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

Band: 6 (1960)

Artikel: Generalbericht

Autor: Winter, George

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-6972

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: 13.07.2025

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

7. Montage et sécurité

Le montage d'un grand immeuble élevé à ossature métallique est une réalisation aussi impressionnante que l'étude et le calcul de l'ossature. Cela n'est pas seulement dû à l'application de techniques ingénieuses et spécialisées qui, comme le dit M. Rapp dans son rapport, consistent à se soulever par ses «propres lacets de souliers», mais aussi au fait qu'à côté de ces prouesses techniques, le montage d'un tel immeuble, en plein centre d'une ville à grande circulation, demande une organisation d'ensemble remarquable. En général, il n'y a aucune place pour des entrepôts ou des échafaudages. Il faut organiser avec les ateliers de construction métallique et les autres entrepreneurs le transport du matériel, qui ne supporte aucune interruption. L'arrivée et le départ de matériaux et leur transport dans l'immeuble doivent être assurés malgré toutes les difficultés que présente un chantier de grande ville. Les problèmes que posent un tel transport de matériaux peuvent sans autre être comparés à ceux, rencontrés par les militaires, lors de grands transports de troupes.

Dans tout cela, la sécurité du travailleur n'est pas un problème en soi, mais c'est une partie intégrante du processus. Comme il resort de façon évidente du rapport de MM. Rapp et Wolf, chaque étape de travail, chaque technique, chaque méthode de travail doit être examinée du point de vue de la sécurité du travailleur et du rendement technique. L'expérience américaine semble prouver que toute mesure qui ne tient pas compte de la sécurité du travailleur a un mauvais rendement et n'est pas économique. Ainsi que le dit M. Wolf, on atteint une grande sécurité dans le travail par une longue et durable tradition de sécurité, une coopération volontaire et intense entre employé et employeur directeur, contremaître et ouvriers plutôt que par des lois détaillées dictées par l'état, dont l'application est contrôlée par des inspecteurs officiels, étrangers à l'entreprise. Mais ici encore les expériences faites dans un pays ne sont pas nécessairement applicables dans un autre où les conditions ne sont plus les mêmes.

Generalbericht

1. Gegenwärtige Tendenzen in der Berechnung von Stahlhochbauten

Der größte Teil des vorliegenden Berichtes befaßt sich mit vielstöckigen Stahlskelettbauten, wie sie für Bürogebäude, Hotels, Wohnhäuser und ähnliche Bauten üblich sind. Obwohl zahlreiche Verfeinerungen und Verbesserungen in den Entwurfsmethoden für solche Konstruktionen eingeführt wurden, ist doch auf diesem Gebiet bis dahin keine grundlegende Änderung eingetreten. Immerhin wäre heute, im Jahre 1960, ein Referat über unser Thema wohl

kaum erschöpfend behandelt ohne Erwähnung der Tatsache, daß eine grundsätzlich neue Berechnungsmethode sich zumindest für ein- und zweistöckige geschweißte, steife Rahmenkonstruktionen wie Industriebauten und Lagerhäuser usw. mehr und mehr einführt.

Natürlich spreche ich hier von Entwurf und Berechnung auf Grund des plastischen Verhaltens von Baustahl. Verschiedene Phasen dieser Methode wurden 1956 in Lissabon und insbesondere 1952 in Cambridge diskutiert. Seither wurde sowohl durch die englischen als auch die amerikanischen Entwurfsnormen für Stahlbauten die Anwendung dieser Methoden gestattet. Es war dies das Resultat von gründlichen und anhaltenden Forschungen, die während mehr als zwölf Jahren und halb unabhängig voneinander in England (hauptsächlich an der Universität Cambridge) und in den Vereinigten Staaten (hauptsächlich an der Lehigh- und der Brown-Universität) durchgeführt wurden. In den USA wurden die Forschungsresultate in einem Anhang der rechtlich anerkannten Normen des «American Institute of Steel Construction» aufgenommen. Dieser Anhang vom Dezember 1958 erlaubt den Gebrauch der plastischen Berechnungsmethoden und enthält spezifische Regeln für deren Anwendung, wobei eine Beschränkung auf Durchlaufbalken und ein- bis zweistöckige steife Rahmen vorgesehen ist. Einzelne Bauten wurden in England und Amerika schon vor dem Bestehen dieser Bestimmungen nach dem Traglastverfahren berechnet, und ihre Anzahl wächst jetzt bedeutend, obgleich beide Methoden nebeneinander bestehen. Der Vorteil der plastischen Methode bei richtiger und vernünftiger Anwendung ist eine nachweisbare Stahlersparnis, verminderter Zeitaufwand für die Berechnung sowie ein der Wirklichkeit mehr entsprechendes Verständnis für das Verhalten von kontinuierlichen Stahltragwerken unter Belastung.

Obwohl die Forschung zum Nachweis, ob das Traglastverfahren mit Sicherheit auch auf hohe, vielstöckige Gebäude angewendet werden darf noch ungenügend ist, insbesondere auf dem Gebiet der plastischen Instabilität von Rahmen, so vertiefen ihre Erkenntnisse doch schon heute unsere Begriffe über diese Tragwerke. Der interessante Beitrag von Herrn Dr. Dubas kann hierfür als Illustration dienen. Durch eine elegante elastische Berechnung bestimmt Dr. Dubas den Einfluß der Längenänderungen der Stützen auf die Biegungsmomentenverteilung in mehrstöckigen Rahmen. Er zeigt insbesondere, daß sogar bei direkter konzentrischer Belastung der Rahmenstiele allein aus den Differenzen der axialen Stützendeformationen beachtliche Momente entstehen. Dieses Resultat ist interessant und zweifellos richtig. Nun ergibt sich aber aus der Plastizitätstheorie die Annahme, daß diese aus Verträglichkeitsbedingungen der elastischen Formänderungen resultierenden Momente auf die wirkliche Tragfähigkeitsgrenze des Rahmens unter ruhender Belastung lediglich einen kleinen Einfluß haben. Tatsächlich wirken vor dem Bruch teilweise Plastifizierungen im Sinne einer Aufhebung dieser Momente, die dadurch harmlos werden. Dieser Fall ist ziemlich analog zu dem der beschränkt unterschiedlichen

Stützensenkungen. Auch er erscheint sehr ernsthaft, wenn nur Beanspruchungen im elastischen Bereich untersucht werden, während er in Wirklichkeit für die Festigkeit des Tragsystems unbedeutend ist, wie leicht gezeigt wird anhand des Traglastverfahrens und von Versuchen.

Einer der Gründe, deretwegen noch immer Vorsicht bei der Anwendung der plastischen Berechnung auf mehrstöckige Rahmen angebracht ist, wird deutlich illustriert durch die Resultate der wesentlichen, am College of Science and Engineering in Manchester, England, ausgeführten Untersuchungen über die Rahmenstabilität, wie sie im Beitrag von W. Merchant und A. H. Salem kurz zusammengefaßt werden. Sie zeigen, daß die Lasten, unter denen mehrstöckige Rahmen seitlich ausknicken (d. h. Knicken durch horizontale Bewegung, sogar wenn alle Lasten vertikal wirken), bedeutend kleiner (bis zu 50% und mehr) sind als die Eulerschen Knicklasten für gelenkig gelagerte Stützen. Diese Erscheinung nimmt zu mit wachsender Anzahl der Stockwerke. Es folgt daraus, daß für die korrekte elastische Berechnung solcher Rahmen die Längen der Stützen größer angenommen werden müssen als deren tatsächlichen Abmessungen entspricht. In bezug auf die plastische Rahmenberechnung zeigt die Arbeit anhand spezifischer Beispiele die folgenden Zusammenhänge. Für einen gewöhnlichen Portalrahmen unter hauptsächlich vertikaler Belastung ergibt die Stabilitätsgrenze eine Bruchlast, die nur 80% der nach der «gewöhnlichen Plastizitätstheorie» bestimmten beträgt. Für zweistöckige Portalrahmen kann Instabilität schon bei Lasten eintreten, die 30% kleiner sind als die plastisch und ohne Berücksichtigung der Instabilität berechneten, und zwar für den geringen Schlankheitsgrad 67 der Säulen. Die A.I.S.C.-Normen für die Berechnung nach dem Traglastverfahren enthalten Bestimmungen über solch seitliches Ausknicken, die jedoch auf große, vielstöckige Rahmentragwerke noch nicht anwendbar sind.

Diese Frage der Rahmenstabilität durch seitliches Ausknicken erhält eine immer größere Bedeutung, und zwar unabhängig davon, ob die Berechnung des Tragwerkes elastisch oder plastisch erfolgt. Wie weiter unten gezeigt wird, herrscht im modernen Stahlbau die Tendenz einer tunlichsten Verkleinerung der Eigengewichte. Entsprechend sind unsere heutigen Rahmenkonstruktionen wesentlich leichter als vor nur etwa zehn Jahren noch üblich war. Diese Tendenz erhöht natürlich auch den Einfluß der Horizontallasten wie Wind und Erdbebenwirkungen, die ihrerseits noch einmal das Problem der seitlichen Stabilität verschärfen.

Diese beiden charakteristischen Fragen der plastischen Berechnung und der seitlichen Stabilität der Rahmen wurden deshalb zuerst angeführt, weil ihre Anwendung auf Stahlskelettbauten in einem Zustand der Entwicklung und fortgesetzten Forschung ist. Der Rest dieses Referates soll sich mit einer Beschreibung des gegenwärtigen Standes der Konstruktionsverfahren für vielstöckige Gebäude befassen, die teilweise grundlegende Veränderungen in den letzten zehn Jahren erfuhren.

Über die Veröffentlichungen des «Vorberichtes» hinaus werden im wesentlichen die amerikanischen Entwicklungen berücksichtigt werden. Der Schreibende bittet dieser Einseitigkeit wegen um Entschuldigung, jedoch ist er notwendigerweise auf seine eigenen Erfahrungen angewiesen.

2. Die funktionelle Beschaffenheit der modernen vielstöckigen Gebäude

Eine Betrachtung der konstruktiven Belange bei modernen Stockwerkrahmenbauten ist unmöglich, wenn nicht gleichzeitig auch deren funktionelle Beschaffenheit berücksichtigt wird. Wie J. W. Pickworth in seinem Beitrag zeigt, ist das moderne Bürogebäude eine komplizierte Maschinerie, und es muß so gut als solche wie als Tragwerk aufgefaßt werden. Der Betrieb von neuzeitlichen Geschäftsunternehmungen, Banken und dergleichen erfordert eine Vielfalt von Installationen wie interne und externe Telephon- und Televisionsanlagen, Wasser-, Gas- und sanitäre Installationen, elektrische Einrichtungen für die verschiedensten Zwecke, vertikale und horizontale Transportwege im Gebäude, Heizung, Klimaanlage, akustische Konditionierung sowie die Möglichkeit, der stark anwachsenden Verwendung einer großen Zahl von Büromaschinen Raum zu geben. Damit ein zu rasches Veralten vermieden wird, müssen diese Einrichtungen so veränderungs- und anpassungsfähig als möglich ausgebildet werden. Darüber hinaus sind es diese hohen Gebäude, die mehr und mehr Anblick und Profil der Städte bestimmen, so daß den architektonischen und ästhetischen Fragen eine primär wichtige Rolle zukommt. H. C. Turner, Präsident einer der großen Baugesellschaften, charakterisiert die Planung von Hochhäusern als «Wunsch nach einer individuellen Auszeichnung, nach größerer Leistungsfähigkeit, Ausnützung des Raumes, Anpassungsfähigkeit und Vergrößerungsmöglichkeit». Die Verwirklichung dieser Ziele hängt von der engen Zusammenarbeit zwischen Architekt und Maschinen-, Elektro- sowie Sanitäringenieur und anderen und natürlich dem Bauingenieur ab. Wie J. W. Pickworth feststellt, wird ein Bau dann erfolgreich sein, wenn der Bauingenieur schon in den ersten Phasen der Planung mitwirkt und nicht erst beigezogen wird, um ein fertiges Projekt des Architekten konstruktiv zu verwirklichen.

Vom technologischen Standpunkte aus gesehen ist der moderne Hochbau immer mehr ein Zusammensetzen von in großer Zahl fabrikmäßig vorfabrizierten Teilen, die an Ort und Stelle transportiert und dann an ihren definitiven Platz gebracht werden. Zellendecken und andere Deckenelemente, bewegliche Zwischenwände, flache Decken aus Akustikplatten oder durchsichtigem Plastikmaterial, versenkte Fluoreszenzbeleuchtungen, dünne Vorhangwände (Curtain Walls) als äußere Verkleidungen, Einheiten der obenerwähnten Installationsstränge, sie alle sind serienmäßig vorfabrizierte Teile. Der Umfang des Arbeitsaufwandes auf der Baustelle sowie der äußeren und inneren Gerüstungen und Abstützungen wird dadurch wesentlich verringert. All dies trägt zu

rascher und wirtschaftlicher Montage bei, insbesondere unter den schwierigen Umständen in den Zentren großer und verkehrsreicher Städte.

Die Forderung nach vollständiger Anpassungsfähigkeit in bezug auf den Raumbedarf führte zu einer wesentlichen strukturellen Entwicklung im Sinne immer größerer Stützenabstände. In den letzten Jahren wurden in den USA und Kanada mehrere hohe Geschäftshäuser ohne jede Innenstütze gebaut. Die Abstände der äußeren Stützen sind bei diesen Bauten von der Größenordnung 60 ft. (18 m); die Decken liegen auf ca. 3 ft. (90 cm) hohen Trägern, die den Raum zwischen den Stützen überspannen. Wie J. W. Pickworth zeigt, illustrieren diese Angaben die Tatsache, daß bei solchen Gebäuden die funktionellen Belange oft die an sich mögliche Wirtschaftlichkeit der Konstruktion überwiegen.

3. Decken

Bis vor verhältnismäßig kurzer Zeit waren die konventionellen Stahlbetonplatten beinahe das einzige Deckensystem, das für Wolkenkratzer angewendet wurde. Es ist leicht festzustellen, daß, abgesehen von ihrem unerwünscht hohen Gewicht, diese Decken den eben angeführten funktionellen Erfordernissen von Hochbauten nicht entsprechen. Ihre Verwendung ist sehr stark zurückgegangen, wenngleich sie noch immer aus besonderen Gründen und etwa in abgeänderter Gestalt gebraucht werden. So bestehen in einem der neuesten und sehr bemerkenswerten Gebäude, dem 38-stöckigen Seagram-Haus an der Park Avenue in New York, die Decken aus 4 in. (10,16 cm) armiertem Schaum-Leichtbeton, überdeckt mit 3 in. (7,62 cm) Leichtbetonbelag. Alle elektrischen Leitungen (für Kraft, Telephon, Rohrpost, Verbindungssysteme und interne Television) wurden in dieser Deckschicht verlegt. Dies ist ein Beispiel für die Anpassungsmöglichkeit der Stahlbetondecke an die Erfordernisse beim Bau von modernen Wolkenkratzern.

Die in den letzten 10 bis 15 Jahren entwickelten neueren Deckensysteme sind in H. J. Stetinas Beitrag in sehr vollständiger Art behandelt. Zusätzlich befaßt sich R. Krapfenbauer in einem großen Teil seiner Arbeit mit den Zellendecken, die unter diesen neuen Konstruktionsformen wohl das wesentlichste System darstellen. Während früher, wie H. J. Stetina ausführt, die Decke lediglich eine Tragfunktion erhielt, haben die neuzeitlichen Decken zusätzlich eine ganze Anzahl von Anforderungen zu befriedigen. In Geschäftshäusern müssen sie eine vollständige Anpassungsfähigkeit der elektrischen und anderer Anlagen und Verbindungen und eine entsprechende Veränderungsfähigkeit der Räume durch Verschieben der Zwischenwände ermöglichen. Sie müssen Raum enthalten für Kanäle und Röhren für weitere Einrichtungen wie Heizung und Klimaanlage, welch letztere zu einer absoluten Notwendigkeit wurde, besonders in weitgehend glasverkleideten Gebäuden. Die Verkleinerung der Eigengewichte trägt einerseits zur Wirtschaftlichkeit der Konstruktion bei, ergibt aber andererseits Probleme bei der Schallübertragung.

Dementsprechend ist auch die akustische Konditionierung im Hinblick auf Schallreflektion und Schallisolation zu einer wesentlichen Anforderung an die Decken geworden. Im Zusammenhang mit den verkleinerten Stockwerkshöhen erhält die Anordnung von versenkten und diffusen Beleuchtungen eine zunehmende Bedeutung. Vom Standpunkte der raschen und wirtschaftlichen Montage aus gesehen ist der Wegfall der zeitraubenden Rüstungsarbeiten, wie sie für die Eisenbetonplatten notwendig sind, eine Hauptforderung. Ebenso ist es erwünscht, daß die Decken Stockwerk um Stockwerk praktisch gleichzeitig mit der Stahlskelettmontage verlegt und sogleich voll ausgenützt werden können als Arbeitsplatz für die anderen Unternehmer wie Rohrleger, Elektriker etc.

H. J. Stetina beschreibt die verschiedenen modernen Deckensysteme, die entweder alle oder einige von diesen Anforderungen erfüllen. Danach ist für Stahlbetonplatten das Gießen derselben in dünne, profilierte Stahlschalungen eine neuere Entwicklung.

Diese Schalungen sind meist selbsttragend, so daß also weder Holzschalungen noch Zwischenunterstützungen notwendig werden. Sie bleiben ein Teil der Platte und bilden deren Armierung zur Aufnahme der positiven Biegungsmomente. Dergleichen Decken werden oft aus Leichtbeton hergestellt und einige Systeme ermöglichen die Unterbringung von zumindest einigen der notwendigen Kanäle innerhalb der Platte.

Das in bezug auf die Herstellungskosten vielleicht ökonomischste moderne Deckensystem sind durch Stabstahlunterzüge getragene dünne Betondecken. Die Unterzüge sind leichte, in einfacher Weise standardisierte und seriemäßig fabrizierte, fachwerkartige Träger, die mit kleinem Abstand verlegt werden. Die Gurte sind entweder warm gewalzte oder aus Blechen abgekantete leichte Stahlprofile, während die Diagonalen aus Rundstahl bestehen.

Diese beiden Systeme werden oft dort verwendet, wo die erforderlichen Leitungen und Kanäle nur einen mäßigen Umfang annehmen wie z. B. in Spitälern, Hotels, Appartmentshäusern und ähnlichem. In großen vielstöckigen Geschäftshäusern werden sie selten gebraucht. Hier stellen Zellendecken aus dünnen, kalt verformten Stahlblechen die wesentlichste Nachkriegsentwicklung dar. Ohne die Ergebnisse einer weiteren intensiven und viele Jahre dauernden Untersuchungsarbeit wäre deren weitgehende Einführung nicht möglich geworden. Forschungen über Festigkeit und Leistungsfähigkeit von kalt verformten, dünnwandigen Stahlprofilen wurden durch den Schreibenden und seine Kollegen an der Cornell-Universität ausgeführt und ihre Resultate liegen den A. I. S. I.-Normen über die Berechnung von leichten, kalt verformten Konstruktionsteilen zu Grunde, die das offizielle amerikanische Dokument über dieses Gebiet sind. Der Schreibende orientierte an den Kongressen in Lüttich und Lissabon über einige Phasen dieser Untersuchungen, und am Kongreß in Cambridge gab er eine zusammenfassende Darstellung über das gesamte Gebiet der dünnwandigen Stahlkonstruktion.

Einige der serienmäßig fabrizierten Zellendecken werden in den Beiträgen von H. J. Stetina und R. Krapfenbauer beschrieben. Die Berechnungen zur Bestimmung des Tragvermögens und der Durchbiegung unter der Belastung werden durch die Ingenieure des Herstellungswerkes eines bestimmten Types ausgeführt. Der Konstrukteur eines Hochhauses hat lediglich den geeigneten Typ aus einem Katalog herauszusuchen. Aus diesem Grunde vergißt man leicht, daß die Bemessung solcher dünnwandiger Stahlprofile an sich schwierige und interessante Probleme von beträchtlicher Komplexität ergibt.

Die Charakteristiken, die sich bei der breiten Einführung der Zellendecken zeigten, werden in H. J. Stetinas und R. Krapfenbauers Arbeiten eingehend festgehalten. Darunter figurieren die Aufnahmefähigkeit der Zellen für eine Vielfalt von Leitungen und Kanälen, die gleichzeitig mit dem Aufbau der Rahmen erfolgende Montage mit sofortiger voller Festigkeit, der Wegfall aller Schalungen und Unterstützungen, die sofortige Verwendbarkeit als Arbeitsbühne etc. Der Schreibende möchte noch hinzufügen, daß in Fällen, wo weniger Leitungen zu verlegen sind, die Zellendecke oft direkt als Untersicht verwendet wird. Sie sind dann akustisch konditioniert durch Perforation und eine Füllung mit schallschluckenden Leichtstoffen; ebenso werden eine Anzahl der Zellen für versenkte Beleuchtungskörper verwendet.

Was die Wirtschaftlichkeit anbelangt, so ist es wesentlich, daß, wie H. J. Stetina feststellt, die Zellendeckensysteme nur ein Drittel bis die Hälfte des Gewichtes der herkömmlichen Stahlbetonplatten mit Stahlbalkenrost wiegen. Diese bemerkenswerte Gewichtsreduktion gestattet natürlich entsprechende Einsparungen an Tragskelett und Fundamenten. Es handelt sich hier um einen der Gründe für die obenerwähnte Verkleinerung der Eigengewichte der Rahmen von großen Gebäuden.

4. Wände

Ursprünglich wurden große Geschäftshäuser eher mit tragenden Wänden als mit Stahl- oder Betonrahmen gebaut. H. J. Stetina erwähnt, daß die Tragwände von 16-stöckigen Häusern aus dem Jahre 1880 an der Basis bis 15 ft. (4,60 m) stark waren. Mit der Entwicklung der Skelettbauweise verloren die Wände ihre Tragfunktion und dienten nur noch ausschließlich der Verkleidung und Isolation. Trotzdem blieb bis vor kurzem Mauerwerk praktisch das einzige Material. Eines der ersten Gebäude mit einer vollständig in Metall und Glas hergestellten Fassade war das Verwaltungsgebäude der Aluminium Company of America in Davenport, Iowa, 1948, und eine der ersten reinen Glasfassaden jene des Gebäudes der Vereinten Nationen in New York, 1949—1950. Aber ihren stärksten Ansporn erhielt die Tendenz nach dünnen Wänden in mächtigen Gebäuden 1951—1952 durch die Errichtung von 5 großen Bauten in Pittsburgh, von denen vier mit rostfreien Stahlverkleidungen und eines mit einer Aluminiumfassade versehen wurden.

Die heutigen Vorhangwandkonstruktionen werden eingehend in H. J. Stetinas Beitrag beschrieben, während R. Krapfenbauer besonders die metallischen Vorhangwände behandelt. Es wird für solche Wände auch weiterhin Mauerwerk verwendet, dessen Gewicht jedoch von ca. 130 auf ca. 80 lb./sq. ft. reduziert wurde. Jüngstens wurden gemauerte Sandwichwände mit einem Gewicht von 30 lb./sq. ft. entwickelt, die äußerlich aus einer dünnen Natursteinschicht und innen aus leichtem Isoliermaterial bestehen.

Die Haupttendenz allerdings geht in Richtung von Kombinationen aus Metall und Glas in verschiedenen Verteilungen, einschließlich solcher reiner Glasfassaden, wie sie das UNO- und das Seagram-Gebäude in New York aufweist. Sie sind 2 in. (5,1 cm) und sogar weniger stark, verglichen mit dem 12 in. (30,5 cm) der normalen Mauerwerksverkleidungen und haben Gewichte von 4—5 lb./sq. ft., verglichen mit 80—130. Dies bedeutet eine weitere wesentliche Verkleinerung der Belastungen des Stahlskelettes und eine entsprechende Einsparung an Stahl- und Fundationskosten. Ebenso trägt die Vergrößerung der nutzbaren Bodenfläche, z. B. 5% für einen 100 × 100 ft. (30 × 30 m) Grundriß, zur Verbesserung der Mieterträge bei. Richtige Vorhangwände aus Metall wurden von innen her montiert, wodurch Schwierigkeiten und Kosten einer äußeren Gerüstung entfallen. Darüber hinaus bedeutet die große Zahl von Oberflächenformen und Farben eine neue Dimension im architektonischen Ausdrucke.

Immerhin sind nicht nur Ersparnisse zu verzeichnen. Besonders sind die Kosten von einigen dieser dünnen Vorhangwände beachtlich. Unter Annahme der Kosten pro m² für eine Verkleidung aus Backstein als 100% ergeben Wände aus Porzellan, Email und Stahl ca. 150%, Aluminiumwände 170%, Wände aus rostfreiem Stahl 160—240% und ganze Glasverkleidungen 220 bis 250%. Bei Fassaden, die zu einem großen Teil aus Glas sind, ergeben sich beträchtliche, zusätzliche Schwierigkeiten und damit Kosten bei der Klimaanlage.

Große Glasflächen verlangen bedeutend größere Luftkonditionierungsinstallationen mit entsprechenden Kosten und laufenden Unterhaltsausgaben. Es kann in solchen Fällen notwendig werden, das Gebäude gleichzeitig zu heizen und zu kühlen. Sogar im Winter wurden auf der Süd- und Westseite Temperaturen bis zu 140° F gleichzeitig mit 0° F auf der Nord- und Ostseite gemessen. In einem weitgehend glasverkleideten Gebäude in Los Angeles entstehen im Winter bei einer Außentemperatur von 50° F Innentemperaturen bis zu 90° F, obwohl die Klimaanlage mit voller Leistung läuft. Im Sommer bei höherem Sonnenstand sind diese Verhältnisse günstiger, indem die steil einfallenden Sonnenstrahlen zum größten Teil an der Glasoberfläche reflektiert werden. An allen Orten, wo große Glasflächen angeordnet wurden, entstanden analoge Schwierigkeiten. Dem Schreibenden scheint es, daß die gegenwärtig übliche ausschließliche Verwendung von Glas für Fassaden, abgesehen von einigen guten architektonischen Effekten, eine Verirrung ist und daß sie nicht

lange andauern wird. Sie dient dem Wohlbefinden der Hausinsassen nicht oder sie schadet gar in dieser Hinsicht, und die hohen Bau- und Unterhaltskosten (für Heizung, Luftkonditionierung und Reinigung) werden nicht durch entsprechende Vorteile aufgewogen.

Weitere Anfangsschwierigkeiten mit dünnen Vorhangwänden waren die folgenden: mangelnde Dichtigkeit gegen Witterungseinflüsse, Kondenswasser an der Innenseite der äußeren Metallhaut, knappe Abmessungstoleranzen, welche die Anpassung an die normalen Abweichungen in den Stahlrahmen erschweren, das Problem der äußerlichen Reinigung der festen Fenster und Glasflächen (Lösung durch bewegliche, am oberen Gebäuderand hängende Reinigungsbühnen) und ähnlichem. Sie konnten alle erfolgreich überwunden werden, derart, daß jetzt solche dünnen Vorhangwände nicht nur bei ausgesprochenen Hochbauten, sondern auch bei niederen ein- bis dreistöckigen Handels-, Verwaltungs- und Wohnhäusern weit verbreitet sind.

5. Feuerschutz

Nicht nur die Mittel und Vorrichtungen für die Feuersicherheit, sondern auch die ganze Auffassung über den Feuerschutz haben weitgehende Veränderungen erfahren. Es steht fest, daß die Gebäude in bezug auf den Grad der Feuergefährdung und das Ausmaß des notwendigen Feuerschutzes klassiert werden müssen, und zwar in Abhängigkeit von der «Feuerbelastung», wie sie in der Arbeit von C. F. Kollbrunner behandelt wird, von der Verwendung des Gebäudes, von der Größe der feuersicher umschlossenen Fläche und vielen weiteren Faktoren. Gleichzeitig wird jetzt anhand von eingehenden und großmaßstäbigen Feuerversuchen der Feuerwiderstand von verschiedenen Konstruktionstypen untersucht. P. Boué zeigt, daß auch ohne internationale Normung die verschiedenen Industrieländer mit Rücksicht auf die gegebene Zeit-Temperaturkurve und andere Charakteristiken auf sehr ähnliche Vorgehen für Brandversuche gekommen sind.

Als ein Beispiel für die Entwicklung erwähnt H. J. Stetina, daß die alte Forderung der «4-Stunden-Feuer-Klassierung» für Wände ursprünglich für tragende Wände gedacht war, deren Schwächung durch das Feuer zum Gebäudeeinsturz hätte führen können. Durch die Übertragung auf Rahmenkonstruktionen wurde diese Bestimmung sinnlos, besonders da keine Grenze für die Fensterfläche, deren Feuerwiderstand im wesentlichen Null ist, festgelegt wurde. Diese veralteten Bestimmungen wurden nun abgeändert, und viele amerikanische Städte verlangen nur noch eine «2-Stunden-Feuer-Klassierung» für Außenwände, während andere lediglich noch verlangen, daß die Wand aus nicht entflammbarem Material besteht. Auch die Forderungen für die innere Feuersicherheit wurden in analoger Weise entwickelt.

Die Mittel und Methoden des Feuerschutzes haben ähnliche Veränderungen

erfahren. Es war üblich, daß Träger und Säulen aus Stahl vollständig einbetoniert werden mußten. Solche totale Ummantelung ist heute weitgehend durch feuersichere Überzüge in Form von leichten Verputzen ersetzt. Wie H. J. Stetina bemerkt, bedeutet diese eine Gewichtseinsparung im Verhältnis von 15 : 1. Der Feuerschutz von Stahlzellendecken erfolgt entweder durch leichte, aufgehängte Putzdecken oder durch direkt aufgespritzten Leichtputz (verschiedene Mischungen von Vermiculit, Perlit, Gips und Asbest).

Die Gewichtsersparnisse, die auf diesem Gebiet erzielt werden können, sind sehr eindrücklich und summieren sich mit jenen, die sich aus der Anordnung von modernen Decken und Vorhangwänden ergeben. P. Boué macht einen Fall namhaft, wo allein aus dem veränderten Feuerschutz eine Senkung der Baukosten von 20% entstand.

6. Entwurf der Rahmen

Während der Bauingenieur in den bis dahin behandelten Gebieten eine Rolle spielen sollte und dies auch tut, ist seine wichtigste Angelegenheit selbstverständlich der Entwurf des stählernen Haupttragwerkes. Auch auf diesem Gebiete haben sich namhafte Veränderungen vollzogen, teilweise im Zusammenhang mit der Entwicklung von Decken, Wänden und Methoden des Feuerschutzes, teilweise als eine Konsequenz der Fortschritte der Stahlbautechnik.

Es soll hier nicht vergessen werden, daß der Stahlbeton nach wie vor eine Rolle spielt bei der Konstruktion der Rahmen von Hochhäusern. Für Gebäude bis zu 10 oder 15 und sogar 20 Stöcken ist es ziemlich häufig, daß sich der Stahlbeton als wirtschaftlicher als der Stahl erweist. In größeren Bauwerken erhalten die Säulen in den unteren Stockwerken übertriebene Dimensionen, was allerdings durch Verwendung von Verbundstützen aus schweren, einbetonierten Walzstahlprofilen in diesem Bereiche verbessert werden kann. Eine solche Ausführung liegt z. B. in einem 1957 gebauten 24-stöckigen Bürohaus in Cleveland vor, das ursprünglich mit Stahlrahmen geplant war, dann jedoch in Stahlbeton errichtet wurde, als eine Stahlverknappung eine kurze Bauzeit in Frage stellte. (Die von S. R. Sparkes, J. C. Chapman und A. C. Cassel in ihrem Beitrag mitgeteilten interessanten Messungen an einem Stahlskelettbau scheinen zu zeigen, daß unter den niederen Lasten, für die die Messungen vorgenommen wurden, der Beton der Stützenverkleidungen gar nicht zur Mitwirkung kam. Die Kürze dieser Arbeit erschwert die Interpretation dieser Erkenntnisse, da keine Angaben über Spiral- oder andere Armierung gemacht werden und weil die gemessenen Spannungen reichlich klein waren im Vergleich mit den Entwurfsspannungen oder gar den Spannungen im Bereich des Bruchzustandes. Dies zeigt uns, wie schwer es normalerweise ist, während dem Bauzustand am Bauwerk ausgeführte Messungen zu deuten.) Die New York City Housing Authority ließ sich in zwei aufeinanderfolgenden Jahren,

1958 und 1959, für Gruppen von 20-stöckigen Überbauungen mit billigen Wohnungen abwechselnd für Stahl- und Betonkonstruktionen offerieren. In beiden Fällen waren für die Ausführung in Beton die Gesamtkosten um etwa 6% tiefer.

Dies zeigt, daß sich der Stahlbeton hauptsächlich behauptet für funktionell vergleichsweise einfache Bauten (Wohnhäuser, Spitäler etc.) mäßiger Höhe und wo die Baukosten von entscheidendem Einfluß sind. Immerhin verbleibt dem Stahlbau das Übergewicht, besonders für Geschäftshäuser und ähnliche. So waren 1959 in New York von 26 im Bau befindlichen großen Häusern (7 bis 64 Stockwerke) 24 aus Stahl.

Bis nach dem zweiten Weltkrieg war die Nietung praktisch das einzige Verbindungsmittel für stählerne Tragkonstruktionen, eine begrenzte Verwendung von Schrauben für sekundäre Verbindungen ausgenommen. In den Jahren um 1950 herum entwickelte sich dann eine deutliche Tendenz nach geschweißten Verbindungen, und zwar hauptsächlich an weit von gut eingerichteten Werkstätten entfernten Orten. Z. B. wurden von 18 in den Jahren 1951 bis 1953 in Texas angefangenen Gebäuden mit einer mittleren Höhe von 18 Stockwerken deren 12 in geschweißter und nur 6 in genieteter Konstruktion ausgeführt. Eine interessante zehnjährige Entwicklung der geschweißten Bauweise in Toronto, Kanada, wird im Beitrag von R. M. Gooderham und D. T. Wright beschrieben: In den ersten Gebäuden fing diese an durch das Ersetzen der Nietung durch die Schweißung in einfachen, üblichen Verbindungen, und sie gipfelte in den neusten, vollständig geschweißten steifen Konstruktionen mit durchwegs stumpf geschweißten Stößen. Es mag dies eine Illustration der Tatsache sein, daß Entwicklungen in einem Lande nicht unbedingt Schlüsse auf ein anderes zulassen. Der Schreibende zweifelt, ob diese Methoden der Stumpfschweißung sich unter amerikanischen Verhältnissen als wirtschaftlich erweisen würden. Sicher sparen sie Material. Hingegen beschreiben die Autoren genau die knappen Abmessungstoleranzen, die eingehalten werden müssen, und die besonderen Vorkehrungen, die getroffen werden, um auch die kleinen Gestaltabweichungen, wie sie in allen Konstruktionsteilen gefunden werden, auszugleichen. Das sind Komplikationen, die vielleicht in Kauf genommen werden können, wo Einfachheit, Geschwindigkeit und Kosten der Montage nicht von entscheidender Wichtigkeit sind.

Wie J. W. Pickworth zeigt, sind in den letzten Jahren hochfeste, vorgespannte Schrauben zu dem bei weitem verbreitetsten Verbindungsmittel an wichtigen Stellen geworden, während nach wie vor für sekundäre Bauteile wie Deckenträger, Pfetten und dergleichen die normalen, rohen Schrauben angewendet werden. Bisher werden die vorgespannten Schrauben auf Grund der reichlich vereinfachenden Annahme einer Substitution der Bolzen durch Nieten gleichen Durchmessers berechnet. Den kommenden Änderungen in den Berechnungsvorschriften sollen jedoch die Resultate einer weiteren eingehenden Forschungsserie über diese Verbindungen zugrunde gelegt werden. Diese

Änderungen werden es dem Ingenieur erlauben, die Vorteile auszunützen, die hochfestverschraubte Stöße in verschiedener Hinsicht gegenüber entsprechenden genieteten Verbindungen aufweisen.

Immerhin gibt es Ausnahmen in dieser Entwicklung. So wurden bei dem 19-stöckigen Inland-Steel-Gebäude in Chicago, einem der interessantesten neueren Bauwerke, alle Verbindungen der Hauptstützen und -träger geschweißt und nur sekundäre Stöße geschraubt. Das Gebäude enthält keine inneren Säulen und die Hauptträger haben also eine freie Spannweite von 60 ft. (18 m) zwischen den außerhalb der äußeren Vorhangwände angeordneten Fassadenstützen. In einem zwei Jahre später (1958) errichteten sehr ähnlichen Bauwerk hingegen, dem 20-stöckigen Crown-Zellerbach-Haus in San Francisco, dessen Träger eine Spannweite von 63 ft. (19 m) zwischen den äußeren Stützen haben, wurden alle Verbindungen geschraubt außer den geschweißten Stumpfstößen der Säulen. Die Vorteile einer Methode über eine andere sind oft abhängig von lokalen und Montagebedingungen. Zum Beispiel hatte 1959 bei einem 9-stöckigen Gebäude in Denver allein das Ersetzen der vorgespannten Schrauben durch Schweißung, wobei die Dimensionen der Bauteile unverändert blieben, eine beträchtliche Einsparung an Kosten und Bauzeit zur Folge. Ebenso ist das von D. T. Wright und R. M. Gooderham beschriebene Union-Carbide-Gebäude (1958) in Kanada, eine sehr ähnliche Anlage wie das Crown-Zellerbach-Haus in San Francisco, im Gegensatz zum letzteren vollständig geschweißt. Allerdings sind das Ausnahmen, und die hochfesten Schrauben werden bei den meisten Gebäuden angewendet.

Die gründliche Reduktion der ständigen Lasten durch Anwendung moderner Decken-, Wand- und Feuerschutzsysteme wurde beschrieben. In Verbindung mit verbesserten Entwurfsmethoden ergab sich daraus eine sehr beträchtliche Verkleinerung der Eigengewichte der Stahlrahmen. Statistiken sind schwer erhältlich, aber eine Tabelle in H. J. Stetinas Beitrag zeigt, daß in den letzten 25 Jahren das Gewicht der Stahlrahmen von Gebäuden gleicher Größe und Anlage so ziemlich auf die Hälfte zurückgegangen ist. Natürlich sind diese leichteren Skelette flexibler als die früheren schwereren. Die konventionellen Mauerwerkwände, die armierten Betondecken und die massiv mit Beton verkleideten Säulen und Träger der älteren Konstruktionen tragen alle noch zusätzlich und beträchtlich bei zur Festigkeit und besonders Steifigkeit derselben, obwohl diese Einflüsse bei der Berechnung im allgemeinen vernachlässigt wurden.

Dazu im Gegensatz leisten die heutigen Leichtbau-Decken und -Wände keinen Beitrag zu Festigkeit und Steifigkeit (außer wenn sie besonders für diesen Zweck ausgebildet werden). Dementsprechend haben die Fragen der Durchbiegungen, seitlichen Steifigkeit gegen Horizontallasten (Wind, Erdbeben etc.) und seitlichen Schwingungen eine wesentlich größere Bedeutung als in früheren Jahren erhalten. So ist es öfter notwendig, vertikale und horizontale Durchbiegungen nachzuweisen und dynamische Berechnungen aus-

zuführen im Hinblick auf die Beschränkung von Schwingungen sowohl infolge horizontaler als auch vertikaler Lasten. Wenn möglich sollten diese Berechnungen eher für die tatsächlich zu erwartenden Belastungen als für die gesetzlich vorgeschriebenen Normenlasten gemacht werden.

Was die horizontalen Durchbiegungen betrifft, gibt J. W. Pickworth an, daß die Ausbiegungen unter der der Berechnung zugrundegelegten Windlast 0,15 bis 0,20% der Höhe nicht überschreiten sollten. Für das früher erwähnte Crown-Zellerbach-Haus in San Francisco wurde die Ausbiegung infolge Entwurfswindlast auf ca. 0,12% und infolge Erdbeben auf ca. 0,16% beschränkt. (Die Dimensionierung für Erdbebenbelastung ist vorgeschrieben an der Pazifik-Küste und in einigen anderen Teilen der USA. Im Fall des Crown-Zellerbach-Gebäudes war die äquivalente Erdbebenlast 3,5% der vertikalen Gravitätslast.)

Die Maßnahmen zur Aufnahme der horizontalen Lasten erhalten eine größere Bedeutung. Im wesentlichen gibt es drei Möglichkeiten der horizontalen Versteifung von Rahmenbauten:

Das Skelett wird als steifer oder halbsteifer Rahmen so dimensioniert, daß es die Horizontallasten aufnehmen kann. Oder es werden in bestimmten Ebenen fachwerkförmige vertikale Aussteifungen konstruiert, die die Horizontalbelastung übernehmen. Schließlich werden massive vertikale Betonwände, sogenannte Schubwände, ebenfalls in angemessen ausgesuchten Ebenen eingeführt. Sie werden normalerweise um den Installationskern herum angeordnet, welcher die Lifte und andere Einrichtungen enthält. Aber auch schmale äußere Wände werden gelegentlich verwendet. Steif ausgebildete Rahmen beeinträchtigen die inneren Raumverhältnisse am wenigsten und werden deshalb bevorzugt, können jedoch entweder sehr große Durchbiegungen oder extrem schwere Bauteile ergeben. Oft sind daher spezielle Aussteifungen in bestimmten Vertikalschnitten wie Schubwände oder Fachwerkverbände vorteilhaft oder notwendig. In diesem Falle müssen die Deckenkonstruktionen eine genügende Festigkeit und Steifigkeit als Scheiben haben zur Aufnahme und Übertragung der Horizontallasten in die vertikalen Versteifungswände. In gründlichen Versuchen im Maßstab 1 : 1 wurde nachgewiesen, daß nicht nur Betonplatten, sondern auch leichte Stahlzellendecken eine genügende Scheibenwirkung entwickeln, wenn die einzelnen Felder genügend durch Schweißung verbunden werden.

Der Entwurf der Windverbände ist eines der interessantesten Probleme bei der Berechnung. Bei unsymmetrischen Gebäuden muß genau bestimmt werden, wieviel von der Horizontalbelastung durch jede der vertikalen Versteifungsebenen aufgenommen wird. Noch verwickelter wird die Aufgabe, wenn mehrere Systeme mit verschiedener Steifigkeit im gleichen Bauwerk vorkommen. So wurden beim Crown-Zellerbach-Haus für den separaten Bedienungsturm, der die Lifte und andere Installationen enthält, fachwerkförmige Vertikalverbände vorgesehen, während das damit verbundene Hauptgebäude auf Grund von steifen Rahmen gegen Wind- und Erdbebenwirkungen

ausgesteift ist. Das 38-stöckige Seagram-Gebäude enthält fachwerkförmige Aussteifungen, die bis zum 17. Stock in 12 in. (30 cm) Beton eingebettet sind.

7. Montage und Sicherheit

Das Errichten hoher und großer Gebäude ist sicher eine ebenso eindrückliche Verrichtung des Ingenieurwesens wie deren Planung und Berechnung. Dabei ist nicht nur von der Tatsache die Rede, daß hochgradig spezialisierte und ausgedachte Methoden angewendet werden, wie sie in W. G. Rapps Beitrag beschrieben werden und von denen einige buchstäblich auf ein sich selbst «an seinen eigenen Stiefelriemen» Hochziehen herauslaufen. Über diese technischen Belange hinaus stellt der Bau eines großen Hauses im verkehrsreichen Zentrum einer modernen Stadt die höchsten Anforderungen in bezug auf die Gesamtorganisation. Normalerweise ist kein Platz vorhanden für Gerüstung und Lagerung. Es muß also in engster Zusammenarbeit mit dem Stahlwerk und anderen Lieferanten ein kontinuierlicher Fluß der Materialien aufrechterhalten werden. Ebenso muß der Verkehr von und zu der Baustelle trotz der erschwerenden Umstände der Großstadt funktionieren. Diese Probleme der Massenverschiebungen stehen in keiner Weise den militärischen der Führung großer Truppenteile nach.

Bei all dem ist die Frage der Sicherheit der Arbeiter nicht für sich gesondert zu behandeln, sondern als integrierender Bestandteil der ganzen Vorgänge. Aus den Beiträgen von W. G. Rapp und W. Wolf wird deutlich, daß für jede Phase die Art der Ausführung und das Verfahren sowohl im Hinblick auf die Sicherheit als auch auf die technische Leistungsfähigkeit geplant werden muß. Die amerikanischen Erfahrungen scheinen zu zeigen, daß jede unsichere Maßnahme auch eine wenig leistungsfähige und unwirtschaftliche Maßnahme ist. Wie aus W. Wolfs Arbeit deutlich wird, scheinen diese Erfahrungen auch anzuzeigen, daß tatsächlich gute Sicherheitsverhältnisse wesentlich besser durch eine lange und anhaltende Tradition, durch freiwillige und intensive Zusammenarbeit zwischen Arbeitgeber und -nehmer, zwischen Leitung, Werkmeister und Arbeitskraft erreicht werden, als durch die Auflage detaillierter Sicherheitsvorschriften durch Regierungsstellen, die dann durch außenstehende Inspektoren erzwungen werden. Aber auch hier werden die Erfahrungen in einem Lande nicht unbedingt auf die Verhältnisse in einem andern anwendbar sein.