension in all the exterior columns and deflecting similar to a true cantilever. Second, the two faces of the structure parallel to the direction of wind act as independent rigid frames subjected to the full wind load and undergo wracking movements at each story as would be expected in any frame structure.

Even the tube action causing direct stresses in the columns does not develop 100% efficiency. The flexibility of the spandrels invariably causes shear lag which in turn increases the actual stresses in the corner columns and reduces the actual stresses in the other columns as shown in Fig.4. From the study of this combined behavior, it is evident that in order to increase the efficiency of this system, the spandrel stiffness must be increased to a very high level (to reduce the shear lag), and the columns should be oriented along the face of the building (to reduce the wracking at each floor). In practice the framed tube system result in considerably greater lateral sway than an ideal equivalent solid tube. Furthermore, the bending stresses in the columns in the two faces parallel to the direction of wind may eventually govern the design for taller buildings.

The greatest advantage of the “framed tube” system is that it conforms to the traditional architectural arrangement of the windows and its use may be economically and aesthetically justified for a wide range of number of stories.

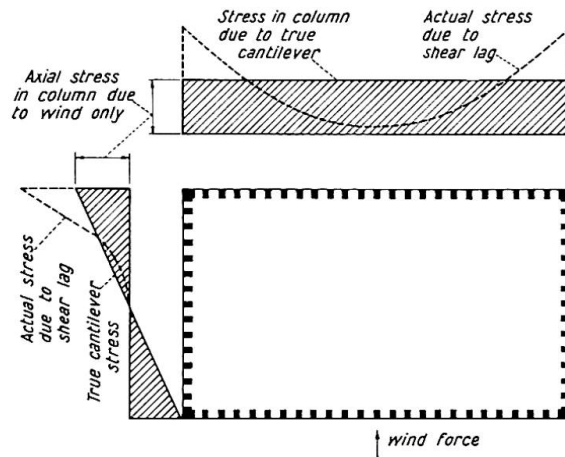


Fig. 4. Shear Lag in Framed Tube

On the other hand, its economic use may be somewhat limited because of the following possible reasons:

1. Increased number of exterior columns invariably means increased number of jointing details. Where labor is an important factor in the total economy it would mean that some form of prefabrication has to be adopted to make this system effective.

2. Increased number of exterior columns in steel construction means increased amount of fire proofing and cladding details which may override the economy achieved by use of this system. Standardized details and multi-bay fabrication for cladding may therefore be necessary to reduce this cost.

3. The shear lag as shown in Fig.4 may result in sufficient warping of the floors to cause distress in partitions and window details.

4. Because the lateral sway caused by bending in the columns (rigid frame behavior) may be as high as three times the true cantilever sway the considerations for partition distortion and perception of motion may control the design which would mean relative increase in cost.

Diagonaled Truss Tube

Another way of achieving the tube effect is to eliminate the use of vertical columns altogether and substitute with closely spaced diagonals in either direction as shown in Fig. 5, the "diagonaled truss tube" if used without large discontinuities is obviously an extremely efficient system as far as the tube action is concerned. The effects of shear lag and floor wracking, if any, would be insignificant and the entire perimeter system will be effective in resisting the over-turning moment caused by wind load. Architecturally, however, this means arranging the perimeter supply system in a more complicated way. The successful use of this system in the 13-story I.B.M. Building in Pittsburgh points to its future possibilities.

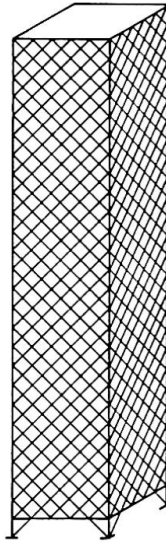


Fig. 5. Diagonaled Truss Tube

While theoretically this system is extremely efficient, from the practical design and construction point of view it seems to have three major problems:

1. The diagonals, being closely spaced, are generally small in size. This tends to reduce the efficiency of these members.

2. Number of joints in the exterior wall is considerably higher than that in a traditional rigid frame building. This may increase the cost of fabrication and erection.

3. The secondary stresses due to construction tolerance may be unusually high and therefore provision for special field adjustments is necessary. For this same reason any sharp change in temperature during construction is liable to cause high local stresses.

Column-Diagonal Truss Tube

Some of the disadvantages of the “framed tube” and the “diagonaled truss tube” can be eliminated by the use of an optimum combination of diagonals, columns and spandrels to create an effective rigid box or tube. Exterior columns with normal spacing from 20 feet to about 60 feet can be made to act together as a tube simply by connecting them with widely spaced diagonals at about 45° . Except at levels where diagonals from both faces meet at the corner, the spandrel normally designed for floor loads are sufficient to resist the internal force distribution between the diagonals and the columns. However, at the levels where the diagonals from both faces intersect at the corner, it is necessary to provide a large tie spandrel first to limit the horizontal spread out of the floor at this level, and second to make the diagonals function more efficiently as inclined columns as well as the primary load redistribution member. The 100-story

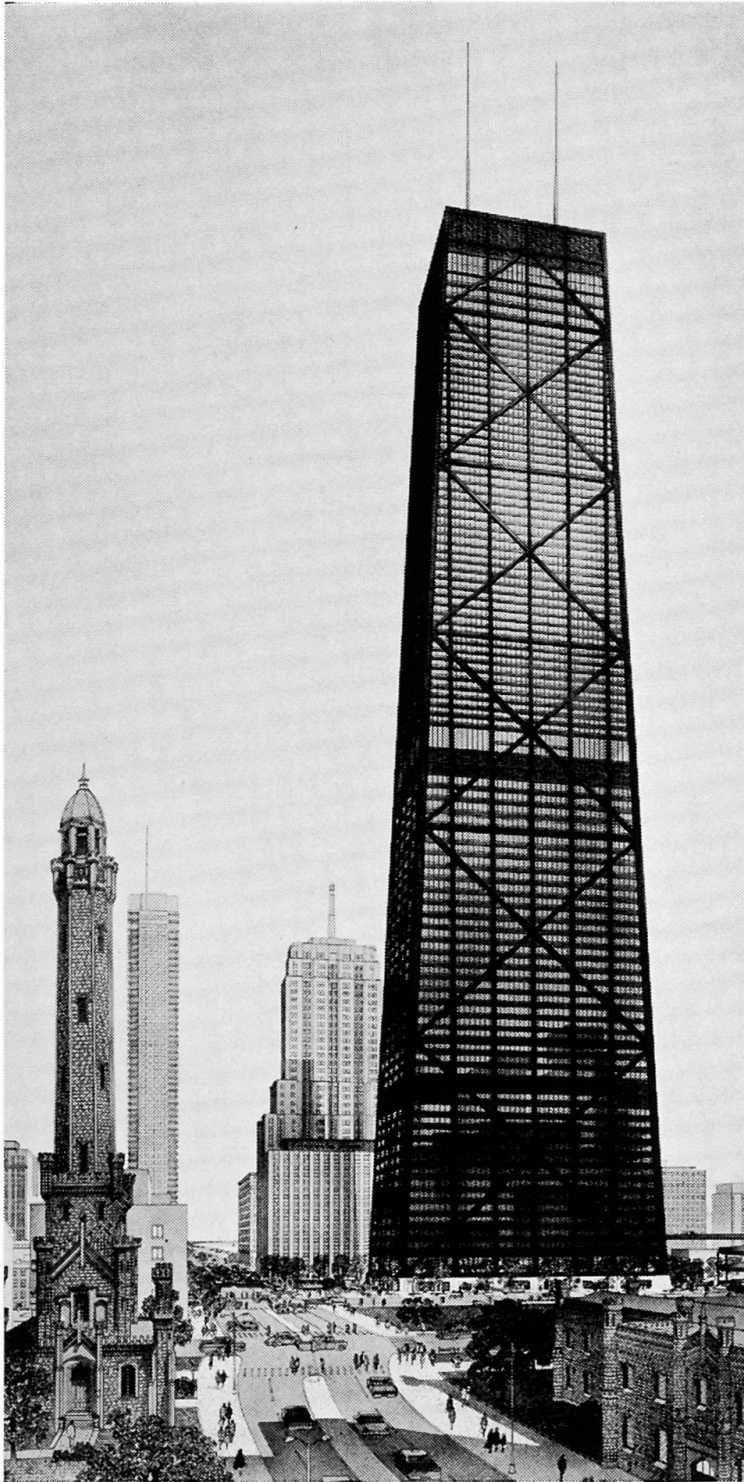


Fig. 6. View of John Hancock Center

John Hancock Center shown in Fig. 6 is an ideal example of the optimum truss tube system described above.

One of the special advantages of this system is that the diagonals redistribute the vertical loads among the columns so that in spite of different tributary areas for each of these columns, all columns can actually be made of same size

at any floor. In terms of fabrication, this means standardization of columns and their details. Furthermore, the diagonals acting as inclined columns seldom develop tension even under extreme wind load. As a result, the splicing of the diagonals can be quite similar to that of the column and should add to the overall economy in construction.

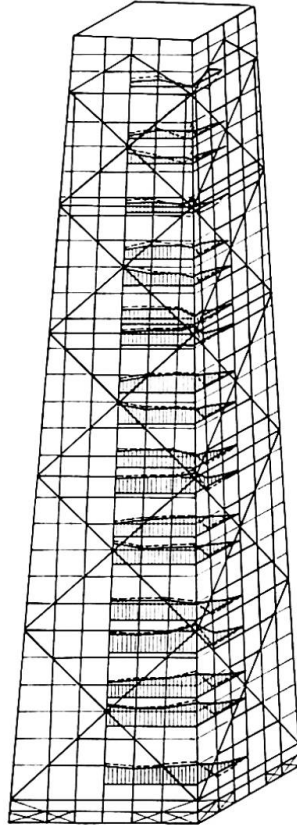


Fig. 7. Stress Distribution in John Hancock Center

The optimum truss tube shows remarkably insignificant shear lag under wind loads as shown by the analysis of the John Hancock Center, Fig. 7. However, the relative sizes of the diagonals, spandrels and the main ties affect the overall economy and efficiency and studies indicate that increasing the size of the diagonals or the ties beyond a certain limit does not increase the overall efficiency significantly. In view of the large number of variables involved in establishing the optimum relationship among these members it seems considerable research is needed for future design of similar buildings.

Structural Connections

The success of a steel structure, and particularly a high-rise structure, depends largely on the joint details. While the analysis is not substantially affected by variations in types of joints, the fabrication and erection cost can be greatly

affected by the type of joints used. In a rigid box structural system where the entire lateral load is resisted by the exterior columns, beams or diagonals, the most important practical consideration must be given to the development of efficient and simple joints.

In countries like the United States one has to remember that total use of field welding will result in a more expensive and slower construction. Therefore, every effort must be made to avoid field welding. In the framed tube type of structures, the rigidity of the joints being the primary factor for the efficiency of the entire system, it is extremely difficult to avoid welding of these joints. However, the total construction cost can be considerably reduced by developing details that will limit most of the welding to shop fabrication and achieve field connections by the use of bolts. This means that the engineer must consider the possibility of prefabricating segments of the exterior wall in the shop and connecting these assemblages in the field by high-strength bolts. This is schematically shown in Fig. 8.

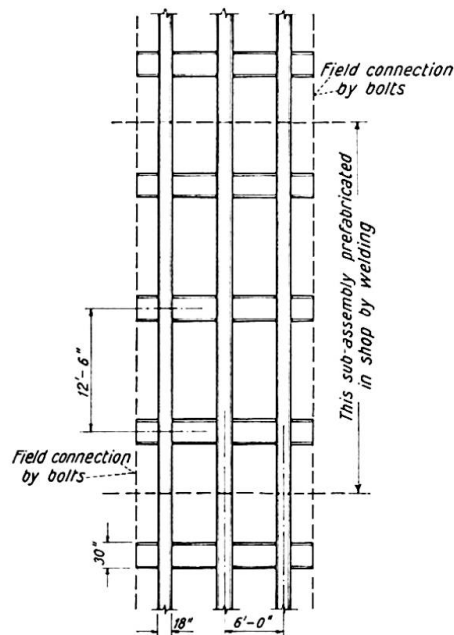


Fig. 8. Prefabricated Units for Framed Tube Type Structures

In the column-diagonal truss type structures, such as the John Hancock Center, the rigidity of the joints at the intersection of the primary members is no longer an important consideration. Furthermore, the number of primary joints is relatively few compared to the framed tube type structures. For example in John Hancock Center the large joints occur at approximately every 20 floors. The cost of a complicated joint therefore is relatively low when spread out to the total floor area of the entire building. Even then, every effort must be made to limit the welding to shop fabrication and use bolting for field connections. This was achieved in John Hancock Center at all the major joints. The joints themselves were prefabricated in the shop and full penetration welds

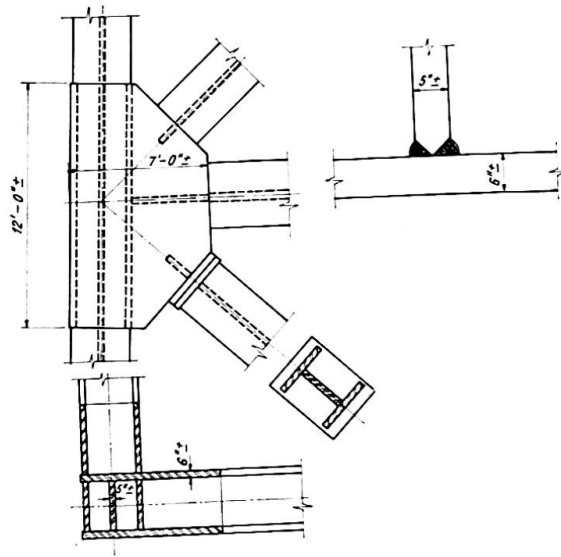


Fig. 9. Schematic Joint Detail for Optimum Truss Type Structures

were used. After thorough testing of all the welds in each joint by ultrasonic method, the entire joint was stress-relieved in a furnace. The field connection of the major diagonals coming into the joint were achieved by bolting. This is schematically shown in Fig. 9.

In a gusset plated joint such as shown in Fig. 9 an important consideration is the proportioning of the columns, the diagonals and ties in a way that they do not present any problem at the points of intersection. If the columns, diagonals or ties are box shaped, the connections may become extremely cumbersome which would lead to considerable increase in the total cost of the structure. This was solved in John Hancock Center by making all exterior columns, diagonals and ties in the form of *H*-sections such that the flanges or all the main members intersected in one plane as shown in Fig. 10.

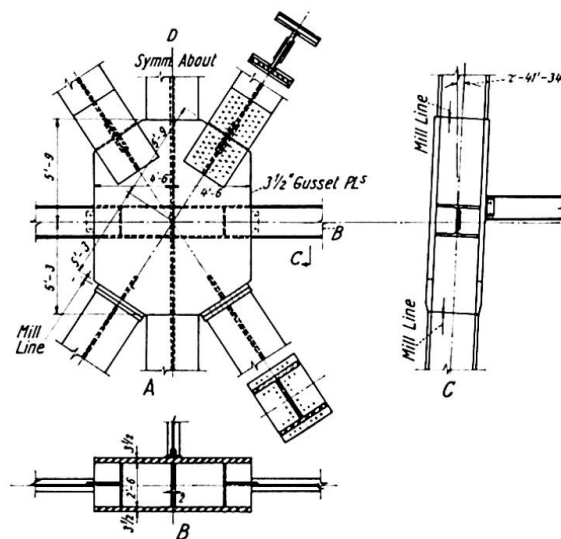


Fig. 10. Difficult Joint Detail for John Hancock Center

Effect of Temperature Variation

For all structures using a central structural core, the relative difference in temperature between the exterior column and the interior core column must be considered while developing the window wall and column jacket detail. Although the entire exterior column system does not have to be enclosed within a curtain wall, it is necessary to limit the exposure of the exterior column in a manner that the maximum differential movement between the exterior wall and the interior core will not exceed an allowable value. In terms of architectural detailing of the partitions, doors, etc., it is the author's experience that $\frac{3}{4}$ of an inch in differential movement should be considered as a realistic maximum limit. To stay within this limit the exterior wall structure may have to be insulated. Exterior columns may be exposed considerably more if artificial heating system is designed for all these columns. However, the experience of the writer indicates that artificial heating of exterior columns tend to verge on gadgetry and may lead to unreliable performance. Temperature controls requiring mechanical heating or cooling should therefore be avoided if possible.

Analysis Versus Understanding

The development of the computer technology in the last few years has given the structural engineer an almost unlimited scope in analysing any given structure no matter how complicated it seems to be. Generalized analysis programs such as *stress* and *fran* have already made the frame analysis a routine operation. Simplified methods of analysis are no longer considered adequate for final design of a structure. While in the past engineers used to take great pride analysing complicated structures, the development of these programs and the easy availability of the computers have naturally changed the role of the structural engineers more to the understanding and creation of systems rather than analysis of such systems. Research on all of these systems should, therefore, be directed not at the analysis as such, but at developing parameters for greater understanding of the systems. The effect of various variables need to be understood in order to make better engineering judgements in proposing these systems for any building. In each of the three rigid box or tube type structures discussed above, the following specific research is greatly needed.

Research in Framed Tube

1. Develop relationship between the properties of the spandrel and the column which may be used to make efficient preliminary design.
2. Develop non-dimensional parameters which will provide informations regarding shear lag in the exterior system subjected to wind loads.

3. Develop non-dimensional parameters which will improve understanding of the vertical load redistribution between all the columns in any face of the building.

4. Develop various fabrication and erection details and relate them in terms of fabrication and erection of costs. It would be interesting to see the effect of fabrication techniques on economy in different countries.

Research in Diagonaled Truss Tube

1. Since the diagonaled truss tube almost invariably will require special supports discontinuities at the base of the building, there is an immediate need for research in developing simple parameters to establish flow of load due to gravity as well as wind into these support points.

2. Economic studies with various joint details and floor slab construction.

3. Effect of temperature variation and erection tolerance of the exterior tolerance of the exterior wall on the internal stresses of the diagonal members.

Research on Optimum Truss Tube

1. Develop non-dimensional parameters relating properties of columns, diagonals, spandrels and main ties in order to establish pattern of vertical load redistribution.

2. Develop non-dimensional parameters relating the member properties to the effective tube action of the entire system.

3. Develop simple curves to establish redistribution of column loads due to settlement of any column.

Project Reports

In view of the increased building construction activity, it is expected that a large number of buildings using some of these systems are being built, or have been built. Reports on fabrication and erection details which have contributed to the success of these projects should be welcome for the conference. A short report on complete design and analysis for each of these projects should be selected for presentation at the conference.

Interaction Between Core and Exterior Tube

While the rigid box systems generally do not require added lateral stiffness from the interior core it may be necessary to make the interior core also rigid

so that the floor distortions under lateral load will be reduced to tolerable limits. An interaction study of this nature with particular reference to partition distortion will be interesting to the participants.

Conclusion

A general survey of the state of art for the rigid box systems developed within the last few years has been presented together with examples on each of these systems. For each of these systems the relative advantages and disadvantages are also discussed.

In view of the available generalized computer programs, it is pointed out that studies in methods of analysis are no longer as important as they used to be. However, studies and research which will contribute to better understanding of the overall behavior of each system are needed to help make preliminary design.

A list of research items for each of the rigid box systems has been incorporated in this report. It is expected that papers on these subjects will be forthcoming for presentation at the Eighth Congress in New York.

III b

Bâtiments de grande hauteur sans poteaux intérieurs, avec ou sans noyau rigide

FAZLUR R. KHAN

Dr., Associate Partner, Skidmore, Owings & Merrill, Chicago, Illinois

Introduction

C'est l'utilisation de la fonte puis, à la fin du XIX^e siècle, de l'acier qui a permis de se passer, dans les bâtiments à étages multiples, des murs porteurs en maçonnerie traditionnels. Peu après 1900, la « Chicago School » conféra à la construction métallique une importance accrue en perfectionnant les ossatures en cadres du type sommiers et poteaux, utilisées depuis dans presque tous les bâtiments à étages multiples. Pendant plus de 50 ans, les architectes et les ingénieurs ont apporté diverses améliorations intéressantes touchant les assemblages ou les proportions des cadres rigides; il semble cependant que l'on ait considéré le système des cadres comme le seul possible en matière de bâtiments élevés. Cette technique a atteint sa hauteur limite avec les 102 étages de l'Empire State Building et sa portée limite (26,50 m) avec le Civic Center Building de 30 étages à Chicago.

Au début du XX^e siècle, c'était la résistance des ossatures aux efforts du vent qui constituait le critère fondamental du calcul. La rigidité latérale des cadres se trouvait considérablement augmentée par la mise en œuvre des cloisons traditionnelles en parpaings ainsi que des parements de façade en pierre ou en maçonnerie. Il était ainsi possible de calculer la plupart de ces bâtiments en se basant uniquement sur leur résistance, sans tenir compte de l'effet des déplacements horizontaux.

Après la seconde guerre mondiale, les nouveaux matériaux de construction ont révolutionné la pensée architecturale en l'orientant vers le développement d'éléments ne participant pas à la résistance de l'ossature, tels que revêtements

extérieurs et cloisons. Les cloisons intérieures en parpaings compacts se trouveront remplacées par de légères cloisons démontables métalliques ou en verre, et aux parements en maçonnerie se substituèrent, dans le cas des constructions en béton, des structures apparentes et, dans les immeubles à charpente métallique, des revêtements métalliques légers. Il en est résulté que la rigidité réelle du bâtiment terminé s'est rapprochée de la valeur théorique calculée pour la rigidité de l'ossature. Ceci a fait de la rigidité latérale de la charpente le facteur sans doute le plus important à prendre en compte dans le calcul d'un bâtiment à étages multiples.

Du point de vue statique, une ossature à étages multiples diffère d'un cadre à un ou deux étages en ce fait que le calcul des principaux éléments de l'ossature exige la prise en considération de la rigidité et de la résistance des pièces qui sont soumises à des efforts horizontaux, alors que dans une construction à un ou deux étages il est rare que les charges horizontales constituent un facteur déterminant. D'un point de vue idéal, pour construire un bâtiment, la meilleure façon est donc d'adopter un système global d'ossature tel que toutes ses pièces ne donnent lieu à prendre en considération que les charges dues à la pesanteur à l'exclusion des efforts horizontaux.

Par exemple, si une ossature étagée à trois travées de portée moyenne est calculée en ne tenant compte que des charges dues à la pesanteur, c'est-à-dire le poids mort et les surcharges, on peut tracer une courbe exprimant la quantité d'acier qui est nécessaire par unité de surface utile moyenne (pied carré) en fonction du nombre d'étages. Si l'on fait intervenir les charges dues au vent dans le calcul de ces charpentes, on peut tracer une nouvelle courbe indiquant la quantité nécessaire d'acier par pied carré de surface utile en fonction du nombre d'étages. En rapportant qualitativement ces deux courbes l'une à l'autre, comme cela est fait à la figure 1, il apparaît immédiatement que l'accroissement du poids d'acier avec la hauteur des bâtiments est suffisamment important pour exercer un effet sur les critères économiques qui régissent les possibilités d'exécution d'un immeuble.

Il n'est donc pas surprenant qu'au cours des dernières années l'on ait développé de nouveaux systèmes d'ossature pour les constructions de grande hauteur, en ayant principalement en vue de réduire la majoration de prix découlant de la hauteur. Des considérations théoriques montrant que, étant donné un certain nombre de poteaux à disposer dans un bâtiment, la seule manière d'assurer un comportement optimum, tant en ce qui concerne la résistance que la rigidité, consiste à solidariser les poteaux extérieurs de façon qu'ils opèrent ensemble à l'instar d'un caisson rigide ou d'un tube formant console par rapport au sol. Il est certain que ce comportement est réalisé, en tout ou partie, dans chacun des nouveaux systèmes qui ont été proposés ces dernières années.

Ces systèmes d'ossature du type tube ou caisson rigide ont pour principe caractéristique d'être constitués par un «tube» extérieur, composé par les poteaux extérieurs, et un noyau central lui-même fait de sommiers et de poteaux

simplement assemblés ou rigides. Les solives enjambent l'espace compris entre les façades et le noyau central contenant les installations de service (par exemple ascenseurs, escaliers, etc.). Un plan type de plancher est représenté à la Figure 2. Du fait que, dans ces systèmes, les solives ne concourent pas à la résistance aux charges latérales s'exerçant sur le bâtiment, elles peuvent à chaque étage avoir une hauteur relativement faible. Pour cette même raison, il est possible de prévoir des portées plus grandes entre les façades et le noyau intérieur.

Bien que le comportement élastique des ossatures métalliques et de celles en béton ne diffère pas fondamentalement si elles sont exécutées selon le même système, nous nous bornerons dans ce rapport à considérer les constructions métalliques. Mais, chaque fois que ce sera nécessaire, et exclusivement pour faire ressortir certains points, nous nous référerons aux ouvrages en béton.

Cadre-tube à mailles rectangulaires

Pour imiter le comportement d'un tube ou caisson rigide, le plus simple est de disposer des poteaux extérieurs très serrés et solidarités à chaque étage par des sommiers périphériques de grande hauteur. Cette façon de procéder présente l'avantage de conserver l'espace voulu pour les fenêtres usuellement de forme rectangulaire que l'on réalise souvent en montant directement les vitres sur les poteaux rapprochés de la charpente. C'est vraisemblablement Skidmore, Owings & Merrill qui, en 1961, furent les premiers à appliquer ce principe général en construisant les immeubles de rapport DeWitt de Chicago, où les poteaux extérieurs disposés sur tout le pourtour du bâtiment présentent une distance entr'axes de 1,68 m et ont été calculés pour résister à la totalité des poussées du vent. Mais il s'agissait là d'un bâtiment en béton. Depuis lors, il y a eu au moins un autre immeuble en béton (500 North Michigan Building de Chicago) construit sur le même principe par la même firme. Plusieurs bâtiments de grande hauteur procédant de ce principe sont actuellement à l'état de projet, le plus important étant l'ensemble constitué par les tours jumelles de 110 étages du World Trade Center de New York.

Le système constitué par les poteaux extérieurs faiblement espacés et les sommiers rigides forme ce qu'on peut appeler un système de cadre-tube à mailles rectangulaires. Alors que la première impression que donne ce système est celle d'une configuration tubulaire, une étude plus poussée montre que le comportement général de tels systèmes ressemble plus à celui d'un cadre rigide qu'à celui d'une véritable console encastree. Sous les efforts horizontaux s'exerçant sur une structure semblable à celle représentée à la Figure 3, il se manifeste deux comportements nettement différents. En premier lieu, l'ensemble de l'ouvrage opère à la façon d'un tube en faisant seulement apparaître des compressions et des tractions dans tous les poteaux extérieurs et en se déformant de

la même façon qu'une véritable console. En second lieu, les deux faces de l'ouvrage qui sont parallèles à la direction du vent se comportent comme des cadres rigides indépendants soumis aux poussées totales du vent et, comme c'est prévisible dans tout ouvrage en cadre, subissent des déplacements transversaux à chaque étage.

L'effet de tube lui-même, qui provoque des efforts longitudinaux dans les poteaux, ne joue pas à 100%. L'élasticité des sommiers du pourtour provoque forcément des déformations de cisaillement qui, à leur tour, causent une augmentation des contraintes réelles dans les poteaux de coin et une diminution des contraintes réelles dans les autres poteaux, comme le montre la Figure 4. En étudiant ce comportement complexe, il apparaît qu'il faut porter à une valeur élevée la rigidité des sommiers (pour réduire les déformations de cisaillement) et orienter les poteaux le long de la face du bâtiment (pour réduire le déplacement transversal à chaque étage). En pratique, le système du tube en treillis aboutit à des déformations latérales nettement plus importantes que celles qui se produiraient dans un tube équivalent idéal plein. En outre, les flexions dans les poteaux des deux faces parallèles à la direction du vent peuvent représenter le paramètre critique du calcul des bâtiments élevés.

Le principal avantage du «cadre-tube» est qu'il s'adapte parfaitement à la disposition classique des fenêtres et que son emploi se justifie, tant du point de vue esthétique qu'économique, dans une large gamme de hauteurs. D'un autre côté, son intérêt économique peut se trouver quelque peu limité pour les raisons suivantes :

1. Plus le nombre des poteaux extérieurs est élevé, plus augmente celui des assemblages. Lorsque la main d'œuvre constitue un élément important du coût total, il s'ensuit que, pour avoir de l'intérêt, ce système doit inclure une forme ou une autre de préfabrication.

2. Plus le nombre des poteaux extérieurs est élevé, dans la construction métallique, plus nombreux doivent être les revêtements et les dispositifs de protection ignifuge dont le coût peut dépasser les économies permises par l'utilisation de ce système. Pour réduire ce coût, il peut donc se révéler nécessaire de fabriquer ces dispositifs en série et de prévoir des revêtements couvrant plusieurs travées.

3. Les déformations de cisaillement représentées à la Figure 4 peuvent entraîner un gauchissement des planchers suffisant pour provoquer la déformation des cloisons et des éléments des fenêtres.

4. Les déformations latérales dues à la flexion des poteaux (effet cadre) peuvent atteindre trois fois celles d'une véritable console, ce qui fait que le paramètre critique du calcul peut procéder de considérations telles que la distorsion des cloisons et la perception des mouvements, d'où une certaine augmentation du coût dans ce cas.

Tube en treillis

Une autre façon d'obtenir l'effet de tube consiste à supprimer les poteaux verticaux pour les remplacer entièrement par des diagonales faiblement espacées disposées selon deux directions conformément à la Figure 5; si les distances entre barres ne sont pas très grandes, le «tube en treillis» est manifestement un excellent système en ce qui concerne l'effet de tube. Les effets des déformations de cisaillement et des déplacements horizontaux des planchers, s'ils existent, sont insignifiants, et l'ensemble du système de façade résiste efficacement au moment de renversement dû aux efforts du vent. Du point de vue architectural, cependant, cette solution exige d'installer de façon plus compliquée les lignes d'alimentation périphériques. Les riches possibilités offertes par ce système ressortent de l'heureuse application qui en a été faite dans la construction de l'immeuble IBM de 13 étages de Pittsburgh.

Bien qu'en théorie ce système se révèle excellent, du point de vue calcul pratique et exécution il pose trois problèmes principaux:

1. Etant très rapprochées, les diagonales ont généralement de faibles dimensions. Ce qui a pour effet de réduire leur efficacité.
2. L'ossature extérieure comporte des attaches beaucoup plus nombreuses qu'une charpente traditionnelle rigide n'en aurait. Il peut en résulter une augmentation des coûts de fabrication et de montage.
3. Les contraintes secondaires dues aux tolérances de fabrication peuvent se révéler inhabituellement élevées, et il est donc nécessaire de prévoir des réglages à exécuter sur le chantier. Pour cette même raison, tout brusque changement de température au cours de la construction est susceptible de faire apparaître des contraintes locales importantes.

Tube en treillis constitué par des diagonales et des poteaux

On peut supprimer certains inconvénients du «cadre-tube» et du «tube en treillis» en recourant à une combinaison optimale de diagonales, de poteaux et de sommiers périphériques pour réaliser un tube ou caisson rigide efficace. Les poteaux extérieurs normalement espacés de 20 à environ 60 pieds (6 à 18 m) peuvent très simplement être solidarités, de façon qu'ils se comportent comme un tube, par des diagonales largement espacées les coupant à environ 45°. Sauf aux points où les diagonales de deux faces adjacentes se rencontrent aux angles du bâtiment, les sommiers périphériques calculés des charges de plancher sont suffisants pour reprendre les efforts intérieurs agissant entre les diagonales et les poteaux.

Toutefois, aux niveaux où les diagonales de faces adjacentes se coupent, aux angles du bâtiment, il est nécessaire de prévoir un fort tirant en vue, premièrement, de limiter l'effort horizontal du plancher à ce niveau et, deuxième-

ment, de conférer une plus grande efficacité aux diagonales dans leur rôle tant de poteaux obliques que d'éléments principaux assurant la redistribution des efforts. Le John Hancock Center de 100 étages représenté à la Figure 6 constitue un exemple idéal du système optimal de tube à treillis qui vient d'être décrit.

L'un des avantages propres à ce système est que les diagonales assurent la redistribution des charges verticales entre les poteaux, de sorte que, en dépit des différentes surfaces intéressées, tous les poteaux peuvent réellement être exécutés dans les mêmes dimensions à tous les étages. Ce qui veut dire, pour ce qui concerne la fabrication, que les poteaux et leurs éléments peuvent être exécutés en série. De plus, les diagonales faisant office de poteaux obliques sont rarement tendues, même sous des charges de vent extrêmes. Il s'ensuit que le raccordement des diagonales peut être absolument semblable à celui des poteaux, ce qui ajoute encore à l'économie de l'exécution.

Le tube à treillis optimal présente des déformations de cisaillement remarquablement faibles sous les efforts du vent, ainsi que le montre l'étude du John Hancock Center de la Figure 7. Il n'en est pas moins vrai que l'efficacité et l'économie générales du système sont affectées par les dimensions relatives des diagonales, des sommiers périphériques et des tirants principaux, et les études qui ont été faites indiquent qu'en augmentant les dimensions des diagonales ou des tirants au-delà d'une certaine limite on n'élève pas pour autant de façon sensible l'efficacité générale. En raison du grand nombre de variables à prendre en compte pour établir une relation optimale entre ces éléments, il apparaît nécessaire de consacrer un important effort de recherche à ce système pour réaliser dans l'avenir d'autres bâtiments de cette sorte.

Assemblages

Pour une ossature métallique, tout particulièrement de grande hauteur, l'exécution des assemblages joue un rôle important. Alors que l'étude n'est pas essentiellement affectée par les divers types d'assemblage, les coûts de fabrication et de montage s'en ressentent beaucoup. Dans un système d'ossature du type caisson rigide, où ce sont les poteaux extérieurs, les sommiers ou les diagonales qui résistent à la totalité des efforts horizontaux, il est d'une importance pratique extrême de prêter toute l'attention voulue au développement d'attaches simples et efficaces.

Il faut se rappeler que, dans des pays comme les Etats-Unis, le soudage sur le chantier ralentit la construction et accroît son coût. Il convient donc de n'épargner aucun effort en vue d'éviter les soudures de montage. Dans les charpentes du type cadre-tube, la rigidité des attaches est un facteur de première importance pour le bon comportement de l'ensemble, et il est par conséquent difficile d'éviter toutes soudures. Le coût total de la construction se

trouvera néanmoins très sensiblement réduit si l'on réussit à limiter pratiquement l'exécution des soudures à la fabrication en atelier et à utiliser des boulons pour réaliser les assemblages sur le chantier. Cela veut dire que l'ingénieur doit considérer la possibilité de préfabriquer en atelier des panneaux de l'ossature extérieure et d'en réaliser ultérieurement l'assemblage sur le chantier au moyen de boulons HR. Le schéma en est représenté à la Figure 8.

Dans les ouvrages tels que le John Hancock Center, du type treillis à diagonales et poteaux, la rigidité des nœuds aux intersections des éléments principaux n'a plus une aussi grande importance. De plus, le nombre des nœuds principaux est relativement faible par comparaison avec les cadres à mailles rectangulaires. Dans l'immeuble du John Hancock Center, par exemple, les nœuds importants se présentent approximativement tous les 20 étages. Le coût d'un assemblage compliqué est donc relativement faible si on le rapporte à la surface utile totale de l'ensemble du bâtiment. Même alors il faut n'épargner aucun effort pour limiter le soudage à la fabrication en atelier et recourir au boulonnage dans l'exécution des assemblages sur le chantier. C'est ce qui a été fait pour tous les assemblages importants du John Hancock Center. Les nœuds ont été préfabriqués en atelier avec des cordons à pénétration totale. Après contrôle minutieux aux ultra-sons de toutes les soudures, les nœuds ont été placés dans un four pour subir un recuit de détente. C'est par boulonnage qu'ont ensuite été assemblées sur le chantier les diagonales principales arrivant aux nœuds. Le schéma correspondant est représenté à la Figure 9.

Dans un joint à gousset tel que celui représenté à la Figure 9, il est important de donner des proportions convenables aux poteaux, diagonales et tirants, de façon que leur assemblage ne présente pas de difficultés aux nœuds. Si les poteaux, diagonales et tirants sont de forme tubulaire, les joints peuvent devenir extrêmement encombrants et ainsi entraîner une augmentation considérable du coût total de la construction. La solution adoptée à propos du John Hancock Center a été de choisir une section en H pour tous les poteaux extérieurs, les diagonales et les entretoises, de sorte que, comme le montre la Figure 10, les membrures de tous les éléments principaux se coupaient dans un même plan.

Effets des variations de température

Avec les ouvrages de grande hauteur dont la charpente comporte un noyau central, il convient de prendre en considération la différence de température relative entre les poteaux extérieurs et ceux du noyau intérieur quand on étudie l'exécution des revêtements des poteaux et des façades comportant des fenêtres. Bien que l'ensemble des poteaux extérieurs n'ait pas à être inclus dans un mur rideau, il est nécessaire de limiter l'exposition des poteaux extérieurs de telle manière que les mouvements différentiels maxima entre la façade et le noyau intérieur n'excèdent pas une valeur admissible donnée. En ce qui concerne les

éléments des cloisons, des portes etc., l'expérience qu'a l'auteur de cette question le conduit à considérer qu'un mouvement différentiel de 18 à 20 mm doit être tenu comme représentant une limite maxima réaliste. Pour ne pas dépasser cette limite, il peut se révéler indispensable d'isoler la charpente du mur extérieur. Si l'on prévoit un système de chauffage artificiel pour ces poteaux, ils peuvent être exposés davantage. Néanmoins, il ressort de l'expérience de l'auteur que le chauffage artificiel des poteaux extérieurs frise l'art du « gadget » et peut donner des résultats très variables. Il convient donc, dans la mesure du possible, d'éviter les systèmes de contrôle thermique nécessitant un chauffage ou un refroidissement mécaniques

Calculs et compréhension des systèmes

Le développement de la technologie des calculateurs au cours de ces dernières années ouvre à l'ingénieur civil des possibilités quasiment illimitées pour le calcul de n'importe quel ouvrage, quelque compliqué qu'il semble être. Les programmes généralisés de calcul tels que le *Stress* et le *Fran* ont déjà fait du calcul des ossatures une opération de routine. On ne considère plus les méthodes de calcul simplifiées comme appropriées à l'étude définitive d'un ouvrage. Alors qu'autrefois les ingénieurs attachaient leur orgueil au calcul d'ossatures complexes, l'élaboration de ces programmes et la facilité avec laquelle on peut disposer d'un calculateur ont évidemment transformé le rôle des ingénieurs civils qui, maintenant, ressortit plus à la bonne intelligence et à la création des systèmes qu'à leur calcul proprement dit. Les recherches consacrées à ces divers systèmes ne doivent donc plus être orientées sur le calcul en tant que tel mais, bien plutôt, viser à définir des paramètres permettant une meilleure compréhension de ces systèmes. Le rôle joué par les diverses variables a besoin d'être bien compris pour mieux asseoir les jugements d'ordre technique qu'on est appelé à rendre en proposant l'un ou l'autre de ces systèmes pour réaliser n'importe quelle construction. A propos de chacune des structures du type tube ou caisson rigide qui ont été évoquées plus haut, les recherches spécifiques les plus urgentes se rapportent aux objets suivants :

Recherches concernant les cadres-tubes à mailles rectangulaires

1. Etablissement de relations entre les propriétés des sommiers périphériques et des poteaux qui puissent servir à l'élaboration de projets préliminaires utiles.
2. Définition de paramètres sans dimension, propres à fournir des renseignements sur des déformations de cisaillement dans le système extérieur soumis aux pressions du vent.

3. Définition de paramètres sans dimension, donnant une meilleure compréhension de la redistribution des charges verticales entre tous les poteaux de n'importe quelle face du bâtiment.

4. Développement de divers éléments pour la fabrication et le montage en les rapportant aux coûts de fabrication et de montage. Il serait intéressant de voir quel est l'effet que, dans les différents pays, les techniques de fabrication exercent sur les conditions économiques de la construction.

Recherches concernant les tubes en treillis

1. Pour les tubes en treillis, les appuis à la base du bâtiment présentent presque nécessairement des discontinuités particulières; le besoin se fait donc sentir de recherches tendant à définir des paramètres simples qui permettront de déterminer le flux des efforts dus à la pesanteur aussi bien qu'au vent passant par ces points d'appui.

2. Etudes économiques relatives à l'emploi de divers types d'attaches et de différentes exécutions des dalles de plancher.

3. Effets des variations de température et des tolérances de montage du mur extérieur sur les contraintes internes des pièces diagonales.

Recherches sur le type optimal de tube en treillis (à diagonales et poteaux)

1. Définition de paramètres sans dimension liant les propriétés des poteaux, des diagonales, des sommiers périphériques et des tirants principaux de façon à déterminer le mode de redistribution des charges verticales.

2. Définition de paramètres sans dimensions exprimant la relation entre les caractéristiques des pièces et l'effet de tube effectif de l'ensemble du système.

3. Etablissement d'abaques simples permettant de déterminer la redistribution des charges dans les poteaux due aux tassements de l'un quelconque des poteaux.

Comptes rendus sur des réalisations d'ouvrages

En raison de l'activité accrue que connaît le secteur de la construction des bâtiments, il est vraisemblable que l'on construit actuellement, ou que l'on a construit, un grand nombre d'immeubles répondant à l'un de ces systèmes. Il serait très souhaitable que fussent préparés pour le Congrès des rapports donnant la description des éléments, intéressant le stade de la fabrication ou du montage, qui ont contribué à l'heureuse réalisation de ces projets. Il serait utile de présenter, un compte rendu succinct de l'étude complète et des méthodes de calcul relatives à chacun de ces projets.

Interactions entre noyau et tube extérieur

Bien que les systèmes en caisson rigide ne nécessitent généralement pas de raidissement latéral supplémentaire de la part du noyau intérieur, il peut parfois se révéler utile de rendre ce noyau lui aussi rigide, de façon à réduire à un niveau admissible les distorsions subies par les planchers sous l'effet des charges horizontales. Il sera intéressant pour les participants de se voir communiquer une étude des interactions de cette sorte, plus particulièrement eu égard aux distorsions des cloisons.

Conclusion

En vue de faire le point des systèmes à caisson rigide, on présente une revue générale des réalisations de ces dernières années complétée par des exemples illustrant chacun de ces systèmes. On étudie également les avantages et inconvénients de chacun d'eux.

Du fait des programmes généraux dont on dispose maintenant pour utiliser les calculateurs, l'auteur signale l'importance désormais réduite que revêtent les recherches portant sur les méthodes de calcul. Il n'en reste pas moins que, pour faciliter l'exécution des études préliminaires, il est nécessaire de poursuivre les recherches de nature à promouvoir une meilleure compréhension du comportement général de chacun des systèmes.

Il est fait état, dans le présent rapport, d'une liste de sujets d'étude propres à chacun des systèmes du type caisson rigide. On espère que des communications portant sur ces sujets seront soumises en vue de leur présentation au 8^e Congrès de New York.

IIIb

Hochhäuser ohne Innenstützen mit und ohne Kern

FAZLUR R. KHAN

Dr., Associate Partner, Skidmore, Owings & Merrill, Chicago, Illinois

Einleitung

Die Errichtung vielgeschossiger Bauten unter Verzicht auf die bis dahin üblichen tragenden Wände aus Mauerwerk wurde erst gegen Ende des 19. Jahrhunderts, nach Versuchen mit Gußeisen, durch die Einführung von Stahl ermöglicht. In den ersten Jahren des 20. Jahrhunderts erhielt der Stahlbau weiteren Auftrieb durch die von der Chicago School vervollkommnete Rahmenbauweise, die seitdem bei nahezu sämtlichen Hochhäusern anzutreffen war. In den letzten 50 Jahren wurden zwar Anschlüsse und Abmessungen des biegesteifen Rahmens wesentlich vervollkommnet, doch hielt man die Rahmenbauweise als solche offenbar für den im Hochhausbau einzig gangbaren Weg. Das höchste Bauwerk dieser Art ist das Empire State Building mit 102 Geschossen; die größte Spannweite weist mit $87' = 26,5$ m das Chicago Civic Centre auf.

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts war die Aufnahme der Last aus Wind bei der Auslegung und Berechnung eines Rahmens ausschlaggebend. Die Seitensteifigkeit wurde allerdings sowohl durch die herkömmlichen, massiven Zwischenwände wie auch durch Außenwände in Mauerwerk oder Naturstein beträchtlich erhöht. So konnte die Mehrzahl derartiger Bauten unter Vernachlässigung von Seitenausschlägen lediglich nach Festigkeitsgesichtspunkten berechnet werden. Nach dem Zweiten Weltkrieg brachten neue Baustoffe einen grundsätzlichen Wandel mit sich, der dem Architekten neue Wege für die Ausbildung nichttragender Bauteile, wie Außen- und Zwischenwände, eröffnete. An die Stelle massiver Zwischenwände traten leicht versetzbare Unterteilungen aus Metall und Glas, während die Außenmauern bei Stahlbauten durch Leicht-

metallverkleidungen ersetzt wurden und bei Betonbauten ganz fortfielen, so daß sich freiliegende Bauteile ergaben. Die effektive Steifigkeit des Gesamtbauwerks unterscheidet sich mithin kaum mehr von der rechnerischen Steifigkeit des Rahmens selbst. Dadurch erhielt die Seitensteifigkeit bei der Auslegung von Mehrgeschoßrahmen ausschlaggebende Bedeutung.

In statischer Hinsicht unterscheiden sich Mehrgeschoßrahmen von ein- oder zweistöckigen Rahmen dadurch, daß die Horizontalkräfte für die Bemessung der Hauptglieder eines Mehrgeschoßrahmens von erheblichem Einfluß sind, während dies bei Ein- oder Zweigeschoßrahmen nur selten der Fall ist. Den Idealfall bildet daher ein statisches System, bei dem für sämtliche Bauglieder lediglich Vertikalkräfte, nicht aber Horizontalkräfte maßgeblich sind. Wird beispielsweise für einen mehrgeschossigen Dreifeldrahmen durchschnittlicher Spannweite lediglich mit Vertikallasten gerechnet, also mit Last aus Eigengewicht plus Verkehrslast, so läßt sich der Stahlverbrauch je Quadratmeter Nutzfläche in Abhängigkeit von der Bauhöhe beziehungsweise der Geschoßzahl in Form einer Kurve darstellen. Wird für denselben Rahmen zusätzlich die Last aus Wind einbezogen, so ergibt sich eine neue Kurve. Trägt man beide Kurven im gleichen Maßstab auf, siehe Abb. 1, so zeigt sich sofort mit aller Deutlichkeit, daß bei jedem Bauwerk der mit Vergrößerung der Bauhöhe auftretende Mehraufwand an Materialkosten sehr stark durchschlägt und unter Umständen die Ausführbarkeit überhaupt in Frage stellen kann.

Es kann daher nicht überraschen, daß in jüngster Zeit völlig neue statische Systeme für Hochhäuser entwickelt wurden, und zwar mit dem alleinigen Ziel einer Umgehung des mit zunehmender Bauhöhe wachsenden Kostenanstiegs. Anhand einfacher theoretischer Überlegungen läßt sich folgender Nachweis führen: Die beste Werkstoffausnutzung für eine gegebene Stützenszahl, und zwar sowohl hinsichtlich der normalen wie der Gestaltfestigkeit, ergibt sich, wenn die Außenstützen in geeigneter Weise so zusammengefaßt werden, daß sie als biegesteifer, am Fuß eingespannter Kastenträger wirken. Sämtliche in letzter Zeit bekanntgewordenen neuen Systeme erzielen nun tatsächlich eine derartige Wirkungsweise vollkommen oder doch zum Teil.

Grundsätzlich sind derartige Kasten- oder Hohlkörpersysteme dadurch gekennzeichnet, daß die Außenstützen einen Hohlkörper bilden, in dessen Innerem sich ein Kern befindet, der seinerseits aus Stützen mit biegesteif oder einfach angeschlossenen Riegeln besteht. Die Deckenträger laufen von der Außenwandung bis zum Kern. Letzterer enthält Hilfs- und Nebeneinrichtungen, wie Aufzüge, Treppen und anderes mehr. Abb. 2 zeigt eine typische Grundrißaufteilung. Die Deckenträger nehmen bei derartiger Anordnung keine Horizontalkräfte auf und können daher in allen Geschossen verhältnismäßig niedrig gehalten werden. Aus demselben Grunde ist auch eine Vergrößerung der Spannweite zwischen Außenwandung und Kern möglich.

Im elastischen Verhalten von Beton- und Stahlbauten treten zwar grundsätzliche Unterschiede nicht auf, solange beide nach demselben statischen

System ausgelegt sind. Der vorliegende Bericht beschränkt sich jedoch ausschließlich auf Stahlbauten und geht auf Betonbauten nur insoweit ein, als dies an einigen Stellen notwendig oder zweckdienlich erscheint.

Hohlkörperrahmen

Die Wirkungsweise des biegesteifen Kastens oder Hohlkörpers ist bei nicht abgetreppten Gebäuden sehr einfach zu erreichen; man braucht lediglich die Außenstützen sehr eng zu stellen und auf jedem Geschoß hochstegige Deckenrandträger einzuziehen. Die üblicherweise rechteckigen Fensteröffnungen können zwanglos beibehalten werden; die Fenster selbst sind häufig unmittelbar zwischen den eng gestellten Stützen angebracht. Die Erstaufführung dieses Grundgedankens bildeten die DeWitt-Hochhäuser in Chicago, die 1961 von Skidmore, Owings & Merrill mit einer Bauhöhe von 43 Geschossen errichtet wurden. Der Stützenabstand beträgt einheitlich $5' 6'' = 1676 \text{ mm}$. Die gesamte Last aus Wind wird ausschließlich von den Außenstützen aufgenommen. Es handelt sich allerdings in diesem Falle um einen Betonbau. Inzwischen hat dasselbe Unternehmen ein weiteres Gebäude, ebenfalls in Beton, entworfen (500 North Michigan, Chicago). In der Planung befindet sich eine ganze Reihe von Hochhäusern, die sämtlich diesem Grundgedanken entsprechen, darunter als bedeutendstes Bauwerk der 110geschossige Doppelturm für das World Trade Centre in New York.

Als Bezeichnung könnte man für die erläuterte Bauweise mit enggestellten Stützen und biegesteifen Deckenrandträgern den Ausdruck «Hohlkörperrahmen» vorschlagen. Das besondere Kennzeichen dieser Bauweise besteht zwar in der kasten- oder hüllenförmigen Anordnung der Stützen, doch zeigt sich bei näherer Untersuchung, daß ein solches System in seiner Gesamtwirkung größere Ähnlichkeit mit dem biegesteifen Rahmen besitzt als mit dem echten Kragträger. Unter dem Angriff von Horizontalkräften ergeben sich zwei klar zu unterscheidende Wirkungsweisen: Das Bauwerk als Ganzes wirkt zunächst als Hohlkörper, wobei in sämtlichen Außenstützen lediglich Druck- und Zugspannungen sowie Durchbiegungen wie bei einem echten Kragträger auftreten. Sodann aber wirken die beiden parallel zur Windrichtung liegenden Flächen als biegesteife Einzelrahmen, bei denen unter der Gesamlast aus Wind auf jedem Geschoß Auslenkungen wie bei jedem anderen Rahmen auftreten.

Auch die Hohlkörperwirkung mit reinen Zug/Druckspannungen in den Stützen kommt nicht voll zum Tragen. Wegen der Biegsamkeit der Deckenrandträger treten unumgänglich zusätzliche Schubverformungen auf. Dadurch werden die effektiven Spannungen in den Eckstützen vergrößert, in den übrigen Stützen verringert (siehe Abb. 4). Es zeigt sich somit, daß die Vorteile dieser Bauweise nur mit außerordentlichen steifen Deckenrandträgern zu verwirklichen sind (zur Herabsetzung der Schubverformungen). Ferner sollten die

Stützen in den senkrechten Ebenen der Außenflächen angeordnet werden (zur Verringerung der Auslenkung). Tatsächlich ergeben sich beim Hohlkörperrahmen beträchtlich größere Lotabweichungen als bei einem vergleichbaren vollwandigen Rohr. Darüber hinaus können bei größerer Bauhöhe die Biegespannungen der in den zur Windrichtung parallelen Flächen liegenden Stützen für die Bemessung entscheidend werden.

Der «Hohlkörperrahmen» bietet dem Architekten als wesentlichsten Vorteil die Möglichkeit, die Fenster in herkömmlicher Weise anzuordnen. Die Anzahl der Geschosse erfährt aus wirtschaftlichen oder ästhetischen Rücksichten kaum eine Beschränkung. Grenzen für ein wirtschaftliches Bauen lassen sich allenfalls mit nachstehenden Überlegungen abstecken.

1. Mit der Anzahl der Außenstützen wächst unweigerlich auch die Zahl der Anschlüsse. Wenn von den Gesamtkosten ein wesentlicher Anteil auf Löhne entfällt, so ist wirtschaftliches Bauen nur bei weitgehender Vorfertigung möglich.

2. Vermehrung der Außenstützen ist im Stahlbau gleichbedeutend mit höheren Kosten für Verkleidungen und Feuerschutz. Die sonstigen Vorteile dieser Bauweise werden dadurch unter Umständen aufgehoben. Eine Verminderung dieser Kosten setzt genormte Abmessungen für vorgefertigte, mehrfeldige Verkleidungen voraus.

3. Der Deckenverzug unter Schub (Abb. 4) kann zu Schwierigkeiten bei Zwischenwänden und Fenstern führen.

4. Der Biegeausschlag der Stützen (Rahmenwirkung) kann Werte annehmen, die bis zu 200% über denen echter Kragträger liegen. Das erfordert wegen des Arbeitens der Zwischenwände besondere Maßnahmen, die sich in entsprechenden Kostensteigerungen niederschlagen.

Fachwerkhohlkörper

Die Hohlkörperwirkung läßt sich auch in anderer Form erreichen, nämlich durch Verzicht auf Vertikalstützen überhaupt und deren Ersatz durch Diagonalstäbe (Abb. 5). Bei stetiger Auslegung, also ohne Absätze, stellt der «Fachwerkhohlkörper» eine für die Ausnutzung der Hohlkörperwirkung sehr geeignete Bauweise dar. Der Einfluß der Schubspannungen und des Deckenverzuges ist gleich Null, oder doch völlig unbedeutend; das Kippmoment aus Wind wird von sämtlichen Bauteilen aufgenommen. Für den Architekten ergeben sich allerdings einige Schwierigkeiten. Daß diese Bauweise dennoch gute Zukunftsaussichten besitzt, beweist das 13geschossige IBM-Gebäude in Pittsburgh.

Den großen theoretischen Vorteilen stehen für Entwurf und Ausführung drei nicht unwesentliche Nachteile gegenüber:

1. Bei kleinen Feldweiten ergeben sich für die Diagonalstäbe nur kleine Querschnitte. Damit wird die Werkstoffausnutzung geringer.

2. Die Außenwandungen erfordern wesentlich mehr Anschlüsse als bei der

üblichen Bauweise. Dadurch werden Fertigung und Montage unter Umständen teurer.

3. Wegen der unvermeidbaren Maßabweichungen können beim Bau außerordentlich hohe Nebenspannungen auftreten, die ein Nacharbeiten auf der Baustelle erforderlich machen. Auch größere Temperaturschwankungen können beim Bau beträchtliche örtliche Spannungen hervorrufen.

Fachwerkhohlkörper mit Stützen

Einige Nachteile des «Hohlkörperrahmens» und des «Fachwerkhohlkörpers» lassen sich dadurch beseitigen, daß Stützen, Deckenrandträger und Diagonalstäbe in der für die Hohlkörperwirkung bestgeeigneten Form aufeinander abgestimmt werden. Bei Außenstützen mit normaler Teilung von etwa 6–18 m ist ein Zusammenwirken als Hohlkörper sehr einfach durch großfeldige Diagonalverbände unter etwa 45° herbeizuführen. Die für normale Deckenlasten ausgelegten Randträger sind dabei auch für die Kraftverteilung zwischen Stützen und Diagonalstäben ausreichend, mit Ausnahme solcher Felder, in denen die Diagonalen aus zwei Vertikalebene in Eckknoten einlaufen. In den durch vier derartige Eckknoten festgelegten waagrechten Ebenen müssen die Deckenrandträger als starke Zugbänder ausgebildet werden, einmal zur Aufnahme der in solchen Ebenen wirkenden Horizontalkräfte, dann aber auch, um die Diagonalstäbe in ihrer Wirkung sowohl als Schrägstützen wie als Hauptlastverteilungsstäbe zu verstärken. Als vorzügliches Beispiel der im Vorstehenden erläuterten Bauweise kann das John Hancock Centre mit 100 Geschossen gelten (Abb. 6).

Einer der Hauptvorteile dieser Bauweise ist darin zu sehen, daß die Diagonalstäbe eine gleichmäßige Verteilung der Vertikallasten auf die Stützen bewirken. Infolgedessen können sämtliche Stützen auf gleicher Kote dieselben Abmessungen erhalten, trotz unterschiedlicher Größe der wirksamen Deckenlast. Für die Fertigung bedeutet das eine Normung der Stützen und ihrer Einzelteile. Weiterhin werden die Diagonalstäbe als Schrägstützen nur in seltenen Fällen auf Zug beansprucht, selbst bei sehr großer Last aus Wind. Infolgedessen besteht hinsichtlich der Stoßausbildung kaum ein Unterschied zwischen Stützen und Diagonalstäben; dadurch ergibt sich eine weitere Verbilligung.

In Abb. 7 sind die Ergebnisse der statischen Berechnung für das John Hancock Centre graphisch dargestellt. Daraus ist der außerordentlich geringe Einfluß der Schubspannungen beim Fachwerkhohlkörper mit Stützen zu ersehen. Der Aufwand für Diagonalstäbe, Deckenrandträger und Hauptzugbänder mit ihren verhältnismäßig großen Abmessungen bildet allerdings einen hohen Anteil der Gesamtkosten. Bei näherer Untersuchung zeigt sich, daß eine Verstärkung der Diagonalen oder der Zugbänder über ein bestimmtes Maß hinaus keine weiteren wirtschaftlichen Vorteile mit sich bringt. In die Ansätze zur

Ermittlung optimaler Verhältnisse für diese Bauteile geht eine Vielzahl von Veränderlichen ein. Aus diesem Grunde dürften für die zukünftige Gestaltung ähnlicher Bauten noch Forschungen in erheblichem Umfang unumgänglich sein.

Stöße und Anschlüsse

Im Stahlbau, insbesondere bei Hochhäusern, spielt die Ausbildung der Anschlüsse und Knotenpunkte bei der Ermittlung der Gesamtkosten eine wesentliche Rolle. Die Ausführungsform hat zwar bei der statischen Berechnung nur geringen Einfluß, um so größer ist dieser jedoch bei den Fertigungs- und Montagekosten. Deshalb ist für biegesteife Hohlkörper, bei denen sämtliche Horizontalkräfte von Außenstützen, Deckenrandträgern und Diagonalen aufgenommen werden, das Hauptaugenmerk auf gute, leicht montierbare Anschlüsse zu richten.

Baustellenschweißnähte verteuern in Ländern wie den USA die Montage wegen der längeren Bauzeit; sie sollten daher auf das unumgängliche Ausmaß beschränkt werden. Hohlkörperrahmen, deren Wirkungsweise nur bei biegesteifen Anschlüssen voll zum Tragen kommt, lassen sich kaum ohne geschweißte Anschlüsse herstellen, doch können deren Kosten beträchtlich gesenkt werden durch eine Ausbildung, bei der die Schweißarbeiten nahezu völlig in der Werkstatt ausführbar sind, während für die Baustelle im wesentlichen nur Schraubverbindungen übrig bleiben. Die Konstruktion sollte die Vorfertigung und den Vorzusammenbau ganzer Wandabschnitte ermöglichen, die auf der Baustelle lediglich mit HV-Schrauben untereinander verbunden werden (siehe schematische Darstellung Abb. 8).

Bei Fachwerkhohlkörpern mit Stützen und Diagonalen, wie im John Hancock Centre, spielen biegesteife Anschlüsse der Hauptstäbe untereinander keine maßgebliche Rolle. Gegenüber dem Hohlkörperrahmen ist außerdem die Anzahl der Hauptknoten verhältnismäßig gering. Knoten mit großen Abmessungen treten zum Beispiel im John Hancock Centre nur nach etwa je 20 Geschossen auf.

Umgelegt auf die Gesamtnutzfläche ist daher der Kostenanteil auch komplizierter Knotenpunkte in diesem Fall verhältnismäßig gering. Dennoch sollten Schweißarbeiten, soweit irgend zugänglich, auf die Werkstattfertigung beschränkt und der Baustelle nur Schraubverbindungen vorbehalten bleiben. Beim John Hancock Centre ließ sich dies an sämtlichen wesentlichen Stellen durchführen. Die vorgefertigten Teile wurden in der Werkstatt mit voll durchgeschweißten Nähten zusammengeschweißt, die Nähte selbst mit Ultraschallgerät 100% geprüft. Danach wurde der komplette Knoten spannungsfreigelegt. Die einlaufenden Diagonalen wurden auf der Baustelle verschraubt (siehe schematische Darstellung Abb. 9).

Bei Anschlüssen mit Knotenblechen, wie in Abb. 9, erfordert die Bemessung

der Stützen, Diagonalen und Zugbänder große Sorgfalt, weil sich sonst an den Schnittpunkten Schwierigkeiten ergeben. Sind Stützen, Diagonalen und Zugbänder als Kastenträger ausgelegt, so nehmen die Anschlüsse unter Umständen sehr viel Raum in Anspruch; das führt zu einer beträchtlichen Steigerung der Gesamtkosten. Deshalb erhielten sämtliche Außenstützen, Diagonalen und Zugbänder beim John Hancock Centre H-förmige (Breitflansch-)Querschnitte derart, daß die Gurte sämtlicher Hauptstäbe in derselben Ebene liegen (siehe Abb. 10).

Einfluß der Temperaturschwankungen

Bei allen Bauten mit Innenkern ist bei Ausbildung der Fensterwände und Stützenverkleidungen die Temperaturdifferenz zwischen Außenstützen und Innenkern in Rechnung zu setzen. Zwar brauchen nicht sämtliche Außenflächen der Stützen usw. verkleidet zu werden, doch ist dafür Sorge zu tragen, daß der Unterschied in den Wärmedehnungen von Außenwand und Kern einen zulässigen Größtwert nicht überschreitet. Dieser Größtwert liegt nach den Erfahrungen des Verfassers für die architektonische Ausbildung von Zwischenwänden, Türen usw. bei etwa 18–20 mm. Die Einhaltung dieser Grenze erfordert unter Umständen eine Isolierung der Außenwand. Die nichtverkleidete Oberfläche kann zwar bei beheizten Außenstützen wesentlich größer bleiben, doch läuft nach Ansicht des Verfassers eine künstliche Beheizung der Außenstützen auf eine für Betriebsstörungen recht anfällige technische Spielerei hinaus. Man sollte daher für die Einhaltung bestimmter Temperaturen auf besondere Kühl- und Heizanlagen nach Möglichkeit verzichten.

Berechnen? — Begreifen!

Durch den Einsatz von Elektronenrechnern wurden der Bautechnik in jüngster Zeit nahezu unbegrenzte Möglichkeiten für die Durchrechnung auch äußerst komplizierter statischer Systeme eröffnet. Durch vielseitig verwendbare Rechenprogramme, bekannt unter Bezeichnungen wie «Stress» und «Fran», wurden statische Berechnungen bereits zur reinen Routinearbeit. Für die endgültige Auslegung eines Bauwerks werden daher vereinfachte Ansätze und Rechenverfahren nicht mehr als ausreichend angesehen. Während in der Vergangenheit der Ingenieur seinen Stolz auf die Durchrechnung komplizierter statischer Systeme setzte, fällt ihm jetzt als wesentliche Aufgabe zu, aus einem tieferen Verständnis der Zusammenhänge völlig neue Systeme herzuleiten; deren Durchrechnung ist dann eine Sache der Elektronik. Forschungsarbeiten sollten daher nicht die rechnerische Erfassung derartiger Systeme zum Gegenstand haben, als vielmehr die Aufdeckung von Kenngrößen für ein tiefergehendes Verständnis. Ausgewogene Urteile über neu vorgeschlagene Systeme für Bauten jeder

Art sind nur dann möglich, wenn der Einfluß einer Vielzahl von Veränderlichen klar verstanden wird.

Für die drei weiter oben erläuterten Bauweisen des biegesteifen Hohlkörpers sind noch jeweils die nachstehenden, ganz speziellen Aufgaben vordringlich zu lösen:

Arbeiten über Hohlkörperrahmen

1. Aufstellen von Beziehungen über die Wechselwirkung zwischen Stütze und Deckenrandträger zwecks rascher Gewinnung von Vorentwürfen.
2. Erarbeiten dimensionsloser Kenngrößen für die unter Last auftretenden Schubspannungen.
3. Erarbeiten dimensionsloser Kenngrößen für die vertikale Lastverteilung auf sämtliche Stützen jeder Außenfront.
4. Entwicklung unterschiedlicher Fertigungs- und Montageverfahren und Ermittlung der Zusammenhänge zwischen Fertigungs- und Montagekosten. Von besonderem Interesse wäre ein Vergleich der Fertigungskosten in verschiedenen Ländern.

Arbeiten über Fachwerkhohlkörper

1. Bei Fachwerkhohlkörpern ergeben sich unumgänglich Unstetigkeiten in der Auflagerung (am Fuß). Vordringlich wären daher Arbeiten zur Gewinnung einfacher Kenngrößen über die Einleitung der Lasten aus Eigengewicht und aus Wind in die Auflager.
2. Kostenvergleich verschiedener Knoten- und Anschlußformen sowie von Deckenbauweisen.
3. Einfluß von Temperaturschwankungen und montagebedingten Maßabweichungen der Außenwand auf die Spannungen in den Diagonalstäben.

Arbeiten über Fachwerkhohlkörper mit Stützen und Diagonalen

1. Erarbeiten dimensionsloser Kenngrößen für die Wechselwirkung von Stützen, Diagonalstäben, Deckenrandträgern und Hauptzugbändern zur Festlegung von Schemen für die Lastverteilung.
2. Erarbeiten dimensionsloser Kenngrößen für die Beziehung zwischen Einzelstäben und der effektiven Hohlkörperwirkung des Gesamtsystems.
3. Aufstellen einfacher Kurven zur Bestimmung der durch Fundamentsetzungen auftretenden neuen Stützenlasten.

Berichte über Bauvorhaben

Wegen der verstärkten Bautätigkeit dürfte die Erwartung nicht fehlgehen, daß eine ganze Reihe von Gebäuden, die nach einem der obigen Systeme ausgelegt sind, zurzeit im Bau befindlich oder bereits fertiggestellt ist. Die Vorlage von Berichten über nähere Einzelheiten der Fertigung und Montage, die zum Gelingen des jeweiligen Bauvorhabens beigesteuert haben, wäre sehr zu wünschen. Vorgelegt werden sollten insbesondere Kurzberichte über Entwurf und Berechnung sämtlicher derartiger Bauvorhaben.

Wechselwirkung zwischen Kern und Hohlkörper

Biegesteife Hohlkörper bedürfen zwar im allgemeinen keiner zusätzlichen Versteifung durch den Innenkern. Manche Fälle erfordern jedoch Biegesteifigkeit auch für den Innenkern, um den Deckenverzug unter horizontaler Last in zulässigen Grenzen zu halten. Eine Untersuchung derartiger Wechselwirkungen unter besonderer Berücksichtigung auch der Zwischenwände, dürfte für die Tagungsteilnehmer von Interesse sein.

Zusammenfassung

Es wird anhand von Beispielen ein Überblick über den Stand der Technik für biegesteife Hohlkörper gegeben, wie sie in jüngster Zeit entwickelt wurden. Vor- und Nachteile der beschriebenen Bauweise werden erörtert.

Da für Elektronenrechner vielseitige Programme zur Verfügung stehen, wird darauf hingewiesen, daß der Erarbeitung von Rechenverfahren nicht mehr die frühere Bedeutung zukommt. Wichtig sind vor allem Arbeiten, die das Verständnis für die Gesamtwirkung der beschriebenen Bauweisen vertiefen und rasche Vorentwürfe gestatten.

Der Bericht enthält eine Liste von Forschungsaufgaben für biegesteife Hohlkörper. Es wird die Erwartung ausgesprochen, daß einschlägige Arbeiten zur Vorlage auf dem 8. Kongreß in New York eingereicht werden.

IIIc

Résistance aux actions dynamiques du vent et des séismes

D. SFINTESCO

Directeur des Recherches du CTICM, Puteaux (France)

Introduction

Le développement de la construction de bâtiments de grande hauteur, la tendance vers des formes de plus en plus élancées, l'évolution constante qui se manifeste, tant dans le domaine des matériaux de construction que dans celui des procédés de mise en œuvre, et enfin les exigences toujours croissantes d'une construction économique et rationnelle ont eu pour conséquence un remarquable effort de recherches théoriques et expérimentales dans le but de :

— mieux circonscrire les sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages et mieux définir le comportement de ceux-ci, en serrant la réalité d'aussi près que possible et en tenant compte de façon précise de circonstances autrefois reléguées dans des marges «de sécurité» ou, plus exactement, d'«ignorance» ;

— développer des formes constructives, des méthodes de calcul et des techniques de réalisation susceptibles d'améliorer les qualités fonctionnelles et le rendement de la construction ;

— obtenir un juste équilibre des impératifs de la sécurité et de l'économie à l'aide de concepts modernes, basés sur des considérations probabilistes, en fonction d'une évaluation scientifique des risques.

Si, en ce qui concerne les sollicitations statiques, l'empirisme des débuts de la construction a été progressivement, mais déjà très largement, abandonné en faveur d'études scientifiquement fondées, les effets des sollicitations dynamiques sur les constructions, notamment celles du vent et des séismes, n'avaient été évalués, jusqu'à ces derniers temps, que de façon plutôt grossière et imprécise, leur prise en compte étant faite par l'introduction de valeurs ou coefficients plus ou moins arbitraires dans les calculs statiques usuels.

Certains aspects du problème des sollicitations dynamiques dues à ces deux catégories de phénomènes et de leurs conséquences sur les constructions en général et sur les bâtiments élevés à ossature métallique en particulier, ont cependant fait l'objet d'importantes recherches théoriques et expérimentales. Certains autres ne sont encore qu'insuffisamment étudiés.

Le but du présent rapport introductif est de marquer les points essentiels du niveau actuel des connaissances et les principaux résultats acquis par les recherches, d'esquisser ensuite les problèmes qu'il semble nécessaire de résoudre ou d'approfondir encore dans l'immédiat et de suggérer ainsi l'orientation qui paraît souhaitable pour les travaux du Congrès et pour la recherche dans ce domaine.

Sollicitations

Vent

Quoique déjà préconisée par Galilée et Newton, la prise en considération de l'action du vent pour le dimensionnement des constructions ne devait prendre une forme concrète et pratique que vers la fin du siècle dernier, les effets de cette action ne devenant sensibles qu'au fur et à mesure de l'apparition de structures légères, élevées et élancées. L'importance du problème de l'action du vent s'est donc manifestée parallèlement au développement de la construction métallique.

Aussi, c'est dès cette époque que deux pionniers de la construction métallique – B. Baker en Grande Bretagne et G. Eiffel en France – poussés par leur intuition et par leur sens du comportement des structures, révélaient deux aspects du problème, essentiels pour le calcul des constructions: le premier prouvait, à l'aide d'une expérimentation fort simple et directe, que l'action d'ensemble sur les grandes surfaces était plus faible que celle mesurée localement, le second constatait par des observations directes sur la «tour de 300 m» que les valeurs maximales des déplacements d'ensemble correspondaient aux poussées d'intensité moyenne, et non aux rafales plus fortes, mais de courte durée.

Depuis, des études théoriques, des essais en soufflerie et des observations directes ont permis d'acquérir des connaissances plus précises sur les divers facteurs entrant en ligne de compte dans le calcul des constructions, tels que la variation des vitesses en fonction de la hauteur, l'influence de la rugosité du sol, le spectre des rafales, l'écart entre les vitesses «instantanées» de celles-ci et les vitesses moyennes sur tel ou tel laps de temps, le rapport entre les variations rapides et les variations lentes des vitesses, la valeur et la distribution des pressions et dépressions sur les faces externes et internes du bâtiment en fonction des angles d'incidence et éventuellement des ouvertures, les effets de masque, etc...

Il n'en reste pas moins – comme l'a fait apparaître le premier Congrès international réuni à ce sujet en 1963 – que la connaissance de l'action de ce phénomène difficile à saisir est encore incomplète et, de plus, souvent entachée des conséquences d'une observation insuffisante, elle-même effectuée à l'aide d'une instrumentation pas toujours satisfaisante et parfois disposée de façon non adéquate. Pour le calcul des structures, il est important de noter l'incertitude qui affecte la prédiction des vitesses de vent, notamment en fonction du site – le plus souvent différent de celui de la station météorologique de référence – ainsi que du fait de l'influence de l'environnement et de bien d'autres facteurs locaux. Dans ces conditions, une précision excessive des calculs serait illusoire et dépourvue de sens.

Il est, par contre, essentiel de se rendre compte dans quelles limites un vent donné est susceptible d'engendrer des sollicitations dynamiques dans les éléments principaux des ossatures de bâtiments à étages.

Schématiquement, le spectre normal de vent comporte des poussées à variation relativement lente, auxquelles se superposent des fluctuations rapides et généralement très irrégulières, accusant, notamment dans les zones de turbulence au voisinage du sol, une distribution aléatoire et éminemment instable. La conséquence en est que l'on peut distinguer l'effet du vent sous un double aspect.

Pour les grands immeubles, le premier concerne l'action d'ensemble qui engendre, dans les éléments porteurs de l'ossature, des efforts répétés ne pouvant devenir alternés que dans la mesure où le bâtiment entier entre en oscillation. Le rythme modéré des variations d'efforts qui entrent en ligne de compte et l'inertie d'ensemble du bâtiment ont cependant pour conséquence de laisser à l'ouvrage le temps de s'adapter comme sous l'effet des charges quasiment statiques.

Le second aspect, qui consiste en une action nettement dynamique, mais localisée et constamment variable, intéresse surtout les éléments directement ou indirectement frappés et dont cette action constitue la principale sollicitation. Toutefois, même pour ces éléments, l'irrégularité – en fréquence et en direction – de cette action peut en limiter les conséquences dynamiques et notamment les risques de résonance.

Il apparaît toutefois que les deux aspects fondamentaux reconnus respectivement par Baker et Eiffel ont été pendant très longtemps ignorés par les règlements. En effet, la réduction des pressions pour les grandes surfaces, actuellement n'apparaît encore sous une forme explicite que dans les règlements les plus évolués. Quant à l'effet signalé par Eiffel, il semble avoir été entièrement perdu de vue jusqu'à ces derniers temps, où il retrouve une expression plus précise dans les tentatives d'étude dynamique des structures.

Il faut toutefois reconnaître que les limites dans lesquelles les effets dynamiques dus au vent peuvent intervenir dans le comportement d'ensemble des ossatures de bâtiments à étages n'ont pas encore été déterminées de façon

incontestable et indépendante d'hypothèses arbitraires. Seul le recours aux expériences directes sur objets réels permettra d'y arriver.

Séismes

Le souci de réaliser des constructions résistant aux séismes, dans les régions sujettes à cette calamité, est aussi ancien que mémoire d'homme, ce qui n'a pas manqué de conduire au développement empirique de formes et de procédés de construction adéquats.

Toutefois, malgré le caractère violent, brutal et souvent catastrophique des secousses sismiques, les observations de ces phénomènes imprévisibles et non reproductibles sont, dans la plupart des cas, insuffisantes pour permettre une analyse complète a posteriori des conséquences, en fonction des mouvements précis qui en sont la cause. Il a donc fallu recourir principalement aux études théoriques – forcément basées sur des hypothèses simplificatrices – et à des simulations analogiques pour déterminer le comportement des structures et définir les méthodes de calcul.

Le mouvement d'une secousse sismique comporte des déplacements, des vitesses et des accélérations de direction, intensité, durée et séquence très irrégulières. Le mouvement ainsi engendré se déroule suivant une trajectoire spatiale compliquée, pouvant être décomposée suivant les arêtes d'un trièdre. Il est d'usage de négliger dans les calculs la composante verticale, considérée faible par rapport aux charges verticales que la structure doit normalement pouvoir supporter. Cette simplification paraît justifiée en général, mais il n'est pas évident qu'elle le soit dans tous les cas.

L'intensité des secousses sismiques à considérer dans le calcul des constructions est établie, suivant les régions géographiques, en fonction des plus forts séismes enregistrés, ce qui se justifie par le caractère catastrophique du phénomène. Cette intensité est cependant définie, faute de moyens plus scientifiques, à l'aide d'échelles basées sur des observations subjectives et sur les types de dégâts constatés, ces derniers constituant le plus souvent la seule indication précise dont on peut disposer sur les séismes. G.W.Housner a cependant préconisé une méthode, dont le principe avait été suggéré par M.A.Biot, qui consiste à déterminer l'action des secousses sismiques en se référant aux enregistrements fournis par les séismographes.

Dans ces conditions, il faut apporter le plus grand discernement dans l'examen des données utilisées et des hypothèses admises pour l'application des méthodes théoriques de calcul, afin d'éviter qu'elles n'en faussent les résultats.

Du point de vue du mode de sollicitation des bâtiments, les secousses sismiques présentent quelques différences fondamentales par rapport aux actions du vent. Elles sont, en effet, de nature nettement et intégralement dynamique.

De plus, étant introduites par la base même du bâtiment, elles intéressent toujours celui-ci dans sa totalité. Elles n'agissent donc pas comme forces extérieures appliquées au bâtiment mais bien en tant que réactions internes d'inertie par rapport aux mouvements du sol. Elles exercent donc toujours une action d'ensemble, même si celle-ci doit avoir des conséquences localisées dans telle partie ou tel élément constitutif du bâtiment.

Il s'ensuit que si l'inertie des masses s'oppose aux effets dynamiques du vent et en réduit considérablement la portée, cette même inertie intervient dans le sens opposé, en tant que facteur déterminant des effets dynamiques, dans le cas d'une secousse sismique. C'est pourquoi il est recommandé d'éviter tout poids mort inutile dans les bâtiments situés en zone sismique.

Ceci explique d'ailleurs, pour une large part, pourquoi l'évolution vers des bâtiments de plus en plus légers n'enlève rien à l'excellente tenue des ossatures métalliques aux séismes, mais fait surgir des problèmes nouveaux en ce qui concerne leur comportement vis-à-vis du vent.

Réponse du bâtiment

Notion du spectre de réponse

La réponse dynamique d'une structure est fonction directe, tout autant des caractéristiques (statiques et dynamiques) du bâtiment que de la configuration de l'excitation et des propriétés du milieu qui la transmet.

Les premières études sur les effets dynamiques des séismes considéraient des vibrations harmoniques constantes. Cette hypothèse simplifiée, proposée par K.S.Zavriev et A.G.Nazarov, conduisait simplement à éviter les effets de résonance en se référant à la période propre de vibration de la structure.

Des hypothèses plus fidèles à la réalité ont été rendues possibles grâce à la notion de spectre de réponse, énoncée par M.A.Biot et considérablement développée depuis, notamment par G.W.Housner, pour tenir compte de toute l'irrégularité des mouvements que comportent les secousses sismiques.

Le spectre de réponse représente la variation des déplacements relatifs, des vitesses relatives ou des accélérations absolues du système, en fonction de sa période de vibration propre et de l'excitation imposée. Il est défini pour le système le plus simplifié, celui à un seul degré de liberté, mais son application s'étend aux systèmes à plusieurs degrés de liberté, soit en introduisant les expressions intégrales des déplacements, vitesses, accélérations, forces d'inertie et efforts tranchants pour les divers modes de vibration possibles, soit, plus simplement, à l'aide d'un coefficient d'équivalence représentant le rapport de la masse réduite à la masse réelle. On obtient ainsi un spectre équivalent pour la structure considérée.

Ce spectre peut être établi pour toute forme d'excitation, périodique ou

non périodique, soit expérimentalement, à l'aide de modèles dynamiques, soit analytiquement par intégration directe, soit enfin par analogie électrique. Il représente un auxiliaire de tout premier ordre pour l'étude dynamique des structures, car il fournit directement les valeurs des déplacements, des vitesses et des accélérations quels que soient le rythme et la configuration de l'oscillation perturbatrice. Il offre donc le moyen le plus simple de déterminer correctement la résistance et la ductilité nécessaires pour une structure.

Effets de la distribution des masses

La réponse aux secousses sismiques étant proportionnelle à l'inertie des masses, l'importance de la distribution de celles-ci est évidente. Pour un bâtiment de forme symétrique, cette distribution joue uniquement sur la hauteur et intervient ainsi dans la détermination du coefficient sismique qui est à la base des calculs. Il est souhaitable de prévoir une distribution régulière et de ramener autant que possible les masses importantes vers la base du bâtiment en évitant les concentrations de masses (piscines, réservoirs, installations lourdes, etc.) à un niveau élevé. En tout état de cause, il est avantageux de placer le centre de gravité du bâtiment le plus bas possible.

Dans les bâtiments dissymétriques, l'inertie des masses excentrées peut engendrer, lors d'une secousse sismique ou sous l'action du vent, des effets de torsion relativement importants. De tels effets sont toujours à redouter lorsque le centre de gravité et le centre de torsion du bâtiment ne coïncident pas. Il est alors indispensable d'en tenir compte dans les calculs et dans les dispositions constructives prévues.

Amortissement des effets dynamiques

L'amortissement des effets dynamiques par absorption d'énergie constitue un élément capital de la tenue des systèmes réels. En effet, quelle que soit l'origine de l'énergie introduite dans la structure – effets dynamiques du vent ou secousses sismiques – cette énergie doit pouvoir être complètement absorbée, sous peine de provoquer des déformations permanentes excessives ou des dommages encore plus graves.

Or, dans tout système réel, l'énergie provenant d'une sollicitation dynamique – secousse sismique, par exemple – passe, en partie et temporairement, en énergie cinétique de mouvement des masses et en énergie de déformation élastique des éléments structuraux, mais en fin de compte elle doit être entièrement dissipée par frottements internes et, le cas échéant, par des plastifications, dans la mesure où elle n'est pas restituée au sol par interaction entre le bâtiment et celui-ci.

En fait, il est prouvé que toute sollicitation dynamique d'une certaine sévérité risquerait de donner lieu à des moments et des déplacements élastiques bien supérieurs aux valeurs normalement tolérées, si les déformations non élastiques ne devaient pas intervenir.

Ce rôle important de l'absorption d'énergie par ductilité dans la réponse dynamique des ossatures, quels que soient leur hauteur et leur élancement, a été bien mis en lumière par des études récentes, analysant le comportement non linéaire des systèmes à un ou plusieurs degrés de liberté, notamment par G. W. Housner et par G. V. Berg.

Ces études sont particulièrement révélatrices du rôle primordial joué par l'effet de dissipation d'énergie dans la tenue des bâtiments aux sollicitations dynamiques. Leur difficulté majeure réside dans la nécessité de bien connaître les caractéristiques réelles de la structure.

En effet, l'apport d'énergie étant donné, on doit le retrouver à chaque instant, distribué entre le mouvement des masses, les frottements internes, le travail de déformations élastiques et celui de déformations permanentes.

Il apparaît que si la capacité de dissipation d'énergie du système est faible, il peut facilement se produire des efforts excessifs, exigeant un dimensionnement anti-économique. Il y a donc intérêt à concevoir les structures de manière à ce qu'elles puissent absorber une grande quantité d'énergie, non seulement par amortissement normal, mais aussi par déformations plastiques, avant que la ruine ne se produise, quitte à accepter alors, en cas de sollicitations particulièrement fortes, certaines plastifications n'entraînant pas une catastrophe, mais donnant lieu à des désordres limités en conséquence.

Cela permet d'expliquer la bonne tenue, souvent constatée, de structures apparemment faibles, mais ayant une grande capacité d'absorption d'énergie.

L'analyse en régime non linéaire qui, par sa nature même, est particulièrement susceptible de fournir des indications sur la distribution judicieuse des raideurs, a fait apparaître que, dans une ossature de type normal, les déformations non linéaires se produisent de préférence dans les poutres. Bien évidemment, un renforcement de celles-ci entraîne un déplacement du phénomène vers les poteaux.

Il est évident que, dans tous ces processus d'amortissement, il n'intervient aucune discrimination telle que le veut arbitrairement le mode de calcul actuellement en usage, qui ignore les éléments non structuraux: tous les éléments constitutifs du bâtiment – réputés porteurs ou réputés non porteurs – y participent.

Effets de la raideur, des proportions et de la forme du bâtiment

Le comportement dynamique d'un bâtiment vis-à-vis des sollicitations qui lui sont imposées dépend au premier chef de sa raideur et de ses proportions.

Schématiquement, on peut indiquer comme cas limite celui d'un bâtiment absolument rigide et faisant corps avec le sol. Dans ce cas, les efforts dus aux secousses sismiques ou aux poussées du vent résulteraient d'une simple décomposition des forces, sans aucune atténuation. Si, par contre, le bâtiment présente une certaine faculté de déformation, il se produit une absorption d'énergie correspondante, pouvant d'ailleurs être libérée par la suite, ce qui revient à dire que l'on enregistre alors le déphasage d'une fraction plus ou moins importante de la sollicitation, ce qui a en général pour conséquence de réduire la valeur maximale des efforts effectifs. Enfin, dans le cas d'un bâtiment élancé et flexible, soumis à plusieurs cycles consécutifs de sollicitation, les efforts peuvent s'en trouver considérablement amplifiés.

La hauteur du bâtiment intervient directement et indirectement dans le calcul des sollicitations, mais son influence s'efface nettement devant celle de l'élancement lorsqu'il s'agit de déterminer la réponse aux actions dynamiques. Seul l'effet dit «coup de fouet» des derniers étages semble s'aggraver avec la hauteur du bâtiment.

La construction de bâtiments de plus en plus élancés et flexibles dans l'ensemble pose, toutefois, des problèmes nouveaux, tant pour leur tenue aux séismes que pour leur comportement aux actions du vent. De telles structures, ayant une période de vibration propre relativement longue, sont peu sensibles aux oscillations rapides mais peuvent être sujettes à des oscillations d'amplitude considérable, par exemple, sous l'effet de poussées massives de vent. Il est d'ailleurs possible que l'arrêt soudain de celles-ci ait également un tel effet, en raison de la libération d'énergie pouvant en résulter.

Les discontinuités importantes de la forme générale du bâtiment et de sa structure doivent être soigneusement évitées dans les zones sismiques, car elles se refléteraient sur la réponse dynamique du bâtiment et pourraient être une source de désordres importants au niveau intéressé.

Les bâtiments de formes dissymétriques ou complexes, comme ceux en L , en U , en T , en croix ou de toute autre forme ainsi constituée présentent, en général, une bonne stabilité d'ensemble au vent du fait de l'important effet de raidissage mutuel qu'exercent les différentes parties du bâtiment. Par contre, en ce qui concerne les séismes, de tels bâtiments composés par juxtaposition de deux ou plusieurs corps de raideur différente peuvent poser de sérieux problèmes ayant trait aux actions dues à l'inertie des masses. Leur comportement aux actions sismiques est d'ailleurs très difficile à analyser.

Lorsqu'il n'est pas possible d'éviter une telle forme de bâtiments, notamment lorsqu'elle est imposée par des nécessités fonctionnelles ou par la volonté du maître d'ouvrage, il appartient à l'ingénieur de déterminer, dans chaque cas particulier, la nature et la valeur des sollicitations engendrées dans les plans de contact des blocs élémentaires constitutifs du bâtiment, en fonction des réponses individuelles de ceux-ci aux sollicitations dynamiques prévues et de constituer les liaisons en conséquence. La meilleure solution consisterait,

bien évidemment, à construire des corps séparés et suffisamment distants pour qu'ils puissent vibrer de façon indépendante. Si cela n'est pas admis, il faut réaliser des liaisons obligeant l'ensemble à vibrer comme un seul corps.

Influence du système d'ossature et du type de planchers

L'expérience acquise sur bâtiments réels ayant subi des secousses sismiques concerne, le plus souvent, des ossatures classiques à nœuds rigides, mais aussi des ossatures dont la stabilité latérale était assurée par des palées triangulées de contreventement. L'avantage des premières sur les secondes semble évident, quoiqu'il n'y ait pas eu d'études particulières sur ce point. Par contre, l'aptitude de résistance au vent des deux systèmes ne saurait être mise en question.

La nouvelle conception d'ossatures métalliques «en caisson» pour les bâtiments de grande hauteur, qui est à la base de quelques réalisations récentes ou en cours d'exécution des plus remarquables, constitue sans nul doute le type le plus rationnel et le plus efficace de structure pour ce genre de bâtiments quant à la résistance aux actions dynamiques du vent. Elle l'est, très probablement aussi, vis-à-vis des séismes. Bien évidemment, l'expérience pratique est encore à faire avec ce type nouveau de bâtiments, auquel est d'ailleurs consacré un thème spécial du Congrès.

La constitution des planchers intervient dans la stabilité générale de la structure par l'effet de diaphragme, plus ou moins efficace, que ceux-ci exercent en fonction de leur raideur propre, mais elle n'a pas de conséquence majeure sur la raideur latérale intrinsèque de l'ossature, qui dépend principalement de celle des poteaux et de leurs liaisons.

La présence de planchers massifs produit cependant un effet d'amortissement considérable des oscillations, en retardant les accélérations et en augmentant la période de vibration; leur emploi a donc des conséquences favorables pour le comportement du bâtiment vis-à-vis de l'action du vent. Par contre, les effets d'inertie que ces masses exercent au niveau de chaque étage lors d'un séisme vont à l'encontre de ce que l'on doit rechercher dans les zones sismiques. Il semble donc que, dans ces zones, on devrait donner la préférence aux planchers métalliques légers, à condition toutefois qu'une bonne liaison entre toutes les parties constitutives de l'ossature soit assurée de manière que le bâtiment entier réagisse comme un corps unique.

Influence des éléments non structuraux

Un des aspects les plus critiquables des calculs de résistance des bâtiments à étages à ossature métallique est le fait de négliger la présence des éléments dits «non structuraux», notamment des murs et des cloisons. Il peut apparaître

surprenant de vouloir en tenir compte maintenant que l'on emploie des éléments légers, faiblement solidaires de l'ossature et parfois même amovibles, tandis qu'ils ont été négligés lorsque, de par leur constitution, ils devaient jouer un rôle beaucoup plus important dans la rigidité des bâtiments. Cette tendance se justifie toutefois par la recherche d'une exploitation de toutes les ressources de résistance du bâtiment et aussi par les résultats d'expériences récentes sur bâtiments réels.

Ainsi, par exemple, des mesures effectuées par J. W. Bouwkamp sur un immeuble à ossature métallique, dans les différentes phases de sa construction, ont révélé que même des éléments aussi peu consistants que les vitrages pouvaient avoir une influence sensible sur la réponse du bâtiment aux sollicitations latérales, en modifiant sa période de vibration propre. Cela confirme l'opinion de S. Mackey et de l'auteur, qui estiment que, pour les immeubles modernes à ossature en acier, les vitrages constituent une première ligne de défense vis-à-vis des actions dynamiques du vent.

Il est, en tout cas, important d'avoir présent à l'esprit le fait qu'une structure réelle sollicitée dynamiquement se comporte très différemment des oscillateurs linéaires et même de tout système plus ou moins simplifié qu'on lui substitue en vue du calcul.

Pratiquement, la phénoménologie du comportement d'ensemble du bâtiment montre que, même lors d'un fort séisme, les éléments non structuraux jouent un rôle prédominant dans l'amortissement des vibrations imprimées au bâtiment, en absorbant une partie importante de l'énergie introduite pendant une première phase de la réponse, c'est-à-dire tant qu'il s'agit d'amplitudes relativement faibles. Dans une deuxième phase, correspondant à de plus grandes amplitudes, ces éléments sont plus ou moins endommagés, mais continuent néanmoins à exercer une action non négligeable de limitation des mouvements et de dissipation d'énergie. Ce n'est qu'à partir d'une grande amplitude de mouvement que cette action cesse de jouer pratiquement et que les réserves en plasticité de l'ossature interviennent pleinement, constituant ainsi, comme le fait remarquer H. J. Degenkolb, une deuxième ligne de défense.

Cas des structures hybrides

Le contreventement des ossatures métalliques est quelquefois réalisé à l'aide de voiles ou de panneaux préfabriqués massifs.

L'étude, sous l'effet des sollicitations dynamiques, des systèmes ainsi constitués n'a pas encore été entreprise de façon satisfaisante, notamment quant aux conséquences de la différence entre la réponse des plans contreventés et celle des parties non contreventées et quant aux liaisons entre les éléments massifs et la structure métallique. L'intérêt que pourrait présenter ce mode de construction semblerait cependant justifier un effort particulier de recherche

visant notamment les conséquences de la très faible capacité de déformation dans les plans ainsi contreventés.

Il est, en effet, établi qu'à chaque niveau la distribution des sollicitations horizontales sur les éléments verticaux d'une structure est proportionnelle aux raideurs de ces éléments. Un élément de rigidité, constitué d'un matériau à résistance spécifique inférieure à celle des autres éléments, peut alors représenter en fait un point faible, car s'il est sollicité par des efforts en rapport avec sa raideur, la résistance nécessaire pour bien supporter cette sollicitation peut lui faire défaut. Des mécomptes constatés lors des divers séismes le prouvent.

Dans certains pays, il est d'usage d'assurer la stabilité latérale au vent au moyen d'un noyau central en béton armé, l'ossature métallique n'ayant alors à supporter que des charges verticales. L'examen des considérations économiques ou de sécurité anti-incendie pouvant justifier de telles solutions ne fait pas l'objet du présent rapport, il y a cependant lieu de remarquer qu'une détermination plus précise des effets du vent, permettant un dimensionnement rationnel de la structure métallique, pourrait limiter le nombre de cas dans lesquels on est amené à envisager une telle solution hybride.

En ce qui concerne les bâtiments situés dans des zones sismiques, la différence considérable entre la réponse de la partie rigide et celle de la partie métallique du bâtiment aux sollicitations dynamiques peut provoquer des efforts très importants dans les plans de contact entre les deux parties du système et donner lieu, de ce fait, à des désordres dans les liaisons entre la structure métallique et le noyau en béton.

La littérature technique ne révèle pas, à notre connaissance, une expérience pratique suffisante de la tenue aux séismes des bâtiments de ce type, tandis que l'analyse théorique rigoureuse de leur comportement s'avère difficile.

Comportement du matériau et des éléments structuraux

Propriétés essentielles du matériau acier

Les propriétés essentielles requises du matériau en vue de la bonne tenue des ossatures aux sollicitations dynamiques – qu'il s'agisse du vent ou des séismes – peuvent être énoncées comme suit :

— élasticité et ductilité, qualités nécessaires pour permettre une flexibilité élastique et une adaptation élasto-plastique suffisantes afin d'assurer un taux raisonnable d'absorption d'énergie ;

— bonne résistance aux sollicitations alternées, impliquant des contraintes du même ordre de grandeur dans les deux sens et exigeant par conséquent une résistance sensiblement égale en traction et en compression ;

— bonne résistance aux sollicitations de fatigue à faible nombre de cycles.

Ces propriétés étant par excellence réunies dans l'acier de construction,

celui-ci s'avère comme particulièrement apte pour la réalisation des ossatures ayant à subir les actions dynamiques du vent et des séismes.

Cependant, la plupart des études sur la fatigue des aciers, menées sur des aciers des nuances les plus diverses, l'ont été de préférence sous l'aspect des actions à très grand nombre de cycles. Les recherches, plus récentes mais moins nombreuses, sur leur tenue sous l'effet d'un faible nombre de cycles ne peuvent pas être considérées comme ayant épuisé le problème, notamment dans le domaine élasto-plastique. Or, c'est bien en cela que réside l'un des problèmes fondamentaux pour le calcul sismique des ossatures métalliques.

Par contre, malgré le caractère répétitif et réversible de l'action du vent, il ne semble pas – sauf preuve du contraire – que la fatigue doive intervenir dans le calcul des éléments porteurs de l'ossature des bâtiments à étages de type courant, en raison notamment des faibles valeurs de contraintes réelles sur lesquelles elle peut jouer.

Un tel critère serait toutefois à considérer pour des éléments essentiellement soumis aux fluctuations du vent et principalement dimensionnés pour y résister, par exemple les éléments secondaires de façades ou certaines barres de contreventement.

Comportement des poutres et des poteaux

Nous avons déjà indiqué le rôle prédominant joué par les poutres dans le comportement non linéaire des ossatures métalliques de type normal. L'analyse de ce comportement revêt donc une importance de premier plan.

Un tel problème ne saurait être résolu valablement sans une évidence expérimentale et, cependant, il n'y a eu que peu de recherches sur ce point. La plus révélatrice et la mieux adaptée au but est sans doute celle menée par E.P. Popov, qui a montré que le seuil de résistance d'un tel élément est déterminé par le voilement local des ailes, sous l'effet d'un nombre de cycles fonction de la contrainte atteinte à chaque fois.

Il apparaît, en effet, que sous ce type de sollicitation, les précautions contre le voilement des ailes sont d'une plus grande importance que la résistance à la fatigue du matériau en soi, ce voilement se trouvant favorisé dès qu'un cycle antérieur a pu donner lieu à une légère déformation permanente.

Ce phénomène de cumul de déformations est susceptible de constituer une limite au degré d'absorption d'énergie que l'on veut, par ailleurs, rendre aussi élevé que possible aux fins d'un dimensionnement économique.

Dans un système de cadres étagés à nœuds rigides, le déplacement latéral de l'ossature sous l'effet de sollicitations transversales résulte de la raideur des poteaux et de celle de leurs nœuds d'attache. Or, ce déplacement latéral étant un facteur déterminant pour la réponse du bâtiment aux sollicitations dynamiques, son importance est évidente. En tant qu'éléments à la fois fléchis et comprimés, leur comportement s'apparente à celui des poutres, mais leur

capacité d'absorption d'énergie de vibration dépend largement de la charge axiale qui leur est appliquée.

Comportement des assemblages

Une ossature étant constituée d'éléments assemblés entre eux, il est indispensable de bien connaître la tenue des assemblages. Ceux-ci représentent des points de discontinuité par rapport aux poutres et aux poteaux de section constante, leur comportement vis-à-vis des sollicitations dynamiques exige donc un soin particulier. Or, cette étude s'avère inextricable sur le plan théorique, en raison tant de la complexité des formes, qui rend difficile la détermination rigoureuse des flux de contraintes, que de la présence des divers moyens d'assemblage (soudures, boulons, rivets) avec leurs caractéristiques propres et les contraintes parasites auxquelles ils peuvent donner lieu.

Là encore, les essais de E. P. Popov, effectués sur divers types d'assemblages soudés ou boulonnés, soumis à des sollicitations alternées donnant lieu à des allongements allant jusqu'à 1 ½ ou 2%, offrent des résultats particulièrement clairs et significatifs, pouvant servir de base aux études du comportement des structures réelles. Ils permettent, évidemment, aussi d'effectuer une meilleure approche de la réalité en introduisant leurs résultats dans les systèmes simplifiés que l'on prend comme base pour les études théoriques.

En fait, ces expériences font ressortir pour tous les types d'assemblages essayés un comportement très favorable, reflété par une courbe d'hystérésis d'une stabilité remarquable, ce qui prouve que – dans les limites normalement prévues pour ces sollicitations – on peut compter sur une absorption d'énergie pratiquement constante pour chacun des cycles successifs.

Ces recherches demandent encore à être complétées et exploitées, mais il est d'ores et déjà possible d'en dégager la conclusion générale que, pour les ossatures métalliques sujettes aux actions dynamiques, il suffit de prévoir des assemblages normaux, bien conçus et correctement réalisés, qu'ils soient soudés ou boulonnés, et surtout sans recourir à des dispositions spéciales plus compliquées, qui seraient non seulement inutiles, mais pourraient éventuellement s'avérer défavorables. En effet, les constatations faites lors des divers séismes ont montré que, dans la mesure où il y a eu des désordres dans les assemblages, cela était dû à des conceptions ou réalisations défectueuses. Il est, par exemple, souhaitable d'éviter les dispositions qui impliquent des changements brusques de la distribution des contraintes dans la section ou des concentrations excessives de contraintes, susceptibles de réduire la résistance de l'assemblage aux sollicitations alternées en zone élasto-plastique.

En tout cas, les considérations de sécurité exigent que les assemblages soient conçus et réalisés de manière que leur ruine ne puisse pas intervenir avant celle des éléments assemblés.

Comportement des ossatures et des bâtiments complets

Effets du vent

Des études très poussées faites à l'aide d'essais en soufflerie sur modèles réduits ont permis d'enrichir énormément les connaissances relatives à la distribution des pressions sur les faces des bâtiments ainsi qu'à certaines actions locales, en fonction d'une vitesse déterminée du vent, et ont permis de vérifier l'application des lois de l'aérodynamique à ce domaine particulier. Dans les souffleries modernes, il est même possible de reproduire certaines conditions environnantes d'un bâtiment particulier étudié, afin d'obtenir une image aussi fidèle que possible des conditions réelles de turbulence.

Des enregistrements effectués sur bâtiments réels ont cependant révélé des différences importantes d'intensité et de distribution des pressions par rapport aux résultats obtenus sur modèles réduits, ce qui prouve la nécessité de compléter ainsi les recherches faites en soufflerie. De telles mesures, insuffisamment effectuées dans le passé, sont actuellement entreprises notamment par C. W. Newberry.

Toutefois, ces recherches ne concernent que la première partie du problème. La seconde, le comportement effectif de la structure, ne saurait être réalisée sur modèles réduits, qui ne peuvent pas reproduire fidèlement les caractéristiques de réaction des bâtiments réels. Seules des mesures sur de tels bâtiments sont susceptibles de fournir une réponse valable aux diverses questions qui se posent à leur sujet. Cependant, à l'exception de quelques recherches déjà anciennes, ce domaine est resté inexploré à ce jour.

Une étude remarquable a été entreprise au Canada par R. Crawford et H. S. Ward, sur un bâtiment de 18 étages à ossature métallique, à l'aide de séismomètres électromagnétiques et enregistrement sur bande magnétique des vibrations dues à l'action du vent. Quoiqu'il s'agisse seulement d'une tentative de vérification des résultats obtenus quant aux fréquences propres sur des modèles mathématiques et malgré la présence d'un noyau central en construction métallique et panneaux en béton, qui enlève en partie la signification des résultats pour le but qui nous concerne, cette recherche n'a pas manqué de permettre quelques observations intéressantes.

Il est ainsi apparu que les vents forts ont tendance à provoquer des vibrations suivant le premier mode, tandis que les vents faibles excitent davantage les modes supérieurs. L'auteur estime que cela traduit bien nos connaissances sur le spectre du vent.

Effets des séismes

La détermination rigoureusement exacte du comportement dynamique d'une structure réelle est une impossibilité pratique. En fait, ce comportement est

déterminé par les fréquences propres correspondant aux divers modes de vibration de la structure et se trouve, de surcroît, affecté par l'effet d'amortissement dû aux caractéristiques technologiques de celle-ci.

Le calcul exact des fréquences propres d'un système à n degrés de liberté, impliquant la détermination des ordonnées de tous les modes de vibration, est hors de question pour le praticien. Or, déjà pour le système le plus simple – la poutre sur deux appuis – on a $n = \infty$.

Il est cependant possible de se référer à des systèmes «équivalents» très simplifiés, sans s'écarter outre mesure de la réalité. Une telle simplification revient à considérer les masses du système comme étant concentrées en certains points et à appliquer les sollicitations – convenablement modifiées – en ces mêmes points. Bien évidemment, le choix du système simplifié exige un sens très sûr du comportement réel de l'ossature, afin d'assurer une réplique suffisamment fidèle.

Des méthodes approchées, donnant avec une précision raisonnable la fréquence fondamentale correspondant au premier mode de vibration, ont été développées par Dunkerley et par Rayleigh. Cette dernière, fondée sur le principe de la conservation d'énergie, est appliquée de préférence avec les simplifications apportées par J. A. Blume et par M. Ifrim. Il est à noter que la méthode Dunkerley donne toujours des valeurs inférieures, celle de Rayleigh des valeurs supérieures aux valeurs exactes, de sorte qu'on peut encadrer celles-ci en appliquant les deux méthodes. En partant de la matrice des déplacements, S. A. Bernstein a établi une «fonction spectrale» permettant de déterminer deux valeurs qui encadrent la fréquence cherchée. Enfin, la méthode itérative convergente de Vianello-Stodola, devenue classique, permet de déterminer la déformée du système par approximations successives en partant d'une déformée arbitrairement choisie et conduit ainsi à des résultats aussi exacts que l'on désire.

Toutefois, il faut se rendre compte que l'exactitude de ces calculs de la fréquence propre n'est en fait qu'une simple illusion, car elle ne concerne que les moyens mathématiques utilisés. Aussi, divers chercheurs plus réalistes ont été amenés à proposer des formules empiriques simples, s'appuyant sur des résultats expérimentaux ou sur des considérations théoriques, pour exprimer la fréquence propre des structures.

Les formules proposées respectivement par T. Taniguchi, par le U.S. Coast and Geodetic Survey et par E. Rosenbluth donnent la valeur de la fréquence propre correspondant au premier mode de vibration, en fonction du nombre d'étages. Celles de I. L. Korchinski, de F. P. Ulrich et D. S. Carder et de M. Takeuchi se réfèrent à la hauteur des bâtiments tandis que la formule du Joint Committee ASCE-SEA, plus connue sous le nom de «formule de San Francisco», se réfère à cette même hauteur, rapportée à la racine carrée de la largeur du bâtiment dans le sens des vibrations considérées.

En application de la théorie générale des vibrations et du principe de d'Alembert et en introduisant quelques hypothèses simplificatrices – masses

concentrées à chaque étage, poutres infiniment rigides – M.G.Salvadori a établi une formule donnant les fréquences propres pour tous les modes de vibration d'un bâtiment à étages. Une formule similaire est proposée par R. G. Merritt et G. W. Housner.

Partant de la notion du spectre des secousses sismiques et de celle des fréquences propres du bâtiment, de très importantes recherches ont été entreprises, notamment à l'aide de simulations analogiques, pour éclairer les divers aspects du comportement dynamique des structures.

Diverses méthodes ont été développées suivant des hypothèses variées quant aux types de modèles simplifiés des ossatures et quant aux conditions de comportement en zone non linéaire. Parmi celles-ci, l'une des plus générales est celle préconisée par N.M.Newmark.

En dehors des études expérimentales mentionnées par ailleurs et portant sur la tenue d'éléments isolés et de leurs assemblages, des essais ont été entrepris, notamment au Japon et aux U.S.A., sur des bâtiments réels soumis à une excitation par pulsateurs installés à divers niveaux. Les renseignements ainsi fournis concernent en premier lieu la détermination des fréquences propres des bâtiments réels. Par leur nombre, ils ont déjà une certaine valeur statistique.

Quelques essais, très limités en nombre et en portée, ont même été tentés à l'aide d'explosions imprimant des secousses au sol.

Ces recherches, si utiles qu'elles puissent être, ne sauraient cependant pas remplacer les observations – encore manquantes – des bâtiments au cours même de séismes réels.

Enseignements résultant de l'expérience pratique

Vent

Les enseignements de l'expérience pratique ont constitué, pendant de longs siècles, la seule source d'information pour la conception et le dimensionnement des constructions. Pour concilier la hardiesse et la sécurité, il fallait alors procéder à l'instar du réglage du tir d'artillerie, en visant d'abord un peu en deçà et un peu au-delà de la limite de résistance.

Aujourd'hui encore, la pratique constitue la source d'information valable en dernier ressort, pour confirmer ou infirmer les hypothèses des calculs et la validité des réalisations. Les cas les plus instructifs sont alors ceux qui marquent des désordres, voire un accident.

L'information que l'on peut recueillir ainsi sur la stabilité d'ensemble des bâtiments qui nous concernent ici est toutefois bien faible, puisqu'il n'y a aucun exemple d'effondrement ou de désordres notables dus au vent dans ce type de bâtiments. C'est la preuve que les calculs actuels placent en sécurité. Mais de combien ?

Les moyens scientifiques dont on dispose aujourd'hui doivent dispenser de «viser au-delà» de la limite de résistance et permettre néanmoins de réduire la marge de sécurité si les recherches devaient prouver qu'elle est excessive.

Séismes

Malgré les nombreuses recherches entreprises sur le plan théorique, qui ont permis d'explorer les principaux aspects du problème, la sécurité des constructions vis-à-vis des séismes est encore essentiellement basée sur des considérations empiriques, en raison non seulement de la connaissance insuffisante des sollicitations et de la complexité de la réponse du bâtiment, mais aussi et surtout en raison de l'impossibilité d'établir une relation précise de cause à effet entre les deux, pour la plupart des séismes connus, faute de renseignements indispensables.

Les constatations faites à la suite des séismes ont cependant permis de dégager la conclusion que la sécurité des constructions réside encore ailleurs que dans les calculs conventionnels: dans la conception et la réalisation de celles-ci.

Ainsi, une condition essentielle pour assurer la bonne tenue des bâtiments aux séismes consiste à bien lier ensemble tous ses éléments constitutifs. Cette constatation revient constamment dans tous les cas examinés, où l'on rencontre souvent des bâtiments ne répondant pas aux conditions de calculs et qui ont cependant fort bien résisté. L'auteur a pu d'ailleurs faire personnellement cette constatation lors du séisme catastrophique de Bucarest, dont il a été témoin en 1940 et dont il a eu à analyser les conséquences, car aucun bâtiment à ossature métallique n'a subi alors de dommages importants, quoique le calcul des ossatures n'ait pas été fait pour une telle sollicitation.

Quelques séismes enregistrés ces derniers temps ont fait l'objet d'études portant sur leurs conséquences et mettant en lumière le comportement spécifique des bâtiments suivant les modes de construction et les matériaux employés et, tout autant, suivant les conditions de leur réalisation. Si ces études ne pouvaient nullement renseigner sur la réponse d'un bâtiment à une sollicitation donnée, elles offraient du moins de précieux éléments relatifs à la conception et la réalisation adéquate des bâtiments en zones sismiques.

Calcul et dimensionnement

Effets du vent: examen critique des conditions actuelles du calcul

Tout calcul d'une construction comporte obligatoirement deux parties fondamentales, qui sont d'ailleurs complémentaires: la détermination des solli-

citations et, par référence à celles-ci, la vérification de la structure. Nous verrons brièvement comment se présentent ces deux points en ce qui concerne le calcul des bâtiments à étages à ossature métallique sous l'action du vent.

Un examen critique des données de base prévues dans la réglementation des divers pays fait apparaître ces données comme ayant souvent un caractère plus ou moins arbitraire et manquant par conséquent d'une signification probabiliste précise, indispensable pour permettre d'opérer un dimensionnement rationnel. En effet, aucune mesure tendant à réaliser un tel dimensionnement dans le sens d'une sécurité bien contrôlée ne saurait atteindre pleinement son but, tant que l'on ne disposera pas, pour l'action du vent, de données fondées sur des observations suffisantes et définies suivant des critères probabilistes précis et uniformes sur le plan international

Quant aux conditions classiques du calcul des ossatures au vent, on doit constater qu'elles sont basées sur une série d'hypothèses simplificatrices: introduction des sollicitations sous forme de charges statiques agissant sur une ossature idéale à comportement purement élastique, bâtiment dépourvu d'inertie, éléments non structuraux présents pour la détermination des charges et absents pour la résistance, etc... Il est possible que l'une ou l'autre de ces hypothèses soit pratiquement justifiée, mais il n'y a pas de preuve incontestable du bien-fondé d'un tel calcul.

Toutefois, malgré ces lacunes dans les données de base et dans le mode fondamental de calcul, les règlements les plus récents n'ont pas manqué de suivre les progrès enregistrés dans les connaissances aérodynamiques et météorologiques.

Ainsi, on a vu apparaître les notions de «vent normal» et «vent exceptionnel» qui, si elles correspondaient effectivement à des probabilités déterminées, constitueraient un sérieux pas en avant dans le sens que nous venons d'indiquer.

La distribution irrégulière du vent sur les grandes surfaces trouve son expression dans un coefficient minorateur, fonction des dimensions de la surface intéressée.

Enfin, les variations rapides des pressions, constituant une action dynamique caractérisée, sont exprimées par un coefficient majorateur, que l'on introduit dans les calculs statiques traditionnels des éléments qui en sont affectés. Certains règlements ont étendu récemment l'application de ce coefficient aux calculs de stabilité d'ensemble des bâtiments à étages. Toutefois, le bien-fondé de cette mesure ne semble pas avoir été prouvé.

De toute manière, le coefficient de majoration dynamique ne doit être appliqué qu'à des valeurs de pressions correspondant à une moyenne sur un laps de temps déterminé.

Effets des séismes: Examen critique des bases du calcul

Dans le cas des bâtiments à étages, la détermination des charges verticales permanentes ou de service ne présente pas de difficulté. Celle des effets du vent, quoiqu'encore entachée d'insuffisances, doit pouvoir être résolue, pourvu que l'on entreprenne les recherches qui s'imposent. Pour les séismes par contre, vu leur nature et leur mode d'occurrence, il est difficile d'envisager, du moins dans l'état actuel des connaissances, l'obtention de renseignements précis, faisant ressortir clairement les relations de cause à effet et ayant une valeur statistique suffisante pour permettre de «serrer la réalité de près» dans les prévisions règlementaires.

Par ailleurs, le calcul et la réalisation des constructions érigées en zones sismiques doivent toujours prémunir, avec une sécurité suffisante, contre toute conséquence catastrophique d'un séisme éventuel.

Quant aux calculs de vérification des structures, il faut remarquer qu'ils sont pratiqués à l'aide d'un coefficient sismique censé tenir compte de tous les éléments en présence (degré de séismicité, nature du sol, interaction de celui-ci et du bâtiment, distribution des masses, etc.) mais dont la valeur est en fait assez arbitraire et sujette à caution. Il est certain que la conception générale de l'ossature, celle des assemblages et, dans une égale mesure, la nature et le mode d'attache des éléments réputés non porteurs représentent autant de facteurs non pris en considération dans l'évaluation du coefficient sismique, mais qui exercent sur la tenue des bâtiments une influence qui est loin d'être négligeable.

Introduction des notions probabilistes

Le calcul dynamique d'une structure fait appel, tant aux caractéristiques de l'excitation qui lui est appliquée qu'à celles de la structure même, qui en déterminent la réponse.

Le caractère essentiellement aléatoire des paramètres définissant les phénomènes telluriques et éoliens et la complexité des facteurs intervenant dans le comportement des structures vis-à-vis des actions de ces phénomènes désignent par excellence le recours aux méthodes probabilistes pour le calcul dynamique des structures. On constate toutefois que ce secteur a pris du retard par rapport à l'orientation, maintenant générale, du calcul des constructions vers les méthodes probabilistes.

L'explication en est sans doute à chercher, d'une part, dans l'insuffisance des données statistiques indispensables relatives aux sollicitations et, d'autre part, dans la difficulté de circonscrire statistiquement, de façon suffisamment serrée, un problème aussi compliqué que celui du comportement dynamique des structures. Cependant, dans un tel cas, les méthodes probabilistes offrent, en fin de compte, le seul moyen d'effectuer une approche convenable de la

réalité. Par ailleurs, les méthodes de la statistique mathématique permettent de pallier, dans une certaine mesure, les carences des données, offrant le moyen d'obtenir une certaine précision à partir d'un nombre convenable d'indications judicieusement choisies.

En fait, le problème qui se pose à l'ingénieur est celui d'atteindre une sécurité convenable tout en tenant compte des impératifs économiques. Pour concilier ces deux considérations opposées, il est nécessaire de trouver une relation entre les sollicitations définies dans le sens probabiliste et le comportement de la structure, par référence à un critère de ruine déterminé, le but final étant d'obtenir un degré de sécurité correspondant à la nature des sollicitations et aux risques admissibles pour la construction.

De remarquables contributions à la solution de ce problème pour les sollicitations d'origine sismique sont dues notamment à E. Rosenblueth, M. F. Barstein, V. V. Bolotine, N. M. Newmark et H. Tajimi. Une certaine approche du même problème pour le vent a été esquissée par A. G. Davenport.

Toutefois, la question est encore loin d'être résolue, non pas de la faute des chercheurs, mais en raison de l'absence de données statistiques susceptibles de fournir une base valable aux calculs.

Degrés de sécurité

Un calcul fondé sur des considérations probabilistes doit conduire, en fonction des données du problème, à un degré de sécurité bien défini vis-à-vis de chaque catégorie de risque, compte tenu de sa probabilité d'occurrence et de la gravité de ses conséquences possibles.

Pour les bâtiments dont nous traitons, on peut classer schématiquement les risques en quatre catégories:

— sensation d'inconfort pour les personnes se trouvant à l'intérieur du bâtiment,

— désordres mineurs, entraînant des dégâts matériels limités, notamment dans les éléments secondaires et non structuraux,

— dégâts importants dans les éléments secondaires et non structuraux et désordres éventuels dans la structure principale, mais n'impliquant pratiquement pas d'accidents de personnes,

— désordres importants dans la structure principale, susceptibles d'entraîner la ruine partielle ou totale du bâtiment par instabilité statique ou dynamique, par affaissement plastique ou par fatigue risquant de provoquer des accidents de personnes.

Lorsqu'il s'agit du vent, le calcul doit prémunir contre tous ces risques dans le cas des vitesses considérées normales, dont la fréquence est relativement grande, mais peut tolérer une certaine perceptibilité des mouvements engendrés par un vent exceptionnellement fort.

Quant aux séismes, dont la fréquence est, en tout état de cause, beaucoup plus faible que celle du vent et qui ont, par définition et de par leur nature, un caractère de calamité, il est loisible de tolérer des dégâts matériels peu importants pour un séisme de faible intensité par rapport à la zone sismique considérée et des désordres d'une certaine importance pour un séisme relativement fort, tout cela en fonction d'une étude économique menée dans un esprit similaire à celui d'un contrat d'assurance, qui doit décider d'accepter ou non délibérément tel ou tel risque plutôt qu'un prix de construction plus élevé. Il s'agit donc, somme toute, de considérations économiques basées sur des données techniques.

Enfin, le risque de perte de vies humaines par effondrement doit toujours être écarté, en fonction de toutes les sollicitations raisonnablement prévisibles.

Etudes susceptibles de contribuer à l'avancement des connaissances

Effets de l'action du vent

Les effets de l'action d'ensemble du vent sur les bâtiments à étages sont déterminés, dans la pratique actuelle, suivant des hypothèses insuffisamment contrôlées. Il est indispensable d'effectuer des observations sur des bâtiments réels, comportant des mesures de déplacements, d'accélération et de contraintes avec enregistrement simultané des vitesses et de la direction du vent, afin de déterminer la corrélation réelle aussi bien entre leurs valeurs qu'entre leurs spectres. Cette recherche devrait prendre un caractère statistique, en s'étendant sur un laps de temps suffisant et en portant sur plusieurs bâtiments de caractéristiques différentes, en vue de constituer une base suffisante pour la réglementation et, plus particulièrement, pour contrôler le bien-fondé de l'application d'un coefficient dynamique à l'action d'ensemble.

Une attention particulière doit être accordée à la sensibilité d'ensemble du bâtiment aux rafales, afin d'en déterminer le seuil en fonction de la durée de celles-ci et de vérifier la validité des coefficients réducteurs pour grandes surfaces.

Pour cela, il est nécessaire d'entreprendre des recherches systématiques, par expérimentation directe sur bâtiments réels, afin de mieux définir la relation entre la durée d'action des rafales et leurs conséquences possibles sur les structures, cette relation importante étant encore très mal connue et, de ce fait, insuffisamment prise en considération dans les règles actuelles de calcul.

Les actions locales du vent peuvent donner lieu, dans certaines zones des façades, à des pressions ou des dépressions atteignant un multiple de la valeur de la pression dynamique de base.

Une étude à l'aide d'essais en soufflerie corroborée par des mesures sur bâtiments réels pourrait avoir pour objet l'analyse systématique des pressions

locales dans les parties les plus sollicitées des façades de bâtiments, en fonction de la forme de ceux-ci. Des formes favorables, tant pour l'ensemble que pour la constitution des arêtes, pourraient être préconisées.

Effets des séismes

Si malgré toutes les recherches entreprises en la matière, la construction des bâtiments destinés à résister aux séismes se fait encore suivant des critères largement empiriques, la cause principale en est, sans aucune doute, la carence de renseignements sur les séismes enregistrés à ce jour. Sauf quelques rares exceptions, il n'y a pas eu d'enregistrements permettant d'interpréter valablement les dégâts constatés lors des divers séismes, même récents. Or, seule une confrontation directe de sollicitations connues et de leurs effets pourrait être concluante.

Le caractère imprévisible des phénomènes telluriques ne permet pas d'envisager une observation très systématique, celle-ci étant toujours fonction du hasard de la présence d'appareils enregistreurs installés sur les lieux d'un prochain séisme.

Des installations comportant une instrumentation susceptible d'enregistrer les caractéristiques des secousses sismiques éventuelles en même temps que celles de la réponse des structures, ont été récemment montées sur quelques bâtiments à Los Angeles, San Francisco, Mexico City et Tokyo. Malgré le coût élevé de ces installations, par rapport à la faible probabilité d'avoir à enregistrer un séisme à l'endroit choisi, il semble concevable de créer, par accord international, un véritable réseau d'observations en équipant ainsi un plus grand nombre de bâtiments à ossatures métalliques situés dans des régions notoirement sujettes aux séismes. Les chances d'obtenir dans un délai raisonnable les renseignements qui font encore défaut sur la réponse d'un bâtiment réel à un séisme bien défini seraient considérablement accrues. Une partie de l'instrumentation prévue pourrait d'ailleurs également servir à l'observation des effets du vent sur ces mêmes bâtiments.

Sans attendre la réalisation d'une action aussi importante, quoique nullement utopique, on pourrait chercher, dès à présent, à exploiter au maximum les renseignements existants. Certains séismes récents ont fait l'objet d'études descriptives fort instructives malgré l'absence d'enregistrements des secousses correspondantes. Or, une étude générale, comportant un très grand nombre d'observations, mêmes incomplètes, pourrait sans doute permettre de dégager des enseignements pratiques très utiles.

Il serait donc souhaitable de procéder à une telle étude de synthèse de toutes les constatations qui ont pu être faites dans le monde, sinon pendant, du moins après, les séismes connus.

Perfectionnement des méthodes de calcul

Les méthodes de calcul dynamique des structures ont subi, au cours des dernières années, un développement spectaculaire dans le sens de l'analyse précise des phénomènes visés. Toutefois, cette précision est plus ou moins entachée d'incertitude, du fait des hypothèses simplificatrices auxquelles ces méthodes doivent faire appel. De plus, ces méthodes négligent certains paramètres dont l'influence est cependant considérable, ou bien n'en tiennent compte que de manière trop imprécise.

Le perfectionnement des méthodes de calcul doit avoir pour objectif une approche aussi fidèle que possible du comportement réel de l'ouvrage considéré, compte tenu non seulement du type d'ossature, de la distribution des masses et de celle des raideurs, mais aussi des caractéristiques intrinsèques du matériau constitutif de l'ossature, du comportement dynamique des éléments structuraux et de leurs assemblages et, bien entendu, des conséquences de la présence des éléments non structuraux sur le comportement de l'ensemble.

Les méthodes de calcul doivent être développées en accord avec les résultats des recherches entreprises à l'aide de simulations analogiques et avec un large emploi des possibilités offertes par les calculateurs digitaux. Les études sur calculateurs hybrides, permettant de se référer à tout séisme réel enregistré ou à tout séisme fictif conçu «sur mesures» et de prendre en considération tous les paramètres voulus pourvu qu'ils soient bien définis, ouvrent des perspectives très intéressantes pour ces recherches.

Il n'en reste pas moins qu'en vue des applications pratiques, les méthodes de calcul devront toujours aboutir à des formes d'une simplicité compatible avec les exigences de la pratique courante dans les bureaux d'études.

Evidemment, tout mode de calcul ainsi établi devra être confronté, le plus largement possible, avec des observations directes faites sur bâtiments réels, sources d'informations indiscutables en dernier ressort.

Exploitation des réserves de résistance en zone non linéaire

Malgré l'importance que revêt l'absorption d'énergie qui se produit avant la limite de résistance de l'ossature en zone non linéaire, le comportement des cadres à étages soumis à des sollicitations cycliques n'a pas été étudié expérimentalement dans cette zone. De telles études devraient être entreprises, entre autres, afin de vérifier l'évolution des taux d'absorption d'énergie en fonction de celle des sollicitations, de déterminer l'effet des déformations plastiques successives lors des renversements d'efforts et de constater les phénomènes de raffermissement pouvant se produire et influencer sur la résistance.

Les résultats de ces recherches devraient fournir une base pour la prise en

considération de cette importante réserve de sécurité dans les règles de calcul sismique des constructions.

D'ailleurs, même dans l'état actuel des connaissances, ces règles sont en grave défaut vis-à-vis de cet aspect du problème, puisque le coefficient sismique ne tient pas compte de façon satisfaisante de la capacité d'absorption d'énergie inhérente et caractéristique de chaque mode de construction. Les règlements devraient cependant, comme le fait remarquer G.V. Berg, «récompenser» la faculté d'absorption d'énergie et en pénaliser la carence.

Une recherche expérimentale pourrait être entreprise en laboratoire sur des portiques en acier munis de divers types de remplissages ou de revêtements afin d'en déterminer l'influence sur le comportement aux sollicitations dynamiques.

Assemblages

Quoiqu'il soit reconnu et expérimentalement prouvé que tout assemblage métallique bien conçu, normalement constitué et convenablement réalisé est apte à supporter sans dommage des sollicitations dynamiques en rapport avec la résistance de l'ossature, il semble opportun de procéder à des études systématiques plus poussées afin d'explorer les limites caractéristiques de résistance de chacun d'eux, d'en faire un classement et éventuellement de développer de nouveaux types répondant au mieux aux qualités requises.

Ces études devraient viser tous les moyens et procédés d'assemblage en usage et considérer distinctement les pièces de dimensions modérées et à faibles épaisseurs, et celles de grandes dimensions et à fortes épaisseurs.

Une recherche particulière devrait être consacrée au comportement spécifique des assemblages par boulons à haute résistance, procédé en plein développement et dont la bonne tenue au desserrage a déjà été prouvée pour d'autres cas de sollicitations.

Propriétés des matériaux et des éléments de construction

Les qualités primordiales exigées du métal pour le type de sollicitations qui nous concernent – ductilité, résistance aux efforts alternés à petit nombre de cycles et, pour certains éléments, résistance à la fatigue – ont déjà été beaucoup étudiées pour l'acier doux de construction.

L'emploi de nouvelles nuances d'acier à caractéristiques mécaniques supérieures, qui commence à être pratiqué dans la construction des ossatures de bâtiments élevés, incite à procéder à des recherches devant établir dans quelle mesure ces qualités se retrouvent dans les nouveaux aciers.

Les phénomènes d'instabilité pouvant se produire en zone élasto-plastique sous l'effet de sollicitations répétées ou alternées ont déjà fait l'objet d'études.

Celles-ci ne semblent pas avoir épuisé le sujet, vu sous l'angle du comportement des ossatures faisant l'objet du présent rapport. L'un des points à clarifier concerne l'influence du niveau de sollicitation statique des poteaux par les charges verticales sur la résistance de ces derniers aux effets dynamiques transversaux.

Conclusion

Les problèmes concernant les sollicitations dynamiques et leurs effets sur les bâtiments élevés à ossature métallique n'ont été posés, dans toute leur complexité, que depuis peu de temps. Cependant, les moyens modernes d'investigation ont permis aux chercheurs d'arriver à une connaissance approfondie des phénomènes qu'ils impliquent.

Toutefois, ce vaste domaine nécessite encore d'importants compléments d'information, notamment sur les données de base concernant les effets du vent et des séismes et le comportement effectif des bâtiments réels, avec toutes leurs caractéristiques constructives et technologiques, difficiles à saisir dans une formulation simple.

L'orientation générale des recherches à venir doit viser une meilleure approche de la réalité au bénéfice de la sécurité, de l'économie et du progrès de la construction.

Bibliographie

- [1] B. BAKER: The Forth Bridge. Engineering, vol. 38 (1884).
- [2] M. F. BARSTEIN: Application of Probability Methods for Design the Effect of Seismic Forces on Engineering Structures. Proceedings – Second World Conf. on Earthq. Eng., Japan, 1960.
- [3] A. BELES, M. IFRIM: Elemente de seismologie inginereasca. Editura Tehnica, Bucuresti, 1962.
- [4] G. V. BERG: A Study of the Earthquake Response of Inelastic Systems. 1965 Annual Meeting Str. Eng. Ass. of California, Publ. AISI. Févr. 1966.
- [5] G. V. BERG: The Skopje, Yugoslavia Earthquake, July 26, 1963. Publ. AISI, 1964.
- [6] G. V. BERG, J. L. STRATTA: Anchorage and the Alaska Earthquake of March 27, 1964. Publ. AISI, 1964.
- [7] G. V. BERG, S. S. THOMAIDES: Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquakes. Proceedings – Second World Conf. on Earthq. Eng., Japan, 1960.
- [8] V. BERTERO, E. P. POPOV: Effect of Large Alternating Strains of Steel Beams. Proceedings ASCE, J. Str. Div. Févr. 1965.
- [9] V. V. BOLOTIN: Statistical Theory of the Aseismic Design of Structures. Proceedings – Second World Conf. on Earthq. Eng., Japan, 1960.
- [10] J. G. BOUWKAMP, R. W. CLOUGH: Dynamic Properties of a Steel Frame Building. 1965 Annual Meeting Str. Eng. Ass. of California, Publ. AISI. Févr. 1966.
- [11] R. W. CLOUGH, K. L. BENUSKA: Nonlinear Earthquake Behavior of Tall Buildings. ASCE Str. Eng. Conf., Miami, Florida, 1966.
- [12] R. CRAWFORD, H. S. WARD: Determination of the Natural Periods of Buildings. Bull. Seismological Soc. of America, vol. 54. Déc. 1964.
- [13] A. G. DAVENPORT: The Treatment of Wind Loading on Tall Buildings. Symposium on Tall Buildings. Univ. of Southampton. Avril 1966.

- [14] R. E. DAVID: Tremblements de terre dans la province de Québec. Leurs effets sur les bâtiments. Canadian Institute of Steel Construction, Montréal, mars 1962.
- [15] H. J. DEGENKOLB: Earthquake Forces on Tall Structures. Publ. Bethlehem Steel Corp., 1965.
- [16] CH. DUBAS: Les tremblements de terre et leurs effets sur les ouvrages. Texte de la Conf. du 15 oct. 1965 à l'EPF, Zurich.
- [17] G. EIFFEL: Travaux scientifiques exécutés à la tour de trois cents mètres de 1889 à 1900. Paris, 1900.
- [18] N. ESQUILLAN: Les règles françaises 1963 définissant les effets du vent sur les constructions. Proceedings, Conf. Nat. Phys. Lab. Teddington, Middlesex. Juin 1963.
- [19] W. EVANS: Earthquakes and Earthquake-Resistant Buildings in Japan. Civil Eng. and Public Works Review. Août, sept., oct. 1964.
- [20] G. A. GAMBURZEV: Grundlagen seismischer Erkundung. (Trad.) Verlag Otto Sagner, München, 1965.
- [21] E. GIANGRECO: Alcune considerazioni e confronti in merito ai regolamenti per edifici in zona sismica. (Rapport non publié.) Conv. Europ. de la Constr. Mét., 1966.
- [22] T. HISADA, K. NAKAGAWA: Vibrations of Buildings in Japan. Part II: Vibration Tests on Various Types of Building Structures up to Failure. Proceedings – First World Conf. on Earthq. Eng., Berkeley, California, 1956.
- [23] M. R. HORNE: Wind loads on Structures. Journal Inst. of Civil Eng., Nr. 3. Janvier 1950.
- [24] G. W. HOUSNER: Limit Design of Structures to Resist Earthquakes. Proceedings – First World Conf. on Earthq. Eng., Berkeley, California, 1956.
- [25] G. W. HOUSNER: The Plastic Failure of Frames during Earthquakes. Proceedings – Second World Conf. on Earthq. Eng., Japan 1960.
- [26] G. W. HOUSNER, P. C. JENNINGS: Generation of Artificial Earthquakes. Proceedings ASCE, Eng. Mech. Div., vol. 90. Février 1964.
- [27] D. E. HUDSON: A Comparison of Theoretical and Experimental Determination of Building Response to Earthquakes. Proceedings – Second World Conf. on Earthq. Eng., Japan 1960.
- [28] M. IFRIM: Dynamic Analysis of Tall Structures Subjected to Earthquake Motions. Proceedings – Second World Conf. on Earthq. Eng., Japan 1960.
- [29] F. E. KOKINOPOULOS: Aseismic Dynamic Design of Multistory Systems. Proceedings ASCE, J. Str. Div. Juin 1966.
- [30] I. L. KORCINSKI, S. V. POLIAKOV, V. A. BITTOVSKI, S. IU. DUZINKEVICI, V. S. PAVLIK: Bazele proiectarii cladirilor in regiunile seismice. (Traduction.) Editura Tehnica, Bucuresti 1964.
- [31] S. MACKAY: High Building Research in Hong-Kong. (Unpublished report), 1966.
- [32] C. W. NEWBERRY: The Measurement of Wind Pressures on Tall Buildings. Proceedings – Conf. Nat. Phys. Lab. Teddington, Middlesex. Juin 1963.
- [33] N. M. NEWMARK: Computation of Dynamic Structural Response in the Range Approaching Failure. Proceedings – Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures, Los Angeles, 1952.
- [34] N. N. NIELSEN: Vibration Tests of a Nine-Story Steel Frame Building. Proceedings ASCE, J. Eng. Mech. Div. Février 1966.
- [35] E. P. POPOV; H. A. FRANKLIN: Steel Beam-Column Connections subjected to Cyclically Reversed Loading. 1965 Annual Meeting Str. Eng. Ass. of California, Publ. AISI. Févr. 1966.
- [36] J. C. RATHBUN: Wind Forces on a Tall Building. Transactions ASCE, vol. 105 (1940).
- [37] E. ROSENBLUETH: Probabilistic Design to Resist Earthquake. Proceedings ASCE, J. Mech. Div. Oct. 1964.
- [38] M. G. SALVADORI, E. HEER: Periods of Framed Buildings for Earthquake Analysis. Proceedings ASCE, J. Str. Div. Décembre 1960.
- [39] D. SFINTESCO: Effets du vent sur les ossatures métalliques. Une recherche qui s'impose. Mémoires de l'A.I.P.C., 26^e vol., 1966.
- [40] H. TAJIMI: A Statistical Method of Determining the Maximum Response of a Building Structure during an Earthquake. Proceedings – Second World Conf. on Earthq. Eng., Japan 1960.

- [41] C. URBANO: Effet de l'écroûissage dans les vibrations élasto-plastiques. Construction Métallique. Juin 1966.
- [42] H. S. WARD: Analog Simulations of Earthquake Motions. Proceedings ASCE, J. Eng. Mech. Div. Oct. 1965.
- [43] R. N. WRIGHT, W. J. HALL: Loading Rate Effects on Structural Steel Design. Proceedings ASCE. J. Str. Div. Oct. 1964.
- [44] ***: The Agadir, Morocco Earthquake, February 29, 1960. Committee of Structural Steel Producers et AISI.
- [45] ***: The Alaska Earthquake, March 27, 1964. National Board of Fire Underwriters et Pacific Fire Rating Bureau, 1964.

IIIc

Dynamisches Verhalten bei Wind und Erdbeben

D. SFINTESCO

Directeur des Recherches du CTICM, Puteaux (France)

Einleitung

Die Entwicklung beim Bau von Hochhäusern, die Tendenz zu immer schlankeren Formen, die Fortschritte in der Baustofftechnik sowie bei Bauverfahren und endlich die stetig wachsende Forderung, wirtschaftlicher und rationeller zu bauen, bewirkten eine beachtliche Intensivierung der theoretischen und experimentellen Forschung mit den Ziel:

die Beanspruchungen der Bauwerke genauer zu erfassen und deren Verhalten genauer zu ermitteln, und zwar durch möglichst wirklichkeitsnahe Berücksichtigung von Einflüssen, die bisher durch «Sicherheits»- oder «Unwissenheits»-Faktoren erfaßt wurden;

Konstruktionsformen, Berechnungsmethoden und Herstellungsverfahren zu entwickeln, um die funktionellen Eigenschaften und den Wirkungsgrad im Bauwesen zu verbessern;

ein vernünftiges Gleichmaß an Sicherheit und Wirtschaftlichkeit auf Grund von modernen wahrscheinlichkeitstheoretischen Überlegungen und einer wissenschaftlichen Beurteilung der Risiken zu erhalten.

Während für statische Belastungen die empirischen Annahmen aus den Anfängen der Baukunst weitgehend durch wissenschaftlich fundierte Untersuchungen ersetzt wurden, wird der Einfluß dynamischer Belastungen auf die Bauten, insbesondere aus Wind und Erdbeben, auch heute noch nur sehr grob und ungenau durch die Einführung mehr oder weniger willkürlicher Werte oder Faktoren in die üblichen statischen Berechnungen berücksichtigt.

Einige Probleme bei den dynamischen Lastannahmen infolge Wind und Erdbeben und ihre Auswirkungen auf Bauwerke im allgemeinen sowie auf Stahlskeletthochbauten im besonderen waren inzwischen Gegenstand bedeutender theoretischer und experimenteller Forschungen. Andere Fragen sind erst unvollkommen gelöst.

In der vorliegenden Einführung werden die wesentlichen Punkte nach dem augenblicklichen Stand der Erkenntnisse und die aus der Forschung gewonnenen wichtigsten Ergebnisse genannt, anschließend die Probleme angedeutet, die einer Lösung oder Vertiefung bedürfen, um damit den Kongreß über laufende Arbeiten und neue Forschungsvorschläge aus diesem Bereich zu informieren.

Windlasten

Obgleich die Berücksichtigung der Windbelastung bei der Bemessung der Bauwerke bereits von Galilei und Newton vorgesehen war, hat man tatsächlich erst gegen Ende des letzten Jahrhunderts damit begonnen, und zwar als die Einflüsse aus der Windbelastung auf die immer schlankeren und leichteren Hochbauten nicht mehr vernachlässigt werden konnten. Die Bedeutung der Windbelastung wuchs daher parallel zur Entwicklung des Stahlbaues.

Außerdem entdeckten in dieser Zeit zwei Pioniere des Stahlbaues – B. Baker in Großbritannien und G. Eiffel in Frankreich – durch ihr Erkennen und Gefühl für das Verhalten von Baukonstruktionen zwei wesentliche Aspekte für die Bestimmung der Windlasten auf Bauwerke: Baker bewies, durch sehr einfache unmittelbare Versuche, daß die Gesamtbelastung auf große Flächen kleiner war als die örtlich maximal gemessene, während Eiffel durch direkte Beobachtungen an dem «300-Meter-Turm» feststellte, daß die Maximalwerte der Gesamtverschiebung einer mittleren Windstärke und nicht nur kurz dauernden Windstößen entsprachen.

Inzwischen konnte man aus theoretischen Studien, Versuchen im Windkanal und direkten Beobachtungen genauere Kenntnisse über die verschiedenen zu berücksichtigenden Parameter erwerben, wie zum Beispiel Variation der Geschwindigkeit mit der Höhe, Einfluß der Bodenrauheit, Spektrum der Windlasten, Unterschied zwischen den Geschwindigkeiten von Windböen und einer mittleren Windgeschwindigkeit über einen bestimmten Zeitabschnitt, Verhältnis von schneller zu langsamer Änderung der Windgeschwindigkeiten, Größe und Verteilung von Druck und Sog auf die äußeren und inneren Flächen eines Gebäudes im Verhältnis zu den Anfallwinkeln und etwa vorhandenen Öffnungen, Wirkung von Windschutz usw.

Der erste internationale Kongreß im Jahre 1963 zu diesem Thema zeigte, daß die Kenntnisse über Windwirkungen noch unvollkommen und darüber hinaus mit Fehlern infolge mangelhafter Beobachtungen und unzuverlässiger Messungen behaftet sind.

Für die Berechnung der Konstruktionen ist die Unsicherheit bei Annahme der Windgeschwindigkeit, besonders im Hinblick auf die Lage des Bauwerks – die meist eine andere ist als die der entsprechenden Wetterstation – sowie der Einfluß der Umgebung und weiterer lokaler Faktoren, zu beachten. Wegen dieser Einflüsse wäre eine übertrieben genaue Berechnung trügerisch und sinnlos.

Man muß jedoch abschätzen, innerhalb welcher Grenzen ein bestimmter Wind in den Haupttraggliedern des Skeletts eines mehrgeschossigen Bauwerkes dynamische Belastungen verursachen kann.

Das normale Windlastspektrum weist verhältnismäßig langsam variierende Schwankungen auf. Darauf überlagern sich schnelle, im allgemeinen sehr unregelmäßige Änderungen mit einer besonders in den bodennahen Turbulenz-zonen willkürlichen und sehr unbeständigen Verteilung. Die Windwirkung muß deshalb unter zwei Gesichtspunkten betrachtet werden.

Bei Hochhäusern ist für die Gesamtwirkung auf das Bauwerk das erstgenannte, normale Lastspektrum maßgebend; es erzeugt in den tragenden Elementen des Skeletts schwellende Belastungen, die nur dann zu Wechsellasten werden, wenn das ganze Bauwerk zu schwingen beginnt. Gemäßigter Rhythmus der Belastungsänderung und Trägheit des geschlossenen Bauwerks bewirken ein statisches Verhalten den damit verbundenen Windlasten gegenüber.

Die zweite mögliche Wirkung lokalisierter und fortwährend veränderlicher Windkräfte ist hauptsächlich bei den mittelbar oder unmittelbar betroffenen Baugliedern zu beachten, wo diese in der Regel die Hauptbelastung darstellen. Jedoch können auch für diese Bauglieder dynamische Folgen, insbesondere Gefahren der Resonanz infolge Unregelmäßigkeiten in der Schwingweite und in Windrichtung, sehr begrenzt sein.

Die von Baker und Eiffel erkannten wichtigen Aspekte wurden in den amtlichen Verordnungen lange ignoriert. Eine Abminderung der Winddrücke auf große Flächen ist in klarer Form augenblicklich in den neuesten Vorschriften vorgesehen. Die Erkenntnisse von Eiffel schienen bis in die letzte Zeit vollkommen aus der Sicht verloren, während sie jetzt in der vorgesehenen dynamischen Berechnung der Bauwerke Berücksichtigung finden.

Es ist jedoch noch nicht eindeutig und unabhängig von willkürlichen Hypothesen festgestellt worden, innerhalb welcher Grenzen dynamische Belastungen infolge Wind die Gesamtbeanspruchung mehrgeschossiger Skelettbauten beeinflussen. Dazu wird man nur durch Versuche an ausgeführten Bauwerken gelangen.

Erdbebenlasten

Das Bestreben, erdbebensichere Bauten in den diesen Naturereignissen ausgesetzten Gebieten zu errichten, ist so alt wie das Erinnerungsvermögen des Menschen. Man ist deshalb auch zu einer auf Erfahrung gegründeten Entwicklung der Bauformen und -verfahren gekommen.

Obwohl Erdbebenstöße einen gewaltsamen und oft katastrophalen Charakter haben, sind die Beobachtungen über diese unvorhersehbaren und nicht nachahmbaren Naturereignisse in den meisten Fällen unzureichend, um nachträglich eine vollständige Analyse ihrer Folgen in Abhängigkeit der genauen Bewegungen, die sie verursachten, zu erlauben.

Um das Verhalten der Bauwerke zu bestimmen und Berechnungsmethoden festzulegen, mußte man sich deshalb vornehmlich auf theoretische Untersuchungen sowie Vergleichsrechnungen stützen, die zwangsläufig auf vereinfachenden Hypothesen beruhen.

Ein Erdbebenstoß löst Bewegungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen aus, deren Richtung, Größe, Dauer und Aufeinanderfolge sehr unregelmäßig sind. Die so erzeugte Bewegung verläuft auf einer nicht vorausschaubaren räumlichen Bahn, die jedoch jeweils in die Komponenten nach den 3 Hauptachsen zerlegt werden kann. Es ist üblich, die senkrechte Komponente bei der Berechnung zu vernachlässigen, da sie als gering angesehen werden kann gegenüber den auf das Stahlskelett normalerweise wirkenden senkrechten Lasten. Diese Vereinfachung ist in der Regel gerechtfertigt, doch können Ausnahmen möglich sein.

Die in den Berechnungen zu berücksichtigende Größe der Erdbebenstöße wird nach geographischen Gebieten entsprechend dem größten dort aufgetretenen Erdbeben festgesetzt, was durch deren katastrophalen Charakter gerechtfertigt erscheint. Dieses Maß wurde inzwischen aus Mangel an wissenschaftlicheren Methoden mittels Skalen festgesetzt, die sich auf subjektive Beobachtungen und den Umfang der festgestellten Schäden beziehen. Letztere geben übrigens meist die einzigen genauen Auskünfte über das Erdbeben.

G. W. Housner hat inzwischen eine Methode empfohlen, die im Prinzip von M. A. Biot vorgeschlagen wurde und darin besteht, mögliche Erdstöße an Hand der von Seismographen gelieferten Aufzeichnungen zu bestimmen.

Unter den genannten Voraussetzungen sind bei der Anwendung theoretischer Berechnungsmethoden die verwendeten Angaben und zugrunde liegenden eingeführten Hypothesen mit größter Sorgfalt zu prüfen, um etwaige unrichtige Ergebnisse zu vermeiden.

Erdbebenstöße zeigen einige grundsätzliche Gegensätze gegenüber den Einwirkungen des Windes im Hinblick auf die damit verbundene Belastung der Bauwerke. Sie sind eindeutig und ausschließlich dynamischer Art. Da die Stöße jeweils durch die Grundfläche in das Bauwerk eingeleitet werden, betreffen sie dieses außerdem stets in seiner Gesamtheit. Erdbebenlasten wirken nicht als äußere Kräfte auf das Bauwerk, sondern als innere Trägheitswiderstände des Bauwerks in bezug auf die Bewegungen des Bodens.

Daraus folgt, daß die Massenträgheit des Bauwerks, die sich den dynamischen Einwirkungen des Windes widersetzt und dadurch deren Wirkung beträchtlich vermindert, im Falle eines Erdbebenstoßes umgekehrt wirkt und die

dynamischen Einwirkungen ungünstig beeinflußt. Darum ist totes Gewicht bei Bauwerken in den Erdbebenzonen möglichst zu vermeiden.

Damit ist zum großen Teil erklärt, warum die Vorteile der Stahlbauweise in erdbebengefährdeten Gebieten trotz der allgemeinen Entwicklung zu immer leichteren Bauwerken nicht verloren gegangen sind, obwohl ihr Verhalten gegenüber Wind damit neue Probleme hervorruft.

Dynamische Reaktion des Bauwerks

Der Begriff des Reaktionsspektrums

Die dynamische Reaktion eines Bauwerks ist direkt abhängig von den statischen und dynamischen Eigenschaften des Bauwerkes, dem Verlauf der Erregung und den Eigenschaften des übertragenden Bodens.

In den ersten Studien über dynamische Einwirkungen von Erdbeben berücksichtigte man die konstanten harmonischen Schwingungen. Diese von K. S. Zavriev und A. G. Nazarov vorgeschlagene vereinfachte Hypothese sollte dazu dienen, eine Resonanz von Eigenfrequenz des Bauwerkes und Erdbebenperiode zu verhindern.

Durch den von M. A. Biot vorgeschlagenen und inzwischen besonders von G. W. Housner weiterentwickelten Begriff des Reaktionsspektrums wurden wirklichkeitsnähere Hypothesen möglich gemacht, die alle Unregelmäßigkeit der bei Erdbebenstößen möglichen Bewegungen berücksichtigen.

Das Reaktionsspektrum spiegelt die relativen Verschiebungen, die relativen Geschwindigkeiten oder die absoluten Beschleunigungen des Systems wider, als Funktion seiner Eigenschwingungsperiode und der ihm aufgezwungenen Erregung. Es wird mit Hilfe eines extrem vereinfachten Systems mit einem einzigen Freiheitsgrad bestimmt, kann jedoch auch auf Systeme mit mehreren Freiheitsgraden erstreckt werden entweder durch Einführung der vollständigen Integralausdrücke der Verschiebungen, Geschwindigkeiten, Beschleunigungen, Trägheitskräfte und Querkräfte für die verschiedenen möglichen Schwingungsarten oder, in einfacherer Weise, mit Hilfe eines Gleichwertigkeitsfaktors, der das Verhältnis der reduzierten zur wirklichen Masse darstellt. So erhält man ein gleichwertiges Spektrum für das betrachtete Bauwerk.

Dieses Spektrum kann für jede Art der Erregung, gleichwohl ob periodisch oder nicht periodisch, durch Modellversuche, rechnerisch mittels direkter Integration oder auch durch elektrische Analogie bestimmt werden. Das Spektrum ist ein ausgezeichnetes Hilfsmittel für die dynamische Untersuchung der Bauwerke, denn es liefert für jeden Rhythmus und Verlauf einer Erregung unmittelbar die Werte der Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen. Es dient deshalb zur einwandfreien Ermittlung des für das Bauwerk erforderlichen Maßes an Widerstand und Dehnbarkeit.

Einfluß der Massenverteilung

Da die dynamische Reaktion auf Erdbebenstöße proportional ist zur Massenträgheit des Bauwerkes, hat die Massenverteilung eine augenscheinliche Bedeutung.

Bei einem symmetrischen Gebäude spielt nur die senkrechte Verteilung der Massen eine Rolle bei der Bestimmung des seismischen Koeffizienten als Grundlage für die Berechnung. Es ist eine regelmäßige Verteilung der Massen anzustreben, wobei die Hauptmassen so tief wie möglich anzuordnen sind, indem man die Konzentration größerer Massen (Schwimmbekken, Vorrattanks, schwere Anlagen) in höheren Geschossen vermeidet. In jedem Falle ist es vorteilhaft, den Schwerpunkt des Gebäudes so weit wie möglich nach unten zu legen.

Infolge Trägheit exzentrischer Massen in unsymmetrischen Bauwerken können bei Erdbebenstößen oder Windeinwirkung unter Umständen beachtliche Torsionsmomente entstehen.

Solche Wirkungen sind immer dann zu befürchten, wenn Gebäudeschwerpunkt und Torsionsmittelpunkt nicht zusammenfallen. In solchen Fällen ist deren Berücksichtigung in Entwurf und Berechnung unbedingt erforderlich.

Dämpfung der dynamischen Beanspruchungen

Die Dämpfung dynamischer Beanspruchungen durch Energievernichtung ist eine wesentliche Eigenschaft des Verhaltens reeller Systeme. Der Ursprung der in das Gebäude eingebrachten Energie – dynamische Wirkungen infolge von Wind oder Erdbebenstößen – ist gleichgültig, doch muß diese Energie vom Bauwerk vollständig aufgenommen werden können, anderenfalls entstehen größere bleibende Verformungen oder noch bedeutendere Schäden.

In jedem reellen System geht die aus einer dynamischen Belastung, zum Beispiel Erdbebenstoß, stammende Energie teilweise und zeitweilig über in kinetische Massenenergie sowie in elastische Verformungsenergie der Bauglieder; die Energie muß schließlich jedoch vollkommen durch innere Reibungen, gegebenenfalls durch Plastizierung aufgezehrt werden, soweit sie nicht durch Wechselwirkungen zwischen Gebäude und Erdboden letzterem wieder zugeführt wird.

Jede größere dynamische Belastung würde nachweislich weit höhere Momente und elastische Verschiebungen verursachen, als normalerweise ertragen werden können, sobald keine plastische Verformungsmöglichkeiten gegeben sind.

Die Bedeutung der Energieverzehrung durch Verformungsarbeit beim dynamischen Verhalten eines Stahlskeletts beliebiger Höhe und Schlankheit ist durch einige kürzlich erfolgte Studien (von G. W. Housner und G. V. Berg) über das

nichtlineare Verhalten von Systemen mit einem oder mehreren Freiheitsgraden aufgezeigt worden.

Diese Studien befassen sich besonders eingehend mit der fundamentalen Eigenschaft der Energievernichtung beim Verhalten von Bauwerken gegenüber dynamischen Belastungen. Die größte Schwierigkeit besteht in dem notwendigen Erkennen der wirklichen Eigenschaften des Bauwerkes.

Ist die dem Bauwerk zugeführte Energie vorgegeben, so muß diese jederzeit erkennbar sein, aufgeteilt in Massenbewegungen, innere Reibungen sowie elastische und plastische Verformungsarbeit.

Falls ein Trägersystem nur begrenzte Möglichkeiten zur Energievernichtung durch Verformungsarbeit besitzt, kann es leicht zu übermäßigen Beanspruchungen kommen, die eine unwirtschaftliche Bemessung erfordern. Es ist deshalb vorteilhaft, Bauwerke so zu gestalten, daß ein großer Anteil der Energie nicht allein durch normale Dämpfung, sondern auch durch plastische Verformungen aufgenommen wird, ohne daß bereits ein Versagen eintritt, ausgenommen bei besonders starken Belastungen, wo mit Sicherheit plastische Verformungen auftreten, die zwar nicht zur Katastrophe führen, jedoch zu begrenzten Störungen Anlaß geben können.

Dadurch erklärt sich das oft festgestellte gute Tragverhalten scheinbar zu schwacher Bauten, die jedoch eine große Kapazität zur Energieaufnahme besitzen.

Die Untersuchungen im nichtlinearen Bereich, welche bereits gute Hinweise für eine vernünftige Verteilung der Steifigkeiten liefern können, zeigen, daß in einem normal gestalteten Skelett plastische Verformungen vorzugsweise in den Riegeln (Deckenträgern) auftreten. Eine Verstärkung dieser Tragelemente hat eine Verlagerung dieses Vorgangs auf die Stützen zur Folge.

Es ist selbstverständlich, daß bei allen Dämpfungsvorgängen keine Beschränkungen derart vorgesehen sind, wie bei den gegenwärtig gebräuchlichen Berechnungsverfahren; sämtliche Bestandteile des Gebäudes – gleichwohl ob sie als planmäßig tragend oder nicht tragend bezeichnet werden – beteiligen sich an der Dämpfung der dynamischen Erregung.

Einfluß der Steifigkeit, Abmessungen und Form des Gebäudes

Das dynamische Verhalten eines Gebäudes gegenüber den ihm auferlegten Belastungen hängt in erster Linie von dessen Steifigkeit und Abmessungsverhältnissen ab.

Im Prinzip ist als Grenzfall ein vollkommen starres Gebäude wie ein mit dem Baugrund zusammenhängendes Kontinuum anzusehen. In diesem Falle bestimmen sich die Belastungen infolge von Erdbebenstößen und Winddruck durch einfache Zerlegung der Kräfte ohne irgendwelche Abminderungen. Besitzt das Bauwerk jedoch ein bestimmtes Formänderungsvermögen, wird ein

entsprechender Energieanteil gespeichert, der anschließend frei wird, was in der Wirkung einer Phasenverschiebung für einen bestimmten Belastungsanteil gleichkommt. Dadurch wird im allgemeinen der Maximalwert der wirklichen Beanspruchungen reduziert. Bei einem schlanken und elastischen Bauwerk, das mehreren aufeinanderfolgenden Belastungszyklen ausgesetzt ist, können sich die Beanspruchungen jedoch beträchtlich vergrößern.

Die Höhe des Bauwerks geht direkt oder indirekt in die statische Berechnung der Schnittlasten ein, ihr Einfluß wird durch den Einfluß der Schlankheit jedoch weit überdeckt, sobald es sich darum handelt, die Dämpfung der dynamischen Beanspruchung zu bestimmen. Nur der sogenannte «Peitschenschlag-effekt» auf die obersten Geschosse scheint sich mit der Höhe des Bauwerks zu vergrößern.

Durch das Bauen von zunehmend schlankeren und weniger steifen Gebäuden ergeben sich immer neue Probleme, sowohl für deren Widerstand gegenüber Erdbebenbeanspruchung als auch für das Verhalten gegenüber Windbelastungen. Gebäude mit einer relativ großen Eigenschwingungsperiode sind weniger empfindlich gegenüber kurzfristigen Schwankungen; unter massiver Windeinwirkung können jedoch bedeutende Schwingungsamplituden auftreten. Es ist außerdem möglich, daß ein plötzliches Aufhören dieser massiven Windeinwirkung die gleiche Wirkung haben kann wie die wieder freiwerdende Energie.

Größere Unstetigkeiten in der allgemeinen Form des Bauwerks und seiner Struktur sollten in Erdbebenzonen sorgfältigst vermieden werden, da sich diese auf den dynamischen Widerhall des Gebäudes ungünstig auswirken und größere Schäden an der betreffenden Stelle verursachen könnten.

Gebäude in unsymmetrischen oder zusammengesetzten Formen mit Grundrissen in *L*-, *V*-, *T*-, Kreuz- oder ähnlicher Form besitzen durch die große gegenseitige Versteifungswirkung der verschiedenen Gebäudeteile im allgemeinen eine gute Gesamtstabilität gegenüber Windbelastung. Gegenüber Erdbebenwirkungen können bei solchen Gebäuden durch das Zusammenfügen von zwei oder mehreren nebeneinanderliegenden Körpern verschiedener Steifigkeit schwierige mit der Massenträgheit zusammenhängende Probleme auftreten. Ihr Verhalten gegenüber Erdbebenwirkungen ist deshalb schwer zu bestimmen.

Wenn es nicht möglich ist, zum Beispiel durch funktionelle Notwendigkeiten oder den Wunsch des Bauherrn, eine solche Gebäudeform zu vermeiden, muß der planende Ingenieur in jedem besonderen Falle Art und Umfang der Beanspruchungen in den Kontaktebenen der einzelnen Gebäudeblöcke aus deren individuellem Dämpfungsvermögen gegenüber den vorgesehenen dynamischen Belastungen ermitteln und die Verbindungen entsprechend gestalten. Als beste Lösung sollten darin getrennte und genügend voneinander entfernte Baukörper errichtet werden, damit diese unabhängig voneinander schwingen können. Wenn dies nicht möglich ist, sind die Verbindungen so zu bemessen‘

daß die einzelnen Gebäudeblöcke gezwungen werden, wie ein einziger Körper zu schwingen.

Einfluß des Skelettsystems und Deckentyps

Die bisher gewonnenen Erfahrungen mit Gebäuden, die Erdbebenstößen ausgesetzt waren, betrafen meist klassische Skelettbauten mit biegesteifen Knotenpunkten, aber auch solche, deren seitliche Stabilität durch ebene fachwerkartige Windverbände gesichert ist. Die Vorteile des ersten Systems gegenüber dem zweiten bei Erdbebenstößen sind augenscheinlich, obgleich hierüber keine besonderen Untersuchungen vorliegen. Hingegen sind die beiden genannten Systeme betreffend Widerstandsfähigkeit gegen Wind gleichwertig in ihrer Brauchbarkeit.

Stahlskelette mit Kastenquerschnittsform, die bei einigen höchst bemerkenswerten in jüngster Zeit ausgeführten oder im Bau befindlichen Hochhäusern zur Anwendung kamen, sind ohne Zweifel die am wirtschaftlichsten und widerstandsfähigsten Stahlskelett-Typen gegen dynamische Windbelastung. Sie sind es vermutlich auch gegenüber den Erdbebenwirkungen. Selbstverständlich müssen mit diesem neuen Bauwerktyp, dem ein Spezialthema auf dem Kongreß gewidmet ist, noch praktische Erfahrungen gemacht werden.

Die Beschaffenheit der Decken beeinflußt die allgemeine Stabilität der Konstruktion durch die mehr oder weniger wirksame Membranwirkung, je nach ihrer eigenen Steifigkeit.

Sie hat jedoch keinen wesentlichen Einfluß auf die seitliche Stabilität des Skeletts, die hauptsächlich von den Steifigkeiten der Stützen und ihrer Verbindungen mit den Riegeln abhängt.

Massive Decken bewirken jedoch eine beachtliche Dämpfung der Schwingungen, indem die Beschleunigungen verzögert und die Schwingungsperioden verlängert werden. Ihr Vorhandensein hat deshalb günstige Folgen für das Verhalten des Gebäudes gegenüber Windwirkungen. Die Trägheitswirkungen der in jedem Geschoß befindlichen Deckenmassen während eines Erdbebens stehen jedoch dem entgegen, was in Erdbebenzonen anzustreben ist. Es scheint deshalb so, daß man in erdbebengefährdeten Zonen die leichteren Metalldecken bevorzugen sollte, allerdings unter der Bedingung, daß eine gute Verbindung zwischen allen wesentlichen Teilen des Skeletts das Verhalten des Bauwerks als ein Kontinuum gewährleistet.

Einfluß der planmäßig nicht mittragenden Elemente

Die Vernachlässigung vorhandener sogenannter «nicht mittragender» Elemente, wie zum Beispiel Mauern und Zwischenwände, wie sie meist bei den Festigkeitsberechnungen mehrgeschossiger Stahlskelettbauten erfolgt, muß

heute kritisch beurteilt werden. Daß man gerade jetzt diese immer leichter werdenden Elemente berücksichtigen will, mag deshalb überraschen, zumal diese meist mit dem Skelett nur schwach verbunden und gelegentlich sogar versetzbar angeordnet sind, während sie vernachlässigt wurden, als sie durch ihre massive Beschaffenheit einen größeren Einfluß auf die Gesamtsteifigkeit des Gebäudes hatten. Diese Bestrebungen rechtfertigen sich jedoch durch das Suchen nach neuen Möglichkeiten zur Erhöhung der Festigkeit von Bauten sowie durch die Ergebnisse kürzlich durchgeführter Versuche an bestehenden Gebäuden.

Zum Beispiel haben die von J. W. Bouwkamp durchgeführten Messungen an einem Stahlskelettbau in den einzelnen Bauzuständen gezeigt, daß selbst so schwache Elemente wie Verglasungen einen beachtlichen Einfluß auf die Dämpfungscharakteristik eines Bauwerks für horizontale Belastungen haben können, indem sie dessen Eigenschwingungsperiode verändern. Dies bestätigt die Ansichten von S. Mackey und des Verfassers, daß bei modernen Stahlskelettbauten die Glasfassade eine erste Abwehr gegen dynamische Windeinwirkungen bilden.

Man muß sich in jedem Falle darüber klar sein, daß sich ein reelles dynamisch belastetes Bauwerk völlig anders verhält als ein linearer Schwingungskörper oder ein mehr oder weniger vereinfachtes Ersatzsystem, das der Berechnung zugrundegelegt wird.

Das Gesamtverhalten des Bauwerks in der Praxis zeigt, daß selbst bei starken Erdbeben die nicht mittragenden Elemente eine maßgebende Rolle bei der Dämpfung der dem Bauwerk auferlegten Schwingungen spielen, indem sie einen bedeutenden Teil der hineingesteckten Energie während der ersten Phase des Widerhalls aufnehmen, soweit es sich um relativ kleine Schwingweiten handelt.

In der zweiten Phase, die mit größeren Amplituden verbunden ist, werden diese Elemente mehr oder weniger beschädigt, besitzen jedoch immer noch einen nicht unwesentlichen Einfluß durch Verringerung der Bewegungen und Vernichtung der Schwingungsenergie. Nur oberhalb einer sehr großen Schwingweite ist diese Wirkung nicht mehr vorhanden, so daß dann die Plastizitätsreserven des Skeletts voll mobilisiert werden, welche nach H. J. Degenkolb eine zweite Abwehrfront bilden.

Die gemischte Bauweise

Anstelle des Windverbandes der Stahlskelette treten manchmal Windscheiben aus Stahlbeton oder aus massiven vorgefertigten Elementen.

Die Wirkung dynamischer Belastungen auf derartige Systeme ist noch nicht in zufriedenstellender Weise geprüft worden, und zwar weder in bezug auf die Folgerungen aus dem unterschiedlichen Widerhallsverhalten der steifen Scheiben und unverstrebten Gebäudeteile noch auf die Verbindungen zwischen massiven Elementen und Stahlskelett. Das Interesse an dieser Bauweise läßt Untersuchungen in dieser Richtung gerechtfertigt erscheinen, wobei im besonderen

die Folgen der nur geringen Verformungsmöglichkeit der windverstrebtten Flächen erfaßt werden sollten.

Für jede Höhenlage ist die horizontale Verteilung der senkrechten Elemente einer Konstruktion proportional zur Steifigkeit dieser Elemente. Ein starres Element aus Material geringer spezifischer Widerstandsfähigkeit als dasjenige der anderen Elemente kann tatsächlich zu einer schwachen Stelle der Konstruktion werden; bei Belastungen infolge seiner Steifigkeit kann der zur Aufnahme dieser Belastungen nötige Widerstand fehlen. Das haben die bei verschiedenen Erdbeben festgestellten Schäden gezeigt.

In manchen Ländern ist es üblich, die seitliche Stabilität durch einen zentralen Kern aus Stahlbeton zu gewährleisten; das Stahlskelett hat dann nur die senkrechten Lasten aufzunehmen. Untersuchungen über die wirtschaftlichen Beweggründe oder Überlegungen zum Brandschutz, die solche Lösungen rechtfertigen könnten, sind nicht Gegenstand dieses Berichtes; immerhin würde eine genauere Ermittlung der tatsächlichen Windbelastung ein wirtschaftlicheres Bemessen des Stahlskeletts erlauben und damit die Fälle einer gemischten Bauweise begrenzen.

Bei Gebäuden in erdbebengefährdeten Gebieten kann das stark unterschiedliche Verhalten des massiven und des metallischen Teils des Gebäudes gegenüber dynamischen Belastungen zu sehr beträchtlichen Beanspruchungen in den Kontaktebenen zwischen diesen beiden Teilen des Systems führen und dadurch Schäden in den Verbindungen zwischen Stahlskelett und Betonkern verursachen.

Die technische Literatur enthält unseres Wissens keine ausreichenden praktischen Erfahrungen über das Verhalten derartiger Bauwerke bei Erdbeben; eine genaue theoretische Berechnung ihres Verhaltens erweist sich als sehr schwierig.

Das Verhalten der Werkstoffe und einzelner Bauteile

Die wesentlichen Eigenschaften des Werkstoffes Stahl

Als die wichtigsten erforderlichen Eigenschaften des Werkstoffes im Hinblick auf das Verhalten der Skelette gegen dynamische Belastungen infolge Wind oder Erdbeben sind die nachfolgenden zu nennen:

Elastizität und Dehnbarkeit, notwendige Eigenschaften, um eine elastische Formänderung und eine elasto-plastische Anpassung als Voraussetzungen für eine genügende Energiespeicherung zu ermöglichen;

genügender Widerstand gegen Wechselbelastungen mit Spannungen gleicher Größenordnung und entgegengesetzter Richtung und infolgedessen gleicher Widerstand gegen Zug- und Druckbeanspruchung;

genügender Widerstand gegen Wechselbelastungen mit nur wenigen Lastspielen.

Baustahl besitzt sämtliche dieser Eigenschaften und eignet sich deshalb besonders gut für die Herstellung von Skeletten, die dynamischen Wirkungen infolge Wind und Erdbeben ausgesetzt sind.

Untersuchungen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit von Stahl wurden zwar für die verschiedensten Stahlsorten durchgeführt, jedoch hauptsächlich unter den Gesichtspunkten der Wirkungen einer großen Zahl von Lastspielen. Neuere, jedoch weniger umfangreiche Ermittlungen über das Verhalten bei nur geringen Lastspielzahlen können nicht als hinreichend angesehen werden, besonders für den elasto-plastischen Bereich. Jedoch gerade hierin liegt ein grundsätzliches Problem bei der seismischen Berechnung von Stahlskeletten.

Andererseits scheint es so, vorbehaltlich eines eventuellen Gegenbeweises, daß der Dauerfestigkeitsnachweis trotz der sich wiederholenden und umkehrbaren Belastungen nicht maßgebend wird bei der Bemessung der tragenden Elemente normalgestalteter Stahlskelette für Geschoßbauten, namentlich wegen der geringen damit verbundenen effektiven Spannungen.

Ein solches Kriterium sollte man jedoch für diejenigen Bauglieder in Betracht ziehen, die vorwiegend veränderlichen Windbelastungen unterliegen und entsprechend bemessen sind, zum Beispiel tragende Fassadenelemente oder Diagonalen in Windverbänden.

Das Verhalten der Träger und Stützen

Es wurde bereits auf das nichtlineare Verhalten der Riegel (Deckenträger) normalgestalteter Stahlskelette von Geschoßbauten hingewiesen. Untersuchungen hierüber haben demnach eine vorrangige Bedeutung.

Dieses Problem ist ohne experimentelle Bestätigung nicht vollständig zu lösen, jedoch sind hierüber bisher nur wenige Untersuchungen durchgeführt worden. Am aufschlußreichsten und den vorliegenden Bedingungen am nächsten kommt ohne Zweifel der Bericht von E. P. Popov, der gezeigt hat, daß das Tragverhalten eines solchen Elementes bestimmt ist durch das örtliche Ausbeulen der Flansche nach einer bestimmten Zahl von Lastspielen, die von den jedesmal dabei erreichten maximalen Spannungen abhängt. Es scheint in der Tat, daß bei den hier behandelten Belastungsarten die Vorsichtsmaßregeln gegen das Ausbeulen der Flansche von einer größeren Bedeutung sind als die Dauerfestigkeit des Materials; dieses Ausbeulen wird begünstigt, sobald bei einem vorausgegangenen Lastspiel eine bleibende Verformung auftreten konnte.

Die Anhäufung von Verformungen, für eine wirtschaftliche Bemessung sonst sehr erwünscht, kann hier ein begrenzendes Maß für die Energieaufnahme bilden.

Die Horizontalverschiebung mehrgeschossiger Rahmen mit biegesteifen Knotenpunkten infolge waagrechter Belastungen ist abhängig von der Steifig-

keit der Stützen und ihrer Anschlüsse in den Knoten. Da diese Horizontalverschiebung das Verhalten des Gebäudes gegenüber dynamischen Belastungen maßgeblich beeinflusst, ist deren Bedeutung augenscheinlich. Gleichzeitig auf Druck und Biegung beanspruchte Bauglieder ähneln in ihrem Tragverhalten dem der Träger, aber deren Kapazität zur Aufnahme von Schwingungsenergie hängt weitgehend von der ihr auferlegten Drucklast ab.

Das Verhalten der Verbindungen

Ein Rahmenskelett besteht aus miteinander verbundenen Elementen. Es ist deshalb notwendig, daß man das Verhalten der Verbindungen genau studiert. Bei Trägern und Stützen mit konstantem Querschnitt stellen die Verbindungen Kontinuitätsunterbrechungen dar, deshalb verlangt ihr Verhalten gegenüber dynamischen Belastungen besondere Beachtung. Eine theoretische Untersuchung erweist sich als sehr kompliziert, sowohl wegen der verwickelten Formen, die eine genaue Verfolgung des Kraftflusses erschweren, als auch durch die verschiedenen verwendeten Verbindungsmittel, wie Schweißnähte, Schrauben, Nieten mit ihren besonderen Eigenschaften und sekundären Spannungen, die sie erzeugen können.

Auch hier bieten die Versuche von E.P. Popov mit verschiedenen geschweißten und verschraubten Verbindungstypen und Dehnungen bis zu 1,5% beziehungsweise 2% unter Wechsellasten eindeutige und wichtige Ergebnisse als Grundlage zur Untersuchung des Verhaltens reeller Konstruktionen. Sie ermöglichen eine bessere Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse, wenn man deren Ergebnisse in die vereinfachten Systeme einführt, welche als Grundlage für die theoretischen Studien dienen.

Diese Versuche bestätigen für alle untersuchten Verbindungstypen ein sehr gutes Tragverhalten, das sich widerspiegelt in einer Hysteresiskurve von bemerkenswerter Stabilität, womit bewiesen ist, daß die Energieaufnahme oberhalb einer bestimmten Lastspielzahl konstant ist.

Diese Versuche müssen noch ergänzt und ausgewertet werden, aber man kann bereits jetzt daraus schließen, daß für dynamisch beanspruchte Stahlskelette die üblichen einwandfrei konstruierten, geschweißten oder geschraubten Verbindungen genügen und keine Notwendigkeit besteht, komplizierte und unnötige Sonderlösungen vorzusehen, die sich unter Umständen sogar als ungünstig erweisen könnten.

Erfahrungen bei verschiedenen Erdbeben haben gezeigt, daß Schäden in den Verbindungen durch fehlerhafte Anordnungen verursacht wurden. Zum Beispiel sind konstruktive Lösungen zu vermeiden, die größere Unstetigkeiten bei der Spannungsverteilung im Querschnitt oder übermäßige Spannungsanhäufungen verursachen können und damit den Widerstand der Verbindung gegenüber Wechselbeanspruchung im elasto-plastischen Bereich verringern.

Aus Sicherheitsgründen sind die Verbindungen in jedem Falle so zu konstruieren und auszuführen, daß sie nicht vor den angeschlossenen Elementen versagen.

Das Verhalten von Stahlskelett und Gesamtbauwerk

Wirkungen infolge von Wind

Durch umfangreiche Modelluntersuchungen im Windkanal konnten die Kenntnisse über die Druckverteilung auf die Fassaden der Gebäude sowie bestimmte örtliche auf eine gegebene Windgeschwindigkeit bezogene Einwirkungen vertieft werden. Die mögliche Anwendung der aerodynamischen Gesetze auf dieses besondere Problem hat sich bestätigt. In modernen Windkanälen kann man bestimmte Umgebungsverhältnisse eines einzelnen zu erforschenden Gebäudes wiedergeben, um für die Untersuchungen ein möglichst wirklichkeitsgetreues Abbild der tatsächlichen Turbulenzbedingungen zu erhalten.

Messungen an vorhandenen Gebäuden zeigten jedoch bedeutende Unterschiede in Größe und Verteilung des Druckes im Vergleich zu den Ergebnissen der entsprechenden Modellversuche, weshalb die Notwendigkeit besteht, die Forschung in Windkanälen in dieser Richtung weiter zu vervollständigen. Solche in der Vergangenheit ungenügend ausgeführten Messungen werden augenblicklich besonders von C. W. Newberry unternommen.

Diese Forschungen betreffen jedoch nur den ersten Teil der hier zu behandelnden Frage. Der zweite Teil, das wirkliche Verhalten von Bauwerken, kann nicht an Modellen untersucht werden, da man die Eigenheiten der Reaktion der wirklichen Gebäude nicht naturgetreu wiedergeben kann.

Nur direkte Messungen an derartigen Gebäuden können eine gültige Antwort auf die verschiedenen sie betreffenden Fragen geben. Mit Ausnahme von einigen vor längerer Zeit durchgeführten Untersuchungen ist dieses Gebiet bis heute unerforscht geblieben.

Bemerkenswerte Untersuchungen wurden in Kanada durch R. Crawford und H. S. Ward an einem 18stöckigen Stahlskelettbau durchgeführt, und zwar mit Hilfe elektromagnetischer Seismographen und Magnetbandaufnahmen der Schwingungen infolge von Windeinwirkung. Obgleich mit diesen Messungen lediglich die auf mathematischem Wege erhaltenen Ergebnisse über die Eigenfrequenzen überprüft werden sollten und die Ergebnisse wegen des vorhandenen zentralen Betonkerns im Stahlskelett sowie massiver Deckenscheiben auf die vorliegenden Verhältnisse nicht unbedingt übertragbar sind, haben sich dabei dennoch einige interessante Beobachtungen ergeben.

Es hat sich gezeigt, daß hohe Windbelastungen dazu neigen, Schwingungen erster Ordnung zu verursachen, während kleine Windkräfte vorzugsweise Schwingungen höherer Ordnung erregen.

Der Verfasser findet, daß dieses Ergebnis unseren Kenntnissen über das Windlastspektrum gut entspricht.

Wirkungen infolge von Erdbeben

Die exakte Ermittlung des dynamischen Verhaltens eines reellen Bauwerks ist praktisch unmöglich. Dieses Verhalten wird durch die Eigenfrequenzen gemäß den verschiedenen Schwingungsformen der Konstruktion bestimmt und darüber hinaus durch die Dämpfungswirkung gemäß den technologischen Eigenheiten beeinflusst.

Die genaue Berechnung der Eigenfrequenzen eines Systems mit n Freiheitsgraden, wobei die Festlegung der Ordinaten für alle Schwingungsformen vorausgesetzt wird, steht für den Praktiker außer Diskussion. Schon für das einfache System, Träger auf zwei Stützen, beträgt $n = \infty$.

Nun besteht die Möglichkeit sich auf «gleichwertige» vereinfachte Systeme zu beziehen, die ein ähnliches Verhalten aufweisen. Eine solche Vereinfachung kann erzielt werden durch die Konzentration der Massen des Systems in gewissen Punkten und der Annahme der Belastungen in diesen Punkten wirkend. Selbstverständlich verlangt die Wahl eines vereinfachten Systems einen sicheren Sinn für das reelle Verhalten der Konstruktion, um eine genügend naturgetreue Wiedergabe zu gewährleisten.

Näherungsverfahren, die mit einer genügenden Genauigkeit die Grundfrequenz der ersten Schwingungsform liefern, wurden von Dunkerley und von Rayleigh entwickelt. Das Verfahren von Rayleigh beruht auf dem Prinzip der Erhaltung der Energie und wird vorzugsweise mit den durch J.A. Blume und M. Ifrim vorgeschlagenen Vereinfachungen angewandt. Zu beachten ist, daß das Verfahren von Dunkerley stets zu kleine Werte, jenes von Rayleigh hingegen zu große Werte liefert, so daß sich die genauen Werte durch die Anwendung beider Verfahren eingrenzen lassen. Ausgehend von der Verschiebungsmatrix hat S. A. Bernstein eine «Spektralfunktion» aufgestellt, die erlaubt, zwei Werte zu ermitteln, die die gesuchte Frequenz abgrenzen. Endlich erlaubt das klassisch gewordene Iterationsverfahren von Vianello-Stodola, ausgehend von einer passend gewählten Verformung, die Verformung des Systems durch schrittweise Näherung bis auf die gewünschte Genauigkeit zu bestimmen.

Die dabei erreichte Genauigkeit in der Berechnung der Eigenfrequenz bezieht sich allerdings nur auf das angenommene vereinfachte System. Daher versuchten verschiedene Forscher auf Grund von Versuchsergebnissen oder von theoretischen Erwägungen die Eigenfrequenzen der Bauwerke direkt durch empirische Formeln auszudrücken.

Die von T. Taniguchi beziehungsweise durch den U.S. Coast and Geodetic Survey und von E. Rosenblueth vorgeschlagenen Formeln geben den Wert der Eigenfrequenz für die erste Schwingungsform in Abhängigkeit der Anzahl

Stockwerke an. Diejenigen von I.L.Korchinski, von F.P.Ulrich und D.S.Carder und von M.Takeuchi nehmen Bezug auf die Höhe der Bauwerke, während die Formel des Joint Committee ASCE-SEA, bekannt unter dem Namen «Formel von San Francisco», ebenfalls von der Höhe, jedoch bezogen auf die Quadratwurzel der Breite des Gebäudes in Richtung der angenommenen Schwingungen, abhängig ist.

Durch Anwendung der allgemeinen Schwingungstheorie und des Prinzips von d'Alembert und durch Einführung einiger vereinfachender Hypothesen (Massen in jedem Geschoß als Massenpunkte wirkend, Träger unendlich steif) hat M.G.Salvadori eine Formel aufgestellt, die die Eigenfrequenzen für alle Schwingungsformen eines mehrgeschossigen Bauwerkes gibt. Eine ähnliche Formel wurde auch von R.G.Merritt und G.W.Housner vorgeschlagen.

Ausgehend vom Erdbebenspektrum und von den Eigenfrequenzen des Gebäudes, wurden bedeutende Forschungen unternommen – insbesondere mit Hilfe von Simulatoren –, um die verschiedenen Aspekte des dynamischen Verhaltens der Bauwerke abzuklären.

Verschiedene Methoden wurden entwickelt, wobei die Typen der zu verwendenden vereinfachten Modelle und die Bedingungen des Verhaltens im nichtlinearen Bereich unterschiedliche Annahmen getroffen wurden. Unter diesen Methoden ist die von N.M.Newmark vorgeschlagene eine der allgemeinsten.

Außer den bereits erwähnten Versuchsforschungen, die das Verhalten von Einzelelementen und ihrer Verbindungen betrafen, wurden besonders in Japan und den USA Versuche an ganzen Gebäuden unternommen, wobei die Erregung durch in verschiedenen Höhenlagen eingebaute Pulsatoren erzeugt wurde. Die so gewonnenen Resultate betreffen in erster Linie die Ermittlung der Eigenfrequenzen der reellen Bauwerke. Durch ihre Anzahl haben sie bereits einen gewissen statistischen Wert.

Bei einigen Versuchen – beschränkt in Anzahl und im Ausmaß – wurde sogar versucht, mit Hilfe von Explosionen Bodenstöße zu erzeugen.

Diese Forschungen, so nützlich sie sein mögen, können jedoch nicht die bis jetzt noch fehlenden Beobachtungen an Gebäuden während eines Erdbebens ersetzen.

Lehren aus der praktischen Erfahrung

Wind

Die im Laufe der Jahrhunderte gewonnene praktische Erfahrung diente als einzige Nachweisquelle für die Gestaltung und Bemessung der Bauten. Um die Kühnheit und die Sicherheit anzugleichen, mußte man wie beim Artillerieschießen vorgehen, indem man zuerst ein wenig diesseits und dann ein wenig jenseits der Widerstandsgrenze zielte.

Noch heute bildet die Praxis die letzten Endes gültige Informationsquelle, um die Berechnungshypothesen und die Gültigkeit der Ausführungen zu bestätigen oder zu entkräften. Die lehrreichsten Fälle sind dann auch jene Fälle, die zu Beschädigungen oder sogar zu Unfällen führen.

Die Angaben, die man so über die Gesamtstabilität der Stahlskeletthochhäuser sammeln kann, sind jedoch gering, weil kein Fall eines Einsturzes oder bedeutenden Schadenfalles durch Wind bei dieser Art von Bauwerken bekannt ist. Das ist der Beweis, daß die gegenwärtige Berechnungsweise auf der sicheren Seite liegt. Aber um wieviel?

Die wissenschaftlichen Mittel, über die man heute verfügt, sollten ein «oberhalb der Widerstandsgrenze Zielen» überflüssig machen und erlauben, die Sicherheitsspanne zu verringern, falls die Untersuchungen zeigen sollten, daß sie übertrieben ist.

Erdbeben

Trotz den zahlreichen unternommenen theoretischen Untersuchungen, die die wichtigsten Aspekte des Problems aufgedeckt haben, wird die Sicherheit gegenüber Erdbeben noch weitgehend auf empirische Erwägungen gestützt, einmal wegen der ungenügenden Kenntnis über die Belastungen und der Komplexität des dynamischen Widerstands des Bauwerkes, aber auch wegen der Unmöglichkeit, infolge mangelnder Angaben, ein genaues Verhältnis zwischen Ursache und Wirkung für die meisten bekannten Erdbeben aufzustellen.

Immerhin konnte aus der Untersuchung verschiedener Erdbebenwirkungen gefolgert werden, daß die Sicherheit der Bauten nicht allein in den konventionellen Berechnungen steckt, sondern auch in der Gestaltung und in der Ausführung der Bauwerke.

Eine wesentliche Bedingung, um ein gutes Verhalten des Gebäudes bei Erdbeben zu gewährleisten, besteht darin, alle seine Grundelemente gut untereinander zu verbinden. Diese Feststellung konnte in allen untersuchten Fällen gemacht werden, insbesondere bei Gebäuden, die den Bedingungen der Berechnungen nicht genügten, aber trotzdem gut standhielten. Der Verfasser konnte diese Feststellung anlässlich des katastrophalen Erdbebens in Bukarest, dessen Zeuge er im Jahre 1940 war und dessen Folgen er zu untersuchen hatte, machen. Obwohl bei den Berechnungen eine solche Beanspruchung nicht berücksichtigt worden war, erlitt kein Stahlskelettbau nennenswerte Schäden.

Einige Erdbeben, die sich in der letzten Zeit ereignet haben, waren Gegenstand genauerer Studien. Dabei wurde insbesondere das spezifische Verhalten der Gebäude in Abhängigkeit der Bauart, des angewandten Baustoffes und der Ausführungsbedingungen untersucht. Wenn auch diese Studien keine Auskunft geben können über den dynamischen Widerstand eines Gebäudes bei einer gegebenen Beanspruchung, so bieten sie zum mindesten wertvolle Angaben über die Gestaltung und die angemessene Ausführung von Gebäuden in Erdbebenzonen.

Berechnung und Dimensionierung

Einfluß des Windes:

Kritische Betrachtung der gegenwärtigen Berechnungsweise

Jede Berechnung setzt sich aus zwei sich ergänzenden Teilen zusammen: Bestimmung der Belastungen und Nachweis des Tragwerkes für diese Belastungen. Nachstehend werden wir sehen, wie sich diese beiden Punkte bei der Berechnung mehrgeschossiger Stahlskelettbauten unter Windeinwirkung verhalten.

Eine kritische Betrachtung der Bestimmungen in den einzelnen Ländern zeigt, daß diese Grundlagen häufig einen mehr oder weniger willkürlichen Charakter aufweisen. Folglich fehlt ihnen eine genaue wahrscheinlichkeitstheoretische Grundlage, die für eine rationelle Bemessung unerläßlich ist. Solange man nicht über genügend gesicherte Angaben über die Einwirkungen des Windes verfügt, kann keine auf eine Verbesserung der Sicherheit hinzielende Berechnungsmethode ihr Ziel vollkommen erreichen. Diese Angaben sollten sich auf genaue Wahrscheinlichkeitskriterien stützen und auf internationaler Ebene vereinheitlicht werden.

Es ist zwar möglich, daß die eine oder andere dieser Hypothesen praktisch gerechtfertigt ist, aber es gibt keinen unwiderlegbaren Beweis der Richtigkeit einer solchen Berechnung.

Trotz den in den Grundlagen und in den Berechnungsmethoden vorhandenen Lücken hat man sich bei den neuesten Vorschriften bemüht, die Fortschritte in den Kenntnissen der Aerodynamik und der Wetterkunde nutzbar zu machen.

Auf diese Weise sind die Begriffe des «normalen Windes» und des «außerordentlichen Windes» geschaffen worden, die, wenn sie wirklich bestimmten Wahrscheinlichkeiten entsprächen, einen beachtlichen Schritt vorwärts bilden würden.

Die unregelmäßige Verteilung des Windes auf große Flächen findet ihren Ausdruck in einem Abminderungsfaktor, der Funktion der Abmessungen der betroffenen Fläche ist.

Schließlich stellen die schnellen Druckschwankungen eine dynamische Aktion dar, welche in den üblichen statischen Berechnungen der betreffenden Elemente durch einen Erhöhungsfaktor berücksichtigt wird. Gewisse Vorschriften haben kürzlich die Anwendung dieses Faktors auf die Berechnung der Gesamtstabilität mehrgeschossiger Gebäude erstreckt. Jedoch scheint die Richtigkeit dieser Maßnahme nicht bewiesen worden zu sein.

Auf jeden Fall ist der dynamische Erhöhungsfaktor nur auf Mittelwerte der Drücke, die einer bestimmten Zeitspanne entsprechen, anzuwenden.

*Einfluß der Erdbeben:
Kritische Betrachtung der Berechnungsgrundlagen*

Im Falle mehrgeschossiger Bauten bestehen keine Schwierigkeiten bei der Festsetzung der ständigen Lasten und der Verkehrslasten. Die Festsetzung der Windeinwirkung, obgleich noch mit Unzulänglichkeiten behaftet, sollte gelöst werden können, vorausgesetzt, daß man die erforderlichen Forschungen durchführt. Für Erdbeben hingegen ist es im Hinblick auf ihren Ursprung und ihre Zufälligkeit zumindest in der augenblicklichen Lage der Kenntnisse schwierig, genaue Auskünfte zu erlangen, die klar die Beziehungen zwischen Ursache und Wirkung herausbringen und einen genügenden statistischen Wert haben, um die wirklichen Verhältnisse möglichst genau in die Vorschriften einkleiden zu können.

Es muß bemerkt werden, daß die Berechnung mit Hilfe eines seismischen Faktors durchgeführt wird, der allen vorhandenen Elementen Rechnung tragen sollte (Stärkegrad der Erdbeben, Beschaffenheit des Bodens, gegenseitige Wirkung zwischen Boden und Bauwerk, Massenverteilung usw.), aber dessen Wert in der Tat ziemlich willkürlich und fragwürdig ist. Die allgemeine Gestaltung des Skeletts, der Verbindungen und im gleichen Maße die Beschaffenheit und die Art der Verbindung der nichttragenden Elemente stellen dabei weitere Parameter dar, die bei der Festlegung des seismischen Faktors nicht in Betracht gezogen werden, die aber auf das Verhalten der Bauten einen beträchtlichen Einfluß ausüben.

Einführung wahrscheinlichkeitstheoretischer Begriffe

Für die dynamische Berechnung einer Konstruktion müssen sowohl die Eigenheiten der Erregung als auch diejenigen der Konstruktion, deren dynamischer Widerhall ja dadurch bestimmt wird, bekannt sein.

Der im wesentlichen ungewisse Charakter der Parameter, welche die tellurischen und äolischen Phänomene bestimmen und die Verflechtung der Faktoren, die das Verhalten der Bauwerke gegenüber den Wirkungen dieser Phänomene beeinflussen, führen notwendigerweise auf die Wahrscheinlichkeitsmethoden für die dynamische Berechnung der Bauwerke. Man stellt jedoch fest, daß dieses Gebiet gegenüber der jetzt allgemeinen Tendenz zur Berechnung der Bauten mit Hilfe der Wahrscheinlichkeitsmethoden im Verzug ist.

Die Erklärung liegt zweifellos in der Unzulänglichkeit der unentbehrlichen statistischen Angaben über die Belastungen und in der Schwierigkeit, ein so verwickeltes Problem, wie es das dynamische Verhalten der Bauwerke darstellt, statistisch genügend eng einzugrenzen. Für solche Fälle bieten die Wahrscheinlichkeitsmethoden das einzige Mittel, um eine ausreichende Annäherung an die Wirklichkeit zu erreichen. Im übrigen erlauben die statistisch-mathematischen Methoden in einem gewissen Umfang mangelhafte Angaben auszugleichen,

falls von einer angemessenen Anzahl sorgfältig ausgewählter Angaben ausgegangen wird.

Die Hauptaufgabe des Ingenieurs besteht auch hier in der Erzielung einer ausreichenden Sicherheit unter Beachtung der Gebote der Wirtschaftlichkeit. Um diese gegensätzlichen Erwägungen miteinander zu vereinbaren, ist es nötig, eine Beziehung zwischen den wahrscheinlichkeitsmäßig festgesetzten Belastungen und dem Verhalten des Bauwerkes zu finden, unter Bezugnahme auf ein bestimmtes Kriterium des Versagens. Das Endziel ist, einen Sicherheitsgrad zu erreichen, der der Art der Belastungen und den für diese Bauten annehmbaren Risiken entspricht.

Bemerkenswerte Beiträge zur Lösung dieses Problems bei seismischen Belastungen stammen besonders von E. Rosenblueth, M. F. Barstein, V. V. Bolotine, N. M. Newmark und H. Tajimi. Ähnliche Ansätze wurden von A. G. Davenport bei Windbeanspruchung aufskizziert.

Jedoch ist das Problem von einer Lösung noch weit entfernt, solange keine geeigneten statistischen Angaben vorliegen, die für die Aufstellung einer gültigen Grundlage erforderlich sind.

Sicherheitsgrade

Eine auf Wahrscheinlichkeitserwägungen beruhende Berechnung muß gegenüber jeder Kategorie von Risiken zu einem genau bestimmten Sicherheitsgrad führen, der mit Rücksicht auf die Wahrscheinlichkeit ihres Vorkommens und auf die Bedeutung ihrer möglichen Folgen festzulegen ist.

Für die hier behandelten Gebäude können die Risiken schematisch in vier Kategorien eingeteilt werden:

Unangenehme Empfindung für die Personen, die sich im Innern des Gebäudes aufhalten,

Kleinere Störungen, die begrenzte Schäden in den sekundären, nichttragenden Elementen hervorrufen,

Bedeutende Schäden in den sekundären, nichttragenden Elementen sowie kleinere Schäden im Haupttragwerk, die aber praktisch zu keinen Verletzungen von Personen führen,

Bedeutende Schäden im Haupttragwerk, die zu einem Teil- oder TotalEinsturz infolge statischer oder dynamischer Instabilität, durch plastisches Versagen oder durch Ermüdungserscheinungen führen und damit auch Verletzungen von Personen verursachen können.

Die Berechnung auf Wind muß für die verhältnismäßig häufig auftretenden Normalwinde gegen alle Risiken schützen, wobei aber die Wahrnehmung von durch ausnahmsweise starken Wind hervorgerufenen Bewegungen zuzulassen ist.

Bei Erdbeben, die bedeutend seltener als Wind auftreten und die schon durch ihre Definition und durch ihr Wesen den Charakter des Unvorhersehbaren

haben, ist es zulässig, geringe Schäden zu tolerieren, falls die erreichte Intensität im Vergleich mit der für diese Erdbebenzone festgelegten gering ist, und bedeutendere Schäden, falls ein verhältnismäßig stärkeres Erdbeben stattfindet. Die Festlegung des Risikos ist auf Grund einer wirtschaftlichen Studie – etwa im Sinne eines Versicherungsvertrages – durchzuführen, wobei dieses oder jenes Risiko eher als ein erhöhter Baupreis anzunehmen oder auszuschließen ist. Es handelt sich also um wirtschaftliche Erwägungen, die auf technische Tatsachen begründet sind.

Für die vorgesehenen, vermutlichen Belastungen soll dabei das Risiko von Menschenverlusten durch Einsturz stets ausgeschlossen werden.

Forschungen zur Erweiterung der heutigen Kenntnisse

Einfluß der Windeinwirkung

Die Gesamtwindeinwirkung auf Hochbauten wird in der gegenwärtigen Praxis nach ungenügend bestätigten Hypothesen bestimmt. Die Durchführung von Beobachtungen – Messung der Verschiebungen, Beschleunigungen und Spannungen mit gleichzeitiger Aufnahme der Geschwindigkeiten und der Richtung des Windes – an reellen Bauwerken ist unerlässlich, um das wirkliche Verhältnis sowohl zwischen ihren Größen als auch zwischen ihren Spektren genau festzustellen. Die Forschung müßte statistischen Charakter annehmen durch Erstreckung über einen ausreichenden Zeitabschnitt und Ausdehnung über mehrere Bauten verschiedener Charakteristik. Dadurch wird eine ausreichende Grundlage für die Aufstellung von Vorschriften geschaffen und zugleich die Anwendbarkeit eines dynamischen Koeffizienten auf das Gesamtverhalten des Bauwerkes geprüft.

Besondere Aufmerksamkeit muß der Empfindlichkeit des Gesamtbaues gegenüber Windböen eingeräumt werden, um die Empfindlichkeitsschwelle in Funktion der Dauer festzustellen und die Berechtigung von Reduktionsfaktoren für große Flächen zu prüfen.

Durch direkte Messungen an reellen Bauwerken soll die Beziehung zwischen der Dauer der Böenwirkungen und ihrer möglichen Folgen auf die Bauwerke besser ermittelt werden. Diese Beziehung ist noch sehr mangelhaft bekannt und wird daher in den gegenwärtigen Berechnungsregeln ungenügend berücksichtigt.

Örtliche Windeinwirkungen können bei Fassaden zu Druck- und Sogwirkungen führen, die ein Vielfaches des Grundwertes des dynamischen Druckes erreichen können.

Eine Studie anhand von Windkanalversuchen, verbunden mit Messungen an reellen Bauten, könnte zum Gegenstand eine systematische Analyse der örtlichen Drücke in den am meisten belasteten Teilen der Fassaden des Bauwerkes unter Berücksichtigung der Form dieser letzteren haben. Günstige Formen

sowohl für den Gesamtbau, als auch für die Ausbildung der Kanten, könnten so empfohlen werden.

Einfluß der Erdbeben

Wenn trotz aller auf diesem Gebiet unternommenen Forschungen Bauwerke, die den Erdbeben standhalten sollten, immer noch nach weitgehend willkürlichen Kriterien ausgeführt werden, so liegt der Hauptgrund ohne Zweifel am Fehlen von Angaben über die bis heute verzeichneten Erdbeben. Mit wenigen Ausnahmen liegen keine Meßangaben vor, die erlauben, die bei den verschiedenen Erdbeben festgestellten Schäden gültig auszulegen. Jedoch allein eine direkte Gegenüberstellung bekannter Belastungen und ihrer Auswirkungen könnte schlußkräftig sein.

Der zufällige Charakter der tellurischen Ereignisse erlaubt keine systematische Beobachtung, da diese davon abhängen würde, daß am Ort des nächsten Erdbebens zufälligerweise Registrierapparate aufgestellt sind.

Einrichtungen mit einer geeigneten Instrumentierung zur Registrierung von Erdbebenstößen und gleichzeitig des dynamischen Widerhalls der Bauwerke wurden kürzlich in einigen Bauwerken in Los Angeles, San Francisco, Mexico City und Tokio aufgestellt. Trotz der relativ hohen Kosten – gemessen an der Wahrscheinlichkeit, am gewählten Ort ein Erdbeben zu verzeichnen – scheint es denkbar, durch internationale Vereinbarungen ein wirkliches Beobachtungsnetz zu schaffen, indem man eine größere Anzahl von Stahlskelettbauten in besonders gefährdeten Gegenden mit solchen Einrichtungen ausrüstet. Die Aussicht, in einem vernünftigen Zeitraum die noch fehlenden Auskünfte über den dynamischen Widerhall der reellen Gebäude bei einem Erdbeben zu erhalten, würde bedeutend größer sein. Ein Teil der vorgesehenen Instrumentierung könnte übrigens auch für die Beobachtung der Windwirkungen an denselben Gebäuden dienen.

Ohne auf die Durchführung einer solchen bedeutenden – aber keineswegs utopischen – Aktion zu warten, könnte man schon jetzt versuchen, die vorhandenen Auskünfte in größerem Maßstabe auszuwerten. Gewisse, kürzlich verzeichnete Erdbeben waren Gegenstand aufschlußreicher Studien, trotz mangelnder Registrierung der entsprechenden Erdbebenstöße. Eine allgemeine Studie, die eine große Anzahl von Beobachtungen enthält, würde sicherlich praktische und sehr nützliche Aufschlüsse erlauben.

Eine Gesamtuntersuchung aller während oder nach den Erdbeben gemachten Feststellungen ist deshalb wünschenswert.

Vervollkommnung der Berechnungsmethoden

Die dynamischen Berechnungsmethoden der Bauwerke erfuhren im Laufe der letzten Jahre eine bemerkenswerte Entwicklung im Sinne einer genaueren

Analyse der betreffenden Vorgänge. Wegen der vereinfachten Hypothesen, die diese Methoden heranziehen müssen, ist diese Genauigkeit jedoch mit Unsicherheiten behaftet. Darüber hinaus vernachlässigen diese Methoden gewisse Parameter, deren Einfluß immerhin bedeutend ist, oder sie berücksichtigen sie in ungenügender Weise.

Die Berechnungsmethoden müssen mit Hilfe von aus Analogiesimulationen gewonnenen Erkenntnissen und unter weitgehender Ausnützung der durch Digitalrechner angebotenen Möglichkeiten entwickelt werden. Die Forschungen auf Hybrid-Rechenanlagen, welche erlauben, sich auf jedes beliebige wirklich registrierte oder fiktive «nach Maß» geschaffene Erdbeben zu beziehen sowie alle gewünschten, richtig definierten Parameter in Betracht zu ziehen, zeigen interessante Ergebnisse.

Für praktische Anwendungen müssen die Berechnungsmethoden jedoch nach wie vor in einfachen Formen ausgedrückt werden, damit sie den praktischen Anforderungen genügen können.

Natürlich muß jede so aufgebaute Art der Berechnung weitgehend den direkten Beobachtungen an reellen Gebäuden gegenübergestellt werden, weil diese letzten Endes eine unbestreitbare Informationsquelle darstellen.

Ausnützung der Widerstandsreserven im nichtlinearen Bereich

Trotz der Bedeutung der Energieaufnahme, die sich unterhalb der Widerstandsgrenze der Stahlskelette im nichtlinearen Bereich vollzieht, ist das Verhalten der Stockwerkrahmen unter zyklischen Belastungen im nichtlinearen Bereich bisher nicht durch Versuche untersucht worden. Solche Studien sollten unter anderem unternommen werden, um die Höhe der Energieaufnahme in Abhängigkeit von der Höhe der Beanspruchungen zu überprüfen, die Auswirkungen aufeinanderfolgender plastischer Verformungen bei Lastwechseln zu ermitteln und die eventuellen Verfestigungsvorgänge, die einen Einfluß auf den Widerstand haben können, festzustellen.

Die Ergebnisse dieser Forschungen sollten eine Grundlage für die Berücksichtigung dieser bedeutenden Sicherheitsreserve in den Vorschriften der seismischen Berechnung der Bauwerke liefern.

Übrigens enthalten diese Vorschriften – selbst nach dem heutigen Stand der Kenntnisse – in dieser Hinsicht einen schweren Fehler, denn der seismische Faktor berücksichtigt nicht in zufriedenstellender Weise die jeder Bauweise entsprechende und charakteristische Fähigkeit der Energieaufnahme. Die Vorschriften müssen – nach G. V. Berg – jedoch die Fähigkeit der Energieaufnahme «belohnen» und das Fehlen dieser Eigenschaft «bestrafen».

Eine experimentelle Forschung könnte in Versuchsanstalten an mit verschiedenen Arten von Füllungen und Verkleidungen versehenen Stahlrahmen

unternommen werden, um deren Einfluß auf das Verhalten gegenüber dynamischen Belastungen festzustellen.

Verbindungen

Obgleich es anerkannt und durch Versuche bewiesen ist, daß im Stahlbau jede gut erdachte, normal gestaltete und ausgeführte Verbindung fähig ist, dynamische Belastungen im Verhältnis zum Widerstand des Skeletts ohne Schaden zu ertragen, scheint es zweckmäßig, eingehendere systematische Studien vorzunehmen, um für jeden Verbindungstyp die charakteristischen Widerstandsgrenzen zu erforschen, eine Klassifizierung aufzustellen und sogar neue, den Anforderungen besser entsprechende Typen zu entwickeln.

Diese Studien sollten alle gebräuchlichen Verbindungsmittel und -verfahren berücksichtigen. Dünnwandige Teile von mäßigen Ausmaßen und dickwandige Teile von großen Ausmaßen sollten getrennt betrachtet werden.

Eine besondere Forschung sollte dem spezifischen Verhalten der hochfesten Schraubenverbindungen gewidmet werden, ein Verfahren, das sich in voller Entwicklung befindet und dessen gutes Verhalten gegen Lockerwerden für andere Belastungsfälle bereits erwiesen ist.

Eigenschaften des Werkstoffes und der Bauglieder

Die verlangten Haupteigenschaften des Metalls für diesen Typ von Belastungen – Dehnbarkeit, Widerstand gegenüber Wechselbelastungen bei kleiner Anzahl von Lastspielen und für gewisse Elemente Dauerfestigkeit – sind an normalen Baustählen schon viel untersucht worden.

Die Verwendung neuer Stahlsorten mit höheren mechanischen Eigenschaften, die bei Stahlskelettbauten begonnen hat, führt dazu, daß Forschungen unternommen werden, um festzustellen, in welchem Maße diese Eigenschaften in den neuen Stahlsorten anzutreffen sind.

Die Stabilitätsfälle, die im elasto-plastischen Bereich unter der Einwirkung von Schwell- oder Wechsellasten entstehen können, waren schon Gegenstand von Studien. Diese scheinen jedoch das Thema im Hinblick auf das Verhalten der Skelette nicht erschöpft zu haben. Dies betrifft insbesondere den Einfluß der Höhe der statischen Beanspruchung der Stützen durch senkrechte Lasten auf den Widerstand dieser letzteren gegenüber den transversalen dynamischen Wirkungen.

Schlußfolgerung

Die komplexen Probleme im Zusammenhang mit den dynamischen Belastungen und ihren Einwirkungen auf die Stahlskeletthochbauten wurden erst

in neuerer Zeit gestellt. Die modernen Mittel der Forschung haben jedoch den Forschern erlaubt, bereits zu einer vertieften Kenntnis der damit verbundenen Vorgänge zu gelangen.

Dieses umfangreiche Gebiet benötigt aber noch bedeutende zusätzliche Informationen, insbesondere über die Grundlagen der Wirkungen des Windes und der Erdbeben sowie über das wirkliche Verhalten der reellen Bauwerke mit all ihren unterschiedlichen konstruktiven und technologischen Eigenheiten, die schwer durch eine einfache Formulierung zu erfassen sind.

Die allgemeine Orientierung der künftigen Forschung muß auf eine bessere Annäherung an die Wirklichkeit zielen zum Nutzen der Sicherheit, der Wirtschaftlichkeit und des Fortschritts im Bauwesen.

IIIc

Dynamic Effects of Wind and Earthquake

D. SFINTESCO

Directeur des Recherches du CTICM, Puteaux (France)

Introduction

The development of the construction of taller buildings, the tendency towards more slender forms, the constant evolution of construction materials and methods, and finally the increasing demand for economical and rational construction have resulted in a remarkable effort of theoretical and experimental research with the following aims:

a better description of the limiting forces to which a structure may be subject and a better definition of the behavior of the structure reflecting the true situation as closely as possible and considering precisely the circumstances which used to be relegated to the “margin of safety” or, we should say, covered by the “ignorance factor”;

to develop constructive forms, methods of calculation and construction techniques capable of improving the functional qualities and the utility of the structure;

to obtain a proper equilibrium between the requirements of safety and economy using modern concepts based on probability in terms of a scientific evaluation of the risks.

Whereas the empirical methods used to determine the static loading have been progressively, and now almost totally, abandoned in favor of scientifically based studies, the dynamic loading of structures, especially wind and seismic forces, have not been evaluated until recently by more than rough and ready methods using more or less arbitrary figures or coefficients introduced into the usual static analysis.

Certain aspects of the problem of dynamic loads due to these two categories of phenomena and their effects on structures in general and tall steel frames in particular, have, nevertheless, been the subject of some important theoretical and experimental research. Others have not yet been sufficiently studied.

The purpose of the present introductory report is to indicate the essential points of the level of knowledge attained so far by these studies and subsequently to outline the problems which need to be solved or require more profound study, and to suggest, therefore, a desirable course for the efforts of this congress and for research in this domain.

Loading

Wind

Although Galileo and Newton recognised the action of wind its consideration for the design of structures did not take a practical and concrete form until the end of the last century. The effects of these actions made themselves evident with the advent of tall, light-weight and slender structures. The importance of the problem of wind action has therefore coincided with the development of steel framed structures.

It was also at this time that two pioneers of steel construction, B. Baker in Great Britain and G. Eiffel in France, inspired by their intuition and by their understanding of the behavior of structures, set forth two aspects of the problem which are essential to the structural analysis. The first proved, by means of a very simple and direct experiment, that the total effect considered over large surfaces is weaker than the forces measured locally. The second, established by direct measurements on the "300 meter tower" that the maximum displacements of the structure as a whole corresponded to the mean wind intensity and not to the gusts of higher force.

Since then theoretical studies, wind tunnel tests and direct observations have allowed us to gather more precise information concerning the different factors to be considered in structural calculations, such as the variation of wind velocity with height, terrain roughness, distribution of gusts, the difference between instantaneous velocities and mean velocities during a given period, the relationship between rapid and slow variations of velocity, the intensity and distribution of internal and external positive and negative pressures as a function of the angle of incidence, and the possible effects of openings, masking effects, etc...

None the less, as the first international congress on this subject in 1963 made evident, the knowledge of the action of this complex phenomenon is still incomplete and furthermore, obscured by incomplete observations, which were in turn made with not altogether satisfactory instruments placed sometimes in an inadequate fashion. For the analysis of structures it is important to realize the

uncertainty which affects the prediction of wind velocities, especially in relation to the site, usually different from that of the weather station of reference, as well as the environmental influence and other local factors. Under these conditions an exaggerated precision in the calculations is misleading and senseless.

It is necessary on the other hand to realize within what limits a given wind is capable of exciting dynamic stresses in the principal members of a multi-story steel framed building.

Schematically the normal wind spectrum consists of relatively slow-varying forces, upon which are superposed rapid and generally irregularly varying fluctuations, having, especially near the ground, an uncertain and highly unstable distribution. The result is that the action of the wind has a double effect.

For large buildings the first effect concerns the action as a whole which creates repeated stresses in the supporting elements of the framework which cannot become alternating stresses except to the extent that the whole structure enters into oscillation. The moderate rhythm of the variations of wind force which enter into consideration, and the inertia of the structure as a whole provide, nevertheless, time for the structure to adapt itself as though for quasi-static loads.

The second effect, which is distinctly dynamic but localized and continuously variable, influences mostly the elements which are directly or indirectly loaded and for which this effect constitutes the principal force. Nevertheless, even for these elements, the irregularity in magnitude and direction of this action may limit the dynamic consequences and especially the risks of resonance.

It appears nevertheless that these two fundamental effects recognized by Baker and Eiffel have been ignored for a very long time by the building codes. Actually the reduction of pressures for very large surfaces does not yet appear explicitly except in the most advanced codes. As for the effect noted by Eiffel, it seems to have been completely neglected until recent times, where it is expressed again more precisely in the tentative attempts at dynamic studies of structures.

One must recognize, however, that the limit within which the dynamic effect due to wind may effect the behavior of an entire multi-storied structure has not as yet been determined beyond a doubt and without reference to arbitrary hypotheses. It will only be possible to succeed by reference to experiments on real structures.

Earthquakes

The problem of realizing structures resistant to earthquakes in regions subject to this calamity is as ancient as the memory of man and lead to the empirical development of forms and methods of construction.

Nevertheless, despite the violent, brutal and often catastrophic character of earthquakes the observations of these unpredictable and irreproducible pheno-

mena are, in most cases, insufficient to permit after the consequences a complete a posteriori analysis in terms of the precise responsible movements. It has therefore been necessary to rely on theoretical studies, necessarily based on simplifying assumptions and analogous simulations to determine the behavior of structures and define the methods of calculation.

The movement of an earthquake consists of displacements, velocities and accelerations of irregular direction, magnitude, duration and sequence. The movement thus created takes place along a complicated spatial trajectory which can be decomposed along cartesian coordinates. It is customary to neglect the vertical component which is considered weaker than the vertical forces which a structure normally has to resist. This simplification is generally justified, but it is not evident that is so in every case.

The intensity of the earthquake to be considered in the calculation of structures is established according to the greatest earthquake recorded in that geographic region, which is justified by the catastrophic character of this phenomenon. This intensity is nevertheless defined, lacking more scientific means, with the aid of scales based on subjective observations and the extent of damage, the latter often constitutes the sole precise indication available concerning the earthquake.

Under these conditions the greatest care must be taken in the examination of the data used and in the hypotheses assumed for the application of the theoretical method of calculation in order to avoid any distortion of the results.

G. W. Housner has, however, favoured a method whose principle was suggested by M. A. Biot, which consists of determining the action of the seismic shocks with reference to the records of seismographs.

From the point of view of the manner of loading buildings seismic shocks present several fundamental differences when compared to wind action. They are distinctly and integrally of a dynamic character. In addition, being introduced at the base of the structure, they invariably affect the base in its entirety. They do not act as external forces applied on the structure but as internal inertia forces in relation to the movement of the ground. These forces exercise, therefore, an action as a whole, even if the consequences are localized in this part or that element of the building.

It follows that if the inertia of the masses are opposed to the dynamic action of the wind and considerably reduce the extent of its effect, this same inertia, being a determining factor in dynamic effects, intervenes in the opposite sense in the case of earthquakes. That is why it is recommended to avoid all unnecessary dead weight in buildings situated in seismic zones.

This also explains why, for the most part, the move toward more and more slender structures does not reduce the resistance of steel frames to seismic shocks, but raises new problems concerning their behavior relative to the wind.

Structural Response

The concept of response spectrum

The dynamic response of a structure is a direct function of the static and dynamic characteristics of the building as well as of the configuration of the excitation and of the properties of the transmitting medium.

The first studies of the dynamic effects of earthquakes considered harmonic vibrations of constant amplitude. This simplified analysis proposed by K. S. Zavriv and A. G. Nazarov led only to the avoidance of resonant effects by reference to the resonant frequency of the structure.

Hypotheses which reflect reality more closely were made possible by the introduction of the concept of a response spectrum set forth by M. A. Biot and considerably developed since then, especially by G. W. Housner, in order to take into account the irregularity of the movements which compose earthquakes.

The response spectrum represents the variation of relative displacements, relative velocities or absolute accelerations of the system as a function of the period of its natural frequency and the imposed excitation. It is defined for the most simplified system of one degree of freedom but its application extends to systems with several degrees of freedom by the introduction of integrals of the displacements, velocities and accelerations, inertia forces and shear forces for the different modes of vibration or more simply by the use of factors of equivalence representing the relation of the reduced mass to the real mass. An equivalent spectrum is thus obtained for the structure under consideration.

This spectrum may be established for all forms of excitation, periodic or nonperiodic, whether experimentally using dynamic models or analytically using direct integration or finally by electrical analogue. It represents an aid of primary importance for the dynamic study of structures because it gives the values of the displacements, velocities and accelerations directly, no matter what the rhythm and the configuration of the perturbing oscillation are. It offers, therefore the most simple means to determine directly the necessary resistance and flexibility.

Effects of the mass distribution

The response to seismic shocks being proportional to the inertia of the mass, the importance of the distribution of this mass is evident. For a symmetric building only the vertical distribution enters into the determination of the seismic factor which is the basis of the calculations. It is desirable to have a continuous distribution placing the larger masses (i. e. swimming pools, reservoirs, heavy installations etc.) toward the base of the building as much as possible in order to avoid a concentration of mass at a high level. In any case it is advantageous to place the center of gravity of the building as low as possible.

In asymmetric buildings the excentric inertia of the masses may engender relatively important torsional effects as the result of earthquakes or wind action. Such effects are always to be feared when the center of gravity and the center of torsion of the structure do not coincide. In this case it is absolutely necessary to take this into account in the calculations and in the structural arrangements of the design.

Damping of dynamic effects

The damping of the dynamic effects by absorption of energy constitutes a cardinal element in the behavior of real structures. Indeed no matter what the source of the energy introduced into the structure may be, dynamic wind effects or seismic shocks, this energy must be completely absorbed at the peril of causing excessive permanent deformations or even more severe damage.

Nevertheless in every real system the energy originating from any dynamic loading, a seismic shock for instance, is transformed partially and temporarily into kinetic energy of movement of the mass and elastic energy of deformation of the structural elements, but finally it must all be dissipated by internal friction or, depending on the case, by plastic deformation to the extent that the energy is not returned to the ground by interaction with the building.

In fact it has been proved that all dynamic loading of considerable severity will probably result in creating moments and elastic displacements well above the value normally tolerated, if the nonelastic deformations did not intervene.

The important role of energy absorption by ductility in the dynamic response of frames, no matter what their height or slenderness is, has been revealed recently by studies analysing the nonlinear behavior of systems with one or more degrees of freedom, in particular the studies of G. W. Housner and G. V. Berg.

These studies reveal particularly the fundamental role played by the dissipation of energy in the behavior of buildings subject to dynamic loads. The major difficulty rests in the necessity of knowing exactly the real characteristics of the structure.

In fact, if the input of energy is given, it ought to be recognizable at any instant distributed among the movement of the mass, the internal friction, the work of the elastic deformation and the work in the permanent deformation.

It appears that if the capacity for dissipation of energy of the system is limited, excessive forces may easily be produced requiring an uneconomical reinforcement. One has, therefore, the greatest interest in conceiving structures in such a way that they may absorb a large amount of energy, not only by normal damping, but also by plastic deformations without ruining the building; however in the case of particularly violent forces we may accept certain plastic movements that are not catastrophic but produce damage of limited consequences.

This permits an explication of the good resistance often observed of apparently weak structures having a large capacity for absorbing energy.

The nonlinear analysis which by its very nature is particularly apt to give indications as to the judicious distribution of stiffnesses, has made it apparent that in the normal types of frames the nonlinear deformations are most likely to be produced in the beams. Naturally a reinforcement of the beams will displace this phenomenon to the columns.

It is evident that in the whole process of dampening there is no discrimination such as is suggested arbitrarily by the method of calculation currently used which ignores non-structural elements. All the elements constituting the building, whether they are designated as load-carrying or not, participate in the dampening.

The effects of stiffness, proportion and form of the building

The dynamic behavior of a building with respect to the loads to which it is subject depends primarily on its stiffness and its proportions.

Schematically the limiting case may be considered as an absolutely rigid building fixed in the ground. In this case the forces due to seismic shocks or wind loads would result in a simple decomposition of forces without any attenuation. If on the other hand, the building has a certain capacity to deform, a corresponding amount of energy will be absorbed. This energy may subsequently be released, which is to say one will observe a more or less important phase shift in the loading, which in general has the effect of diminishing the maximum value of the effective forces. Finally, in the case of a slender, flexible building subject to several consecutive cycles of loads, the forces may be amplified considerably.

The height enters both directly and indirectly in the load calculations, but its influence is distinctly overshadowed by that of the slenderness when determining the dynamic response. Only the so-called "whip-cracking" action of the upper stories seems to be aggravated by the height of the building.

The construction of increasingly slender and flexible buildings poses new problems nevertheless, both as to their behavior in earthquakes as well as in wind. Such structures, having a long natural period of vibration, are relatively insensitive to rapid oscillation but may be subject to movements of large amplitude under the influence of heavy wind forces. Moreover a sudden stop of the wind may have the same effect as a result of the energy which may be released.

Important discontinuities in the general form of the structure should be carefully avoided in earthquake zones, because they will influence the dynamic response of the building and may be the source of serious problems at that elevation.

Buildings of asymmetric or complex form such as L , U , T or in the shape of a cross or any other similar form present in general a good wind stability due

to the important mutual stiffening effect offered by the different parts of the building. As far as earthquakes are concerned, however, such buildings composed of two or more bodies of different stiffness placed in juxtaposition may pose some serious problems due to the inertia action of the masses. Moreover behavior during seismic movement is very difficult to analyze.

If it is impossible to avoid such forms, for instance when they are imposed by functional necessities or by the wish of the owner, it is up to the engineer to determine in each case the nature and magnitude of the forces created in the planes of contact between the constituent blocks of the building as a function of the individual response of each section to the predicted dynamic loads and to design the connections accordingly. Naturally the best solution is to build the structures with sufficient separation to allow each to vibrate independently. If this is not permissible one must create connections which will oblige the parts to vibrate as a whole.

The influence of the framing system and the type of floors

Of the information acquired from real buildings which have been subject to earthquakes most is concerned with classic frames with rigid joints but some were stabilized laterally by diagonal bracing. The advantage of the first type over the second seems obvious, although there have been no special studies on this point. On the other hand there is no question as to the ability of either system to resist wind loads.

The new conception of "box-type" steel frames for very tall buildings which is the basis for several interesting structures built recently or being built is without a doubt the most rational and efficient design for this type of building for resistance to the dynamic action of the wind. It probably is for earthquakes too. Naturally we have not yet any practical experience with this new type of building, to which, by the way, a special subject of this congress is to be devoted.

The construction of the floors enters into the general stability of the structure by the more or less effective diaphragm effect which they exercise in relation to their natural stiffness, but they have little influence on the lateral stiffness intrinsic in the frame, which depends principally on the columns and their joints.

The presence of solid floors produces, nevertheless, a considerable damping effect on the oscillations by slowing down the accelerations and increasing the period of vibration. Their use has a favorable effect on the behavior of the building as regards the action of the wind. On the other hand the inertial forces produced at each floor level by an earthquake are the least desirable effects sought in an earthquake zone. It would therefore seem that in seismic zone one should give preference to light-weight steel floors, on the condition that a good liaison is assured between all the elements of the frame in such a way that the entire structure reacts as a single body.

The influence of non-structural elements

Neglecting the presence of so called "non-structural" elements, such as walls and partitions, when calculating the resistance of steel framed multi-story buildings is one of the aspects which can be most strongly criticized. It may seem surprising to want to take them into account these days when light weight elements, weakly attached to the frame and sometimes even removable, are used whereas they were neglected in the times when, by their very composition, they must have played a much more important role in the rigidity of the buildings. This tendency is justified by the efforts to utilize every possible source of resistance of a building and also by the results of recent knowledge obtained from real buildings.

An example is the measurements made by J. W. Bouwkamp on a steel framed building during different stages of construction. The results revealed that even such weak elements as the window panes could have a measurable influence on the response of the building to lateral loadings in that it modified the natural frequency. This confirms the opinion of S. Mackey and the author who believe that, for modern steel framed structures, the glazing represents a first line of defence against the dynamic action of the wind.

In any case it is important to bear in mind that any real structure which undergoes dynamic loading will behave much differently than any linear oscillator or even any more or less simplified system which is substituted for the sake of calculation.

Practically speaking, the phenomenology of the behavior of the building as a whole indicates that even in the case of a severe earthquake the non-structural elements play a predominant role in the damping of vibrations impressed on the building by absorbing an important part of the energy introduced during the first phase of the response, that is to say when the amplitudes are relatively weak. During a second phase, corresponding to larger amplitudes, these elements are damaged more or less but continue to exert a considerable action in limiting the movements and dissipating energy. It is only after a large amplitude of movement has been reached that this action ceases for all practical purposes and the reserves of plasticity of the frame come fully into play, thus constituting a second line of defence as H. J. Degenkolb remarks.

The case of hybrid structures

The resistance to sway for steel frames is sometimes realized by the use of diaphragms or massive prefabricated panels.

The study of these systems under dynamic loading has not yet been undertaken in an entirely satisfactory manner, especially as to the consequences of the difference in response between these diaphragms and the unbraced parts of

the structure and as to the attachment between the solid elements and the steel frame. The possibilities which this type of structure affords would seem to justify a particular research effort, nevertheless, aiming particularly at the very limited capacity for deformation of the stiffening diaphragms.

It has been established, actually, that at every level the distribution of horizontal loads into the vertical elements of a structure is proportional to the stiffness of these elements. A rigid element made of material of lower specific resistance than the other elements may actually represent a weak point because it will be loaded in proportion to its stiffness, whereas its resistance may be lacking. This has been proved by failures observed during several earthquakes.

In certain countries it is common to assure the lateral stability against wind load by means of a central core of reinforced concrete, the steel frame serving only to support the vertical loads. The purpose of the present report is not to examine the economic or fireproofing advantages of such solutions, however it may be noted that a more precise determination of the effects of the wind, allowing a more rational design of the steel structure, would limit the number of cases in which one is lead to envisage such a hybrid solution.

As to this type of building situated in seismic zones, the considerable difference between the response of the rigid part and the metallic part of the building under dynamic loads may provoke very large forces in the planes of contact between the two parts of the system, and therefore produce damage in the connections between the steel structure and the concrete core.

The technical literature does not, to our knowledge, reveal sufficient practical experience concerning the behavior of this type of buildings during earthquakes, and in addition the rigorous theoretical analysis of their behavior proves to be very difficult.

Behavior of Materials and Structural Elements

The essential properties of steel

The essential properties required of materials to ensure their good behavior in frames subject to dynamic loads, whether wind or earthquake, may be enumerated as follows:

elasticity and ductility, qualities necessary to permit an elastic flexibility and an elasto-plastic adaption sufficient to assure a reasonable rate of energy absorption;

good resistance to alternating loads, which implies stresses of the same order of magnitude in both senses and consequently almost the same resistance in tension and compression;

good resistance to fatigue for a low number of cycles.

These properties being admirably united in structural steel it has proved

itself particularly adapted for the realization of frames which are to suffer the dynamic action of wind and earthquake.

Nevertheless most of the studies of fatigue performed on steels of all types have been concentrated on the actions under a great number of cycles. The more recent but less numerous research on the effect of a few cycles may not be considered exhaustive, especially in the domain of elasto-plasticity. However it is just in this region that one of the fundamental problems for the calculation of seismic effects on steel frames is found.

On the other hand, despite the repetitive and reversible character of the wind action, it does not seem, lacking evidence to the contrary, that fatigue should enter into the calculations of supporting elements of the usual type of multi-story frame buildings, particularly in view of the low values of stresses in question.

Such a criterion should be considered in any case for those elements subject essentially to fluctuations of the wind and principally designed to resist these loads, for example secondary façade elements or certain struts for wind bracing.

Behavior of beams and columns

We have already spoken of the predominant role played by the beams in the non-linear behavior of the normal types of steel frames. The analysis of this behavior takes on therefore primary importance.

Such a problem may not be properly solved without experimental evidence but, nevertheless there has been but little research on this subject. The most revealing and the best adapted to this purpose is no doubt the research done by E. P. Popov, which indicates that the threshold resistance of such an element is determined by the local buckling of the flanges under the effect of a number of cycles which depends on the maximum stress reached each time. It seems, actually, that under this type of loading the protection against buckling of the flanges is even more important than the fatigue resistance of the material itself, this buckling being favored as soon as a previous cycle has been able to produce a slight deformation.

This phenomenon of the accumulation of deformations is liable to constitute a limit to the degree of energy absorption, which one wishes to keep as high as economy permits.

In a system of multi-storied frames with rigid joints, the lateral displacement of the frame under the action of lateral loads is a function of the stiffness of the columns and their connections. Furthermore, this lateral displacement being a determining factor for the response of the building to dynamic loading, its importance is evident. Being elements subject to both bending and compression, their behavior is similar to that of the beams, but their capacity for the absorption of vibrational energy depends largely on the applied axial load.

The behavior of connections

A frame being constituted of elements connected together, it is important that the behavior of connections is well understood, as these represent points of discontinuity in the beams and columns of constant cross section. Their behavior under dynamic forces require particular attention. Such a study proves, however, to be impossible on the theoretical level in view of both the complexity of forms which make it difficult rigorously to determine the stress distributions and also the many different means of assembly such as welds, bolts and rivets, each with its individual characteristics and the secondary stresses which they may create.

Here again the experiments of E.P. Popov on different types of welded and bolted connections subject to alternate loads giving elongations up to $1\frac{1}{2}$ to 2% offer particularly clear and significant results which may serve as a basis for the study of the behavior of real structures. Naturally they also permit a closer approach to reality by introducing their results in the simplified systems which one takes as a basis for theoretical studies.

In fact these experiments indicate a very favorable behavior for all the connections tried, as reflected by the remarkable stable hysteresis curve, which shows that the energy absorption is practically constant for each successive cycle.

These studies need to be completed and utilized, but in the meantime it is possible to draw the general conclusion that for steel framed structures subject to dynamic loads it is sufficient to design neat, correctly fabricated connections of the normal types whether welded or bolted, and above all not to resort to special complicated devices which may not only be useless but possibly even unfavourable. In fact the observations made after several earthquakes have shown that wherever there were failures in the connections it was due to defects in the design or fabrication. It is desirable for example to avoid the devices which produce a sudden change in the stress distribution in the cross section, or an undue stress concentration which may reduce the resistance of the joint to alternating forces in the elasto-plastic range.

In any case safety considerations require that joints should be designed and fabricated in such a manner that they do not fail before the elements which they connect.

Behavior of Entire Frames and Buildings

Effects of the wind

Exhaustive wind tunnel tests on models have permitted an enormous increase in our knowledge of the pressure distribution on the surface of buildings as well as of certain localized actions as a function of a specific wind

velocity, and have allowed the verification of the application of aerodynamic laws in this particular domain. In modern wind tunnels it is even possible to reproduce certain environmental conditions of a particular building under study in order to obtain the most faithful reflection possible of the real conditions of turbulence.

Measurements made on real buildings have, however, revealed important differences in the magnitude and distribution of pressures as compared with those obtained from models, which proves the necessity of complementing the research made in wind tunnels. Such measures, insufficiently realized in the past, are actually being taken, in particular by C. W. Newberry.

Nevertheless this research concerns only the first part of the problem. The second, the effective behavior of the structure, cannot be accomplished with models, which cannot faithfully reproduce the reaction characteristics of real buildings. Only measurements on a building itself may reliably answer the many questions concerning it. Nevertheless, with the exception of early studies, this domain remains unexplored to this day.

A remarkable study was undertaken in Canada by R. Crawford and H. S. Ward on an 18 story steel framed building using electromagnetic seismometers recording vibrations due to wind action on magnetic tapes. Even though it was only an attempt to verify the results concerning the natural frequencies obtained from mathematical models, and despite the presence of a central core of steel and concrete slab construction, which detracts part of the significance of the results for the point which concerns us, the research did not fail to allow us to make certain interesting observations.

It was therefore made apparent that strong winds have a tendency to provoke vibrations following the first mode, whereas light winds tend more to excite the higher modes. The author feels that this corresponds well with our knowledge of the wind spectrum.

Earthquake Effects

The rigorous determination of the exact dynamic behavior of a real structure is practically impossible. In fact the behavior is controlled by the natural frequencies determined by the various modes of vibration of the structure, and in addition it is affected by the damping due to the technological characteristics of the structure.

The calculation of the natural frequencies of a system of n degrees of freedom, implying the determination of the amplitudes of all the modes of vibration, is out of the question for practical cases. Even for the simplest system, a beam on two supports, the degrees of freedom are infinite.

It is nevertheless possible to refer to very simplified "equivalent" systems, without departing too much from reality. Such a simplification would be to consider the masses of the system concentrated at certain points and to apply

the appropriately modified loads at these points. Naturally, the choice of the simplified system requires a very thorough knowledge of the real behavior of the frame in order to assure a sufficiently faithful replica.

Some approximate methods giving the fundamental frequency corresponding to the first mode of vibration with reasonable accuracy have been developed by Dunkerley and by Rayleigh. The latter method, based on the principle of the conservation of energy, is best applied using the simplifications suggested by J. A. Blume and by M. Ifrim. It should be noted that Dunkerley's method always gives lower values and Rayleigh's method higher values than the exact ones so that one may bracket the true values by applying both methods. Using a matrix of displacements, S. A. Bernstein has established a "spectral function" permitting the determination of two values bracketing the desired frequency. Finally the iterative convergent method of Vianello-Stodola, which has become classic, allows the determination of the deformation of the system by successive approximations, departing from an arbitrarily chosen deformation thus leading to any desired accuracy.

However, one must realize that the exactitude of the calculations of natural frequency is in fact illusive because it depends on the mathematical methods used. Also several more realistic research workers have been led to propose simple empirical formulas based on the results of experiments or on theoretical considerations to express the natural frequency of structures.

The formulas proposed by T. Taniguchi, by the U.S. Coast and Geodetic Survey and by E. Rosenblueth respectively give the value of the natural frequency corresponding to the first mode of vibration as a function of the number of stories. Those of I. L. Korchinski, of F. P. Ulrich and D. S. Carder and of M. Takeuchi refer to the height of the buildings, whereas the formula of the Joint Committee ASCE-SEA, widely known under the name of "San Francisco formula", refers to the proportion of the same building height to the square root of the building width measured in the sense of the vibrations under consideration.

By applying the general theory of vibrations and the principle of d'Alembert and introducing some simplifying hypotheses, mass concentrated at each floor and infinitely rigid beams, M. G. Salvadori has established a formula giving the natural frequencies for all the modes of vibration of a multi-story building. A similar formula has been proposed by R. G. Merritt and G. W. Housner.

Based on the notion of a seismic shock spectrum and the natural frequency of a building, some very important research work has been undertaken, especially with the use of analogue simulators, in order to clarify the different aspects of the dynamic behavior of structures.

Diverse methods have been developed using various hypotheses concerning the type of simplified model of the frame and concerning the conditions of behavior in the non-linear zone. Among these one of the most general is that recommended by N. M. Newmark.

Besides the experimental studies mentioned on isolated elements and their joints, some tests have been undertaken, in Japan and the U.S. in particular, on real buildings subjected to excitation by pulsators installed at various levels. The information thus furnished concerns above all the determination of the natural frequency of real buildings. They are already numerous enough to have a certain statistical value.

Some tests, very much limited in number and scope, have even been made using explosions to create shocks in the soil.

This research, as useful as it may be, cannot replace observations (still missing) of buildings during a real earthquake.

Lessons Learned From Practical Experience

Wind

For long centuries practical experience has constituted the only source of information for the conception and the dimensioning of structures. In order to reconcile daring and safety one had to aim like artillery, first on this side and then on the other side of the limit of resistance.

Even today experience constitutes a valid source of information as a last resort, to confirm or destroy the hypotheses of the calculations and the value of the structures. The most instructive cases are those involving failures, that is to say accidents.

The information which one can gather in this way on the stability of buildings as a whole is nevertheless scarce enough, since there is no case of a collapse or important failure due to the wind in this type of structure. This proves that the present calculations are on the safe side. But by how much?

The scientific means available today should make it unnecessary to aim above the limit of resistance and permit us to reduce the margin of safety if research should show that it is excessive.

Earthquakes

Despite the numerous investigations undertaken on a theoretical level which have allowed us to explore the principal aspects of the problem, the safety of structures against earthquakes is still essentially based on empirical considerations. This is due not only to an insufficient knowledge of the forces and the complexity of the response of buildings, but also and above all because of the impossibility of establishing a precise relationship of cause and effect between the two for most known earthquakes for lack of necessary information.

The inquiries made after earthquakes have nevertheless permitted us to draw the conclusion that the safety of structures does not rest on conventional calculations alone, but also on their design and construction.

For example an essential condition to assure good earthquake resistance of a building consists of securely tying together all the constituent elements. This observation recurs constantly in all the cases examined where often one encounters buildings which do not conform to the conditions of the calculation but have nevertheless resisted well. The author, incidentally, has been able to verify this personally during the catastrophic earthquake in Bucarest which he witnessed in 1940 and whose consequences he had to analyse, since no building with a steel frame suffered serious damage although the calculation of the frames were not made for such forces.

The consequences of several recently recorded earthquakes and the behavior of the buildings have been related to their type of construction and the materials used and, even more, the construction methods. Even though these studies can tell us nothing concerning the response of the building to a certain given force, they still offer valuable information relative to the adequate design and construction of buildings in earthquake zones.

Calculation and Design

Wind effects: a critical examination of the actual conditions used for calculation

All structural calculations necessarily include two fundamental parts which are also complementary: the determination of the forces, and with reference to these, the structural analysis. We shall briefly see how these points are treated as far as the calculation of multi-story framed structures with wind loading is concerned.

A critical examination of the basic data offered in the codes of different countries makes it appear that they have a more or less arbitrary character and therefore lack a precise probabilistic significance which is indispensable for a rational design. In fact no measures capable of realizing such design in the sense of a well controlled safety factor may achieve their aim so long as we do not dispose of data for wind action based on satisfactory observations and defined by precise criteria of probability and uniformly accepted at the international level.

As to the classic conditions for the calculation of frames in wind we see that they are based on a series of simplifying hypotheses: the introduction of loads in the form of static loads, action on an idealized frame with purely elastic behavior, a building without inertia, nonstructural elements included for the loads and neglected for their resistance, etc. It is possible that one or the other

of these hypotheses is justifiable practically, but there is no incontestable proof of the cogency of such a calculation.

Nevertheless, despite the gaps in the basic data and in the fundamental methods of calculation the most recent construction codes have not failed to follow the progress recorded in the knowledge of aerodynamics and meteorology.

Thus we have seen the introduction of the notions of "normal wind" and "exceptional wind" which, if they really correspond to definite probabilities, constitute an important step ahead in the direction we have described.

The irregular wind distribution across large surfaces is expressed by a reduction factor which is a function of the dimensions of the surface acted upon.

Finally, the rapid variations of pressure which constitute a characteristic dynamic action, are expressed by a magnification factor which is introduced into the traditional calculations for the affected elements. Certain codes have recently extended the application of this factor to the calculation of the stability of entire multi-storied buildings. Nevertheless the basis of this measure does not seem to have been proved.

In any case the dynamic magnification factor should be applied only to values of pressure corresponding to the mean during a certain determined period of time.

*The effects of earthquakes:
A critical examination of the basis for calculation*

In the case of multi-story buildings the determination of the permanent or live vertical loads does not present any problem. The determination of the wind loads, although still marked by certain inadequacies, should be capable of solution, provided that the required research is undertaken. For earthquakes, on the other hand, in view of their nature and the manner of their occurrence, it is difficult to imagine, at least in the present state of our knowledge, obtaining precise information which would indicate clearly the relationship of cause and effect and which would have sufficient statistical value to "stick close to reality" in the building codes.

Moreover the calculation and the achievement of structures erected in earthquake zones must always be able to provide the resistance with a sufficient margin of safety against all the catastrophic consequences of some possible earthquake.

As for the structural analysis it must be noted that they are performed with the use of a seismic factor which is supposed to take into account all the influences that are present (i. e. force of the shock, nature of the soil, interaction of the soil with the building, distribution of mass, etc.) but whose value actually rather arbitrary and should be subjected to cautious interpretation. It is certain that the general conception of the frame, the joints, and to the same degree, the nature and method of attaching the so-called non-structural elements represent

as important a factor which is not taken into consideration in the evaluation of the seismic coefficient but which exerts a far from negligible influence on the behavior of structures.

Introduction to the elements of probability

The dynamic calculation of a structure makes use of both the characteristics of the applied excitation as well as those of the structure itself in order to determine the response.

The essentially uncertain character of the parameters which define the telluric and aeolian phenomena and the complexity of the factors involving the behavior of structures subject to the actions of these phenomena indicates a perfect example of the application of the methods of probability. It is evident nevertheless that this sector is not up to date as compared to the present general orientation of structural calculations toward the methods of probability.

The explication is to be found, no doubt, in the lack of indispensable statistical data relative to the loads, on the one hand, and, on the other hand, in the difficulty of describing statistically in a sufficiently succinct manner as complicated a problem as that of the dynamic behavior of structures. Nevertheless in this case the methods of probability offer the only means of making a reasonable approach to reality. In addition the methods of statistical mathematics allow us to level off to a certain degree the blanks in the data, and offers us the means of obtaining a certain precision with a reasonable number of judiciously chosen observations.

In fact the problem which faces the engineer is that of achieving a reasonable factor of safety and at the same time considering the dictates of economics. In order to reconcile these two opposed considerations it is necessary to find a relationship between the loads defined in the stochastic sense and the behavior of the structure with reference to a fixed criterion of failure, the final aim being to obtain a margin of safety corresponding to the type of loads and the admissible risks for the structure.

Some notable contributions to the solution of this problem for loads of seismic origin have been made in particular by E. Rosenblueth, M. F. Barstein, V. V. Bolotine, N. M. Newmark and H. Tajimi. One approach to the same problem for the wind has been outlined by A. G. Davenport.

Nevertheless the question is a long way from being solved, not for lack of research, but because of the absence of statistical data capable of furnishing a valid basis for calculations.

Margins of safety

A calculation based on the consideration of probability must lead, as a function of the given conditions of the problem, to a well defined margin of

safety for each category of risk, taking into account the probability of its occurrence and the seriousness of the possible consequences.

For the buildings with which we deal we may classify the risk schematically in the following four categories:

uncomfortable sensation for persons inside a building;

minor disturbances involving limited material damage particularly in secondary and non-structural elements;

serious damage to secondary and non-structural elements and possible disturbance of the main structure, but involving practically no accidents to personnel;

serious damage to the main structure capable of causing partial or total failure of the building by static or dynamic instability, by plastic collapse or by fatigue which threatens to provoke accidents to persons.

As far as wind is concerned, the calculation must provide for all these risks for the case of velocities which are considered normal and for which the frequency of occurrence is relatively large, but a certain perceptible movement may be tolerated in an exceptionally strong wind.

As for earthquakes, which in any case are much less frequent than the wind, and which have, by definition and by their very nature, the character of a calamity it is allowable to tolerate minor material damage for a relatively weak shock for the seismic zone under consideration and more serious damage for a relatively strong earthquake, all being a function of an economic study made in the same sense as that for an insurance policy for which one must decide deliberately to accept or reject such and such a risk rather than a higher construction cost. The final result is an economic consideration based on technical data.

Finally, all risk of the loss of human life due to a collapse must always be rejected as a result of any reasonably predictable forces.

Studies Which may Contribute to the Advancement of our Knowledge

The effects of wind action

The effect of wind action as a whole on multi-story buildings are determined according to actual practice by hypotheses which have not been sufficiently established. It is indispensable to perform observations on real buildings including measurements of displacements, accelerations and stresses with simultaneous recording of the wind velocity and direction in order to determine the real correlation between their magnitudes as well as between their spectra. This research must be of statistical character and extended over a sufficient length of time and including several buildings of different characteristics in order to constitute a basis sufficient to formulate design rules and in particular to verify the application of a dynamic coefficient to the action of the whole building.

A particular attention should be devoted to the sensitivity of structures as a whole to gusts in order to determine their threshold with respect to duration and to verify the validity of the reduction factors for large surfaces.

For this it is necessary to undertake some systematic investigations, on actual buildings for example, in order to better define the relation between the durations of the gusts and the possible consequences of their action on structures. This relationship is still poorly understood and therefore not considered sufficiently in the present regulations for calculation.

The local action of the wind may create in certain zones of façades high and low pressures which may attain many times the value of the basic dynamic pressure.

A study using wind tunnel tests to corroborate the measurements on real buildings could be used as the subject of a systematic analysis of local pressures on the most exposed parts of building façades as a function of their form. The most favorable forms with reference to the whole as well as to the shape of the edges could be recommended.

The effects of earthquakes

If despite all the research undertaken on the subject, the design of earthquake resistant buildings is still made according to largely empirical criteria the principal cause is, without doubt, the lack of information on recorded earthquakes up to the present time. With some rare exceptions there have been no records which allow a valid interpretation of the damage observed during even the most recent earthquakes. Nevertheless only a direct confrontation of known loads and their effects could permit a conclusive comparison.

The unpredictable character of telluric phenomena does not permit us to envisage a very systematic observation, this being always a function of the chance of having recording apparatus at the site of the next earthquake.

Some installations including instruments capable of recording the characteristics of possible seismic shocks and the response of the structure at the same time have been placed in several buildings in Los Angeles, San Francisco, Mexico City and Tokyo. Despite the high cost of these installations with respect to the probability of recording an earthquake at the chosen place it seems possible to create by international accord a regular network of observations by thus equipping a larger number of buildings with metal frames situated in regions notoriously subject to seismic shock. The chances of obtaining the missing information on the response of real buildings to a well defined earthquake within a reasonable length of time will be considerably increased. In addition a portion of the same instrumentation could be used also for the observation of the effects of wind on the same buildings.

Without awaiting the realization of such an important but not at all utopian

action we could begin immediately to use the existing information to the maximum. Certain recent earthquakes have been the subject of very interesting descriptive studies despite the absence of the corresponding recordings of the shocks. Nevertheless a general study comprising a very large number of observations, even incomplete, would without doubt reveal some practical and useful lessons.

It would therefore be desirable to proceed on such a study of the synthesis of all the data which have been able to be collected in the world, if not during at least after the known earthquakes.

Perfecting the methods of calculation

During the course of the last years the methods of the dynamic calculation of structures have been subject to a spectacular development in the sense of precise analysis of the phenomena concerned. Nevertheless this precision is more or less clouded by uncertainty due to the simplifying hypotheses which these methods must use. Besides these methods neglect certain parameters whose influence is nevertheless considerable or else they are included in too imprecise a manner.

The perfecting of the calculation methods should have as its objective the most faithful approach possible to the behavior of the real structure under consideration, taking into account not only the type of frame as well as the distribution of mass and stiffnesses but also the intrinsic character of the frame material, the dynamic behavior of the structural elements and their joints and of course the consequences of the presence of non-structural elements on the behavior of the whole.

The calculation methods should be developed in accord with the results of research undertaken with the aid of analog computers and with ample use of the possibilities offered by digital computers. Studies on hybrid computers allowing reference to all real recorded earthquakes or any "custom-made" fictitious shocks and permitting the consideration of all desired parameters providing that they are well defined, open very interesting prospects for research.

Naturally all kinds of calculations made in this way must be compared in the largest possible way with direct observations on real buildings since they are an indisputable source of information in the last resort.

Exploitation of the reserves of resistance in the non-linear range

Despite the importance assumed by the absorption of energy for frames in the non-linear range before reaching the ultimate strength, the behavior of multi-

story frames undergoing cyclical loading in this zone has not yet been studied experimentally. Such studies must be undertaken, among others, in order to verify the evolution of the rate of energy absorption as a function of the applied loads, to determine the effect of successive plastic deformations following load reversals, and to observe the phenomena of hardening which may be produced and their influence on the strength.

The result of this research should furnish a basis for the consideration of this important reserve of safety in the rules for the calculation of structures for earthquakes.

Moreover, even considering the state of our present knowledge, these rules are seriously at fault with regard to this aspect of the problem, since the seismic factor does not satisfactorily take into account the inherent capacity and the characteristic of each type of construction. The regulations should, nevertheless, as is remarked by G. V. Berg, "reward" the capacity of energy absorption and penalize its absence.

An experimental investigation could be undertaken in the laboratory on steel bents with different types of fillings or façades in order to determine the influence of the latter on the behavior under dynamic load.

Joints

Even though it is recognized and experimentally proven that all well designed steel joints which are normally dimensioned and reasonably fabricated can resist dynamic loads of the same order of magnitude as the frame itself without damage, it seems worthwhile to proceed with further systematic studies to determine the characteristic limits of resistance of each of them and to classify them and possibly to develop new types which correspond better to the required qualities.

These studies should be directed at all the means and procedures in common use for joints and should consider distinctly the pieces of moderate dimensions and reduced thickness and those of large dimensions and greater thickness.

An individual study should be devoted to the specific behavior of joints using high strength friction grip bolts, a method in full development whose resistance against loosening has already been proved for other types of loads.

Properties of materials and of the structural elements

The primary qualities which are required of the metal for the type of loading with which we are concerned, ductility, resistance to alternating stress over a small number of cycles and for certain elements fatigue resistance, have already been widely studied for structural mild steel.

The use of new grades of steel having higher mechanical properties which are beginning to find use in the construction of the frames of tall buildings incites us to investigate to what extent these qualities are still to be found in the new steels.

The phenomena of instability which can be produced in the elasto-plastic range under the effect of repeated or alternating loads has already been the subject of studies. These do not seem to have exhausted the subject when seen from the point of view of the behavior of frames as presented in this report. One of the points to be clarified is the influence of the extent of vertical static loading of columns on their resistance to transverse dynamic effects.

Conclusion

The problems concerning dynamic loads and their effects on tall steel framed structures have been raised only recently in all their complexity. Nevertheless the modern methods of research have permitted investigators to attain a wide knowledge of the phenomena which they involve.

Still this vast domain requires more supplementary information, especially on the basic data concerning the effects of wind and earthquakes and the effective behavior of real buildings, with all their structural and technological characteristics are difficult to include in a simple formula.

The orientation of future research should be toward a closer approach to reality for the benefit of safety, economy and the progress of construction.

Leere Seite
Blank page
Page vide