

ZIVILER Luftschutz

VORMALS „GASSCHUTZ UND LUFTSCHUTZ“

WISSENSCHAFTLICH-TECHNISCHE ZEITSCHRIFT
FÜR DAS GESAMTE GEBIET DES ZIVILEN LUFTSCHUTZES

MITTEILUNGSBLATT AMTLICHER NACHRICHTEN

NR. 10

KOBLENZ, IM OKTOBER 1955

19. JAHRGANG

Herausgeber: Präsident a. D. Heinrich Paetsch und Ministerialrat a. D. Dr. Walther Mielenz

Schriftleitung für die Sonderhefte „Baulicher Luftschutz“: Oberregierungsrat Dipl.-Ing. **Hermann Leutz**, Bad Godesberg, Lehrbeauftragter für baulichen Luftschutz an der Technischen Hochschule Braunschweig

Mitarbeiter:

Ministerialdirigent **Bauch**, Bundesministerium des Innern, Bonn; Prof. Dr. **Bothe**, Max-Planck-Institut, Heidelberg; Dr. Dr. **Dählmann**, Bonn; Ministerialrat Dr. **Darsow**, Bundesverkehrsministerium, Bonn; Ministerialdirigent a. D. **Doescher**, Bonn; Dr. **Dräger**, Lübeck; Präsident **Egidi**, Bundesverwaltungsgericht, Berlin; Prof. Dr. med. **Elbel**, Universität Bonn; Prof. Dr. **Gentner**, Universität Freiburg/Br.; Privatdozent Dr. Dr. E. h. **Graul**, Universität Marburg; Präsident **Hampe**, Bundesanstalt für zivilen Luftschutz, Bad Godesberg; Prof. Dr. **Haxel**, Universität Heidelberg; Prof. Dr. **Hesse**, Bad Homburg; Prof. Dr.-Ing. **Kristen**, Technische Hochschule Braunschweig; Oberregierungsrat **Leutz**, Bundesministerium für Wohnungsbau, Godesberg; Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. **Löfken**, Bonn; Prof. Dr. med. **Lossen**, Universität Mainz; Direktor **Lummitzsch**, Koblenz; Admiral a. D. **Meendsen-Bohlken**, Bundesverband der Deutschen Industrie, Köln; Dr.-Ing. **Meier-Windhorst**, Hamburg; General d. I. a. D. **Metz**, Berlin; Ministerialrat a. D. Dr. **Mielenz**, Berlin; Prof. Dr. **Rajewsky**, Universität Frankfurt/M.; Prof. Dr. **Riezler**, Universität Bonn; **Ritgen**, Referent im Generalsekretariat des Deutschen Roten Kreuzes, Bonn; Generalmajor der Feuerschutzpolizei a. D. **Rumpf**, Elmshorn; Präsident a. D. **Sautier**, Bundes-Luftschutzverband, Köln; Oberregierungsrat Dipl.-Ing. **Schmitt**, Bonn; Ministerialrat **Schnepfel**, Bundesministerium des Innern, Bonn; Ministerialrat Dr. **Schnitzler**, Innenministerium des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf; Dr.-Ing. **Schoszberger**, Berlin; Prof. Dr. med. **Soehring**, Hamburg; Prof. Dr.-Ing. **Wiendieck**, Bielefeld.

Table of Contents

ARP Committee — 4 Years Old	225
Model Tests on Air Raid Shelters	227
Static and Structural Considerations on Shelter Constructions	234
Experiences in the Construction of Air Raid Shelters ..	239
Air Raid Shelters for Extended Self-Protection	246
Conversion of Cellars into Steel-reinforced Air Raid Shelters	258
Cylindrical Gas-Proof Outdoor Shelters	262
Increased Safety, a Consequence of Well-Thickness in the Construction of Shelters	267
The Construction of Reinforced Concrete Air Raid Shel- ters under Special Considerations Regarding the Ar- mouring	273
Funnel Shelters and Their Varieties	277
Pressure-Proof Closures in Air Raid Shelters	285

Table des matières

Le comité technique de la défense passive („Bautech- nischer Luftschutz“) existe depuis quatre ans	225
Essais avec des modèles de constructions protectrices ...	227
Considérations statiques et structurelles au sujet des con- structions protectrices	234
Expériences recueillies lors de l'établissement de con- structions protectrices	239
Constructions protectrices pour la défense passive indivi- duelle	246
Constructions protectrices obtenues par le renforcement de caves au moyen d'acier	258
Constructions extérieures cylindriques anti-gaz	262
Augmentation de la sûreté par l'accroissement de l'épais- seur des murs des constructions protectrices	267
Construction d'abris en béton armé, en tenant particu- lièrement compte de l'armement	273
La galerie protectrice et les différents genres de sa con- struction	277
Clôtures d'abri résistant à la pression	285

Schriftleitung: Präsident a. D. Heinrich Paetsch, Hauptschriftleiter und Lizenzträger. Anschrift der Schriftleitung: „Ziviler Luftschutz“, Berlin N 65, Friedrich-Krause-Ufer 24. Fernsprecher: 35 43 74. Lizenz durch: Der Senator für Inneres, Beschluß Nr. 181/55 vom 14. März 1955.

Verlag, Anzeigen- und Abonnementsverwaltung: Verlag Gasschutz und Luftschutz Dr. Ebeling, Koblenz-Neuendorf, Hochstraße 20-26. Fernsprecher: 76 60.

Bezugsbedingungen: Der „Zivile Luftschutz“ erscheint monatlich einmal gegen Mitte des Monats. Abonnement vierteljährlich 8,40 DM, zuzüglich Porto oder Zustellgebühr. Einzelheft 3,— DM zuzüglich Porto. Bestellungen beim Verlag, bei der Post oder beim Buchhandel. Kündigung des Abonnements bis Vierteljahresschluß zum Ende des nächsten Vierteljahres. Nichterscheinen infolge höherer Gewalt berechtigt nicht zu Ansprüchen a. d. Verlag.

Anzeigen: nach der z. Z. gültigen Preisliste Nr. 2. Beilagen auf Anfrage.

Zahlungen: an Verlag Gasschutz und Luftschutz Dr. Ebeling, Koblenz-Neuendorf, Postscheckkonto: Köln 145 42. Bankkonto: Rhein-Main-Bank A. G., Koblenz, Kontonummer 4046.

Druck: Alfa-Druck, Berlin W 35.

Verbreitung, Vervielfältigung und Übersetzung der in der Zeitschrift veröffentlichten Beiträge: das ausschließliche Recht hierzu behält sich der Verlag vor.

Nachdruck: auch auszugsweise, nur mit genauer Quellenangabe, bei Originalarbeiten außerdem nur nach Genehmigung der Schriftleitung und des Verlages.

In unseren Laboratorien



arbeitet eine große Anzahl
geschulter und bewährter

Chemiker und Ingenieure an der Lösung chemisch-
technischer Fragen. Mehr als 35000 verschiedene
Erzeugnisse für Industrie, Wirtschaft und Verkehr,
Krankenpflege, Haushalt, Sport umfaßt das Liefer-
programm. Alle tragen sie das springende
Pferd als Schutzmarke und Gütezeichen.

Continental

Gummi Werke Aktiengesellschaft Hannover



Das Flammenschutzmittel ALBI-„SKK“

gibt einen hochwirksamen vorbeugenden

Feuerschutz

durch Erzeugung eines festen,
wärmedämmenden Schaumes nicht nur auf Holz,
sondern auch auf Metallen.

Angebote - Lieferung - Beratung :

CHEMISCHE FABRIK GRÜNAU A.G.

Zweigniederlassung Illertissen
ILLERTISSEN/BAYERN

Telefon: Illertissen 32, 82, 162
Telegramme: Telex 071850 - Grünau Illertissen
Fernschreiber Nr. 071 850



PILLER

Schutzlüfter

**SEIT 25 JAHREN
UNTER UNGÜNSTIGSTEN
BEDINGUNGEN**

bewährt

ANTON PILLER & OSTERODE

AM HARZ · BRITISCHE ZONE

ZIVILER LUFTSCHUTZ

VORMALS „GASSCHUTZ UND LUFTSCHUTZ“

19. Jahrgang - Nr. 10 - Seiten 225 bis 292 - Oktober 1955

Vier Jahre Fachausschuß „Bautechnischer Luftschutz“

Von o. Professor Dr.-Ing. habil. Th. Kristen

Unter der Leitung des Präsidenten, Ministerialrat *Hampe* vom Bundesministerium des Innern, hat die „Bundesanstalt für zivilen Luftschutz“ in Bad Godesberg ihre Arbeit aufgenommen. Daher dürfte jetzt der Zeitpunkt für einen Rückblick auf die bisher vom Fachausschuß „Bautechnischer Luftschutz“ geleistete Arbeit gekommen sein. Am 23. Mai 1951 fand im Bundesministerium des Innern in Bonn unter Vorsitz von Herrn Ministerialdirigenten *Bauch* die erste Fühlungnahme aller am baulichen Luftschutz interessierten Kreise statt. Viele alte Luftschutzspezialisten waren erschienen, z. B. Dr. Dr. *Dählmann*, Ministerialdirigent *Döscher*, Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. habil. *Frommhold*, Professor Dr. *Hamm*, Oberstleutnant a. D. *Hütten*, o. Professor Dr.-Ing. habil. *Kristen*, Ministerialrat Dr.-Ing. *Löfken*, Admiral a. D. *Meendesen-Bohlken*, Ministerialrat a. D. Dr. *Mielenz*, Präsident a. D. *Sautier*, Oberregierungsrat *Schmitt*, Ministerialrat *Schnepfel*, Dr.-Ing. *Schoszberger* und andere mehr.

Nach einem kurzen Referat von Herrn Ministerialrat *Hampe* wurden verschiedene Luftschutzausschüsse gebildet und die Vorsitzenden namhaft gemacht. So z. B. der Ausschuß „Tarnung“ (Vorsitzender: Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. habil. *Frommhold*), der Ausschuß „Bautechnischer Luftschutz“ (Vorsitzender: o. Professor Dr.-Ing. habil. *Kristen*), der Ausschuß „Städtebau und Raumplanung“ (Vorsitzender: Verbandsdirektor *Kegel*) und andere mehr. Die Wahl der Mitarbeiter dieser Ausschüsse wurde den Vorsitzenden überlassen. Die Arbeit in den Ausschüssen ist ehrenamtlich. Es wurde beschlossen, daß die Federführung des gesamten Luftschutzes in den Händen des Bundesministeriums des Innern liegen soll, während die städtebaulichen und bautechnischen Fragen auf dem Gesamtgebiet des Luftschutzes dem Bundesministerium für Wohnungsbau übertragen wurden. Der „Bautechnische Ausschuß“ für Luftschutz und der Fachausschuß „Städtebau und Raumplanung“ wurden damit dem Bundesministerium für Wohnungsbau unterstellt.

Die erste Sitzung des „Bautechnischen Ausschusses für Luftschutz“ fand am 4. Juli 1951 statt. Die Anwesenden waren sich darüber einig, daß ihnen schwierige und undankbare Aufgaben bevorständen, da der Gedanke, sich schon wieder mit „Luftschutz“ beschäftigen zu müssen, sehr unbeliebt war und selbst viele Fachleute den Standpunkt „Luftschutz ohne mich!“ vertraten.

Als erstes wurde vom Ausschuß ein vorläufiges Arbeitsprogramm aufgestellt, wobei als Voraussetzung die Kenntnis von Art und Größe der heutigen Luftgefahr sowie der zur Zeit vermutlich zur Anwendung

kommenden Luftangriffsmittel erforderlich war. Das vorläufige Arbeitsprogramm sollte umfassen:

1. Erkundung der Wirkung neuzeitlicher Luftangriffsmittel.
2. Sammlung und Auswertung der neuesten, besonders der ausländischen Literatur.
3. Überarbeitung der alten deutschen Luftschutzbestimmungen und Verordnungen, insbesondere im Hinblick auf die Wirkung der Atombomben.
4. Prüfung und Beurteilung von Erfindervorschlägen.

Zur Beschleunigung der Arbeiten wurden diese Aufgabengebiete an einzelne Sachverständige verteilt. So übernahmen z. B. Dr.-Ing. *Schoszberger* die Sammlung und Sichtung der ausländischen Literatur, Professor Dr.-Ing. *Kristen* die Aufstellung und Durchführung von praktischen Prüfungen sowie die erste Sichtung der Erfindervorschläge. Es wurde beschlossen, vorläufig mindestens vierteljährlich den bautechnischen Ausschuß zusammenzurufen.

Als erstes Ergebnis seiner Arbeit konnte der Fachausschuß dem Herrn Bundesminister für Wohnungsbau bereits im November 1951 ein „Vorläufiges Merkblatt Bautechnischer Luftschutz“ vorlegen, das als „Soforthilfe“ Richtlinien für die Erstellung von Luftschutzräumen in bestehenden und in neu zu errichtenden Gebäuden enthielt. Dieses kurzgefaßte Merkblatt sollte das Minimum an Forderungen zur Erreichung einer gewissen Schutzwirkung bringen, da besonders die Industrie dringend danach verlangte. Das „Vorläufige Merkblatt Bautechnischer Luftschutz“ wurde vom Bundesministerium für Wohnungsbau im Einvernehmen mit dem Bundesministerium des Innern herausgegeben (Bundesbaublatt, Juni 1952).

Die bei der Bearbeitung dieses Merkblattes vorhandene Kenntnis der Waffenwirkung neuzeitlicher Luftangriffsmittel wurde in der Folgezeit durch Literaturstudium, eine Studienreise nach den Vereinigten Staaten und durch Zusammenarbeit mit anderen Arbeitsausschüssen erweitert. Insbesondere die Untersuchungsergebnisse des unter der Leitung des Nobelpreisträgers Professor Dr. *Walther Bothe* arbeitenden Ausschusses „Strahlungsabschirmungswerte von Baustoffen“ gaben wertvolle Hinweise auf die mit Bauteilen aus Beton und Erdüberdeckungen gewisser Dicke erreichbare Schutzwirkung gegen die radioaktive Strahlung detonierender Atombomben.

Die seit Januar 1951 beim Bundesministerium für Wohnungsbau und anderen Ministerien eingegangenen Firmenanfragen und Eingaben von Erfindern befaßten sich im ersten Jahre des Bestehens des Fachausschusses vorwiegend mit Vorschlägen für „atomsichere“ Schutzbauten sowie deren Ausstattung. Die Eingaben ließen

erkennen, daß die Gefahren des Hitzestoßes und der radioaktiven Strahlung durchweg überschätzt wurden. Mehrfach glaubten die Erfinder auch, mit oberirdischen, kugelförmigen Bauwerken oder durch Anbringung von plattenförmigen Verkleidungen Hitzestöße und Strahlenwirkung begegnen zu können. Auf Grund der bisherigen Erfahrungen lehnt der Ausschuß vorläufig jede Art von Verkleidung von Schutzbauten ab und ist der Meinung, daß Schutzbauten nur unterirdisch angelegt werden sollten. Nach Bekanntwerden der ersten amerikanischen Versuchsergebnisse mit Atombomben befaßten sich schon viele Einsender mit dem Ausbau von Schutzräumen in Wohnhäusern, konstruktiven Baumaßnahmen im Wohnungsbau, Schutzanstrichen gegen Strahlung und Feuer sowie Luftschutzgegenständen. Ein großer Teil dieser Eingaben mußte als unbrauchbar zurückgewiesen werden, da die neuen Erfahrungen zum Teil vollkommen geänderte Voraussetzungen geschaffen haben.

Infolge der Empfehlung der Bundesregierung an die Länder im Jahre 1954, bei der Durchführung von Neubauten bzw. größeren Umbauten öffentlicher Gebäude Schutzraumbauten nach den Entwürfen der Richtlinien für Schutzraumbauten des Bundesministeriums für Wohnungsbau vorzusehen, wuchs der Anteil solcher Erfindervorschläge beträchtlich, die sich mit Ausstattung und Zubehör von Schutzbauten beschäftigten. Viele Luftschutzgegenstände, in der Hauptsache ein- und zweiflügelige Luftschutztüren und sonstige LS-Raumabschlüsse, wurden im Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Technischen Hochschule Braunschweig auf ihre Eignung geprüft.

Einfache Ideallösungen zur Verstärkung von konstruktiven Hochbauten und zum nachträglichen Ausbau von Schutzräumen in vorhandenen Gebäuden sind bisher noch nicht gefunden worden. Ein im Jahre 1954 von der Beratungsstelle für Stahlverwendung veranstalteter Wettbewerb „Stahlausbau von Kellern zu Schutzräumen“ brachte aber bereits wertvolle Gedanken und Anregungen.

Nach der Aufstellung des ersten „Vorläufigen Merkblattes“ ging der Fachausschuß an die Aufstellung von Richtlinien für den Bau von Stollen, Bunkern, Schutzräumen für Nahtrefferschutz und an die Zusammenstellung von Güte- und Prüfvorschriften für Schutzraumabschlüsse aller Art. Um zuverlässige Unterlagen für die Aufstellung dieser Richtlinien zu gewinnen, erteilte das Bundesministerium für Wohnungsbau eine große Anzahl von Forschungsaufträgen, die sich u. a. mit folgenden Fragen beschäftigten:

Ermittlungen und Versuche zur Feststellung der erforderlichen Luftmenge in Luftschutzräumen. Feststellung der Anforderung an die Luftschutzraumbelüftung mit Sandfilter.

Baulicher Brandschutz.

Nahtreffersichere Abstützung von Luftschutzräumen aus Stahlbetonfertigteilen.

Anwendung erdbebensicherer Konstruktionen im Luftschutzbau.

Entwicklung von Luftschutzraumabschlüssen.

Bauliche Ausgestaltung von Zubringern zu Luftschutzanlagen.

Statische Probleme im baulichen Luftschutz.

Luftschutzstollenbau.

Luftschutzbunkerbau.

Kostenermittlungen von Luftschutzräumen.

Luftschutzaußenanlagen.

Luftschutz im Krankenhausbau.

Strahlungsschutz durch Baustoffe.

Bei der Beratung über diese Forschungsaufträge stellte es sich als zweckmäßig heraus, den Hauptfachausschuß von der erforderlich werdenden Kleinarbeit und Behandlung von Einzelfragen zu entlasten. Auf Vorschlag von Herrn Oberregierungsrat Dipl.-Ing. Leutz, dem Referenten für baulichen Luftschutz im Bundesministerium für Wohnungsbau, wurden daher unter Hinzuziehung anerkannter Spezialisten kleinere Unterausschüsse und Arbeitskreise gebildet, deren Einrichtung sich außerordentlich bewährt hat.

Von diesen Arbeitskreisen seien folgende erwähnt:

Waffenwirkung auf Bauwerke.

Schutzstollen.

Schutzbunker.

Schutzbauten (A, B und C).

Schutzraumbauten im Baubestand.

Objektschutz.

Konstruktiver Hochbau im Luftschutz.

Baulicher Luftschutz in der Industrie.

Brandschutz im baulichen Luftschutz.

Belüftung im Luftschutz.

Abschlüsse im Luftschutz.

Die schon zum Teil eingegangenen Ergebnisse der Forschungsaufträge bildeten eine gute Unterlage für die Arbeit der genannten Arbeitskreise. Es wurden mit ihrer Hilfe zunächst folgende Richtlinien herausgebracht:

Richtlinien für Schutzstollen.

Richtlinien für Schutzbunker.

Richtlinien für Schutzbauten A.

Richtlinien für Schutzbauten B.

Richtlinien für Schutzbauten C.

Richtlinien für Belüftung von Schutzraumbauten.

Richtlinien für Abschlüsse von Schutzraumbauten.

Da diese Richtlinien mehrmals überarbeitet werden mußten, konnten die endgültigen Entwürfe erst im März 1955 vorgelegt werden. Wenn auch noch einige Schönheitsfehler und Lücken in den genannten Richtlinien beseitigt werden müssen, so werden doch beim Inkrafttreten des Luftschutzgesetzes brauchbare Richtlinien für Schutzbauten und deren Abschlüsse vorliegen.

Zur Zeit beschäftigt sich der Fachausschuß bevorzugt mit bautechnischen Richtlinien für den Luftschutz von konstruktiven Hochbauten sowie mit den bei Industrieanlagen auftretenden Luftschutzfragen.

Die jetzt vorliegenden Ergebnisse der amerikanischen Versuche in der „Geisterstadt“ haben bisher schon die Richtigkeit der aufgestellten Richtlinien im großen und ganzen bewiesen. Auch in der Zukunft liegen für den Fachausschuß noch viele ungelöste Probleme vor, und bei den jetzt im Bundesgebiet erstellten Versuchsbauten sowie bei der umfangreichen Erprobung wird der Ausschuß bei der Beurteilung der Ergebnisse eine wichtige Rolle spielen.

Dieser kurzgefaßte Bericht soll den interessierten Kreisen einen Überblick über die bisherige Arbeit des Fachausschusses „Bautechnischer Luftschutz“ geben. Schließlich möchte ich meinen Dank den vielen Mitarbeitern aussprechen, die sich ehrenamtlich in selbstloser Weise zur Verfügung gestellt und an der Lösung der zahlreichen Aufgaben mitgewirkt haben.

Modellversuche an Schutzbauten

Von Prof. Dr.-Ing. H. Schardin, Weil a. Rh.¹⁾

1. Einleitung

Im Dezemberheft 1955 der Zeitschrift „Ziviler Luftschutz“ wurden in dem Aufsatz „Wirkungen von Spreng- und Atombomben auf Bauwerke“²⁾ die Maximaldrücke und Druckverläufe in der Stoßwelle angegeben, die bei einer Sprengung in der Luft oder an der Erdoberfläche entstehen.

Diese in der Luft laufende Stoßwelle ist die Hauptursache der Zerstörungen an Wohn- und Industriebauten. Auch im Falle einer Atombombe ist die Wirkung auf Bauwerke fast ausschließlich auf die Luftstoßwelle zurückzuführen. Die Strahlung spielt nur insofern eine Rolle, als die Oberfläche infolge der Absorption der Strahlungsenergie stark erhitzt werden und bei brennbaren Materialien einen Brand hervorrufen kann. Die biologisch stark schädlichen radioaktiven Stäube beeinflussen die Festigkeit mechanischer Bauwerke praktisch überhaupt nicht.

Wenn nun mit der Kenntnis der Intensität der anlaufenden Stoßwelle grundsätzlich die Beanspruchung eines Gebäudes gegeben ist, so bereitet die praktische Auswertung doch erhebliche Schwierigkeiten, auf die im folgenden eingegangen werden soll.

2. Schlierenaufnahmen des Auftreffens einer Stoßwelle auf ein Modellobjekt

Der auf das Gebäude wirkende Druck ist nicht gleich dem Druck in der frei sich ausbreitenden Stoßwelle. An Stellen, an denen die Stoßwelle frontal reflektiert wird, ergibt sich eine Druckerhöhung, die der Abb. 3 auf Seite 287 des oben angeführten Aufsatzes zu entnehmen ist. Bei schiefer Reflexion kann sich eine *Mach*sche Welle ausbilden. Auf die Rückseite der Gebäude wirkt die intensitätsärmere gebeugte Stoßwelle (vgl. Abb. 1).

Die sich so ergebenden wirklichen Druck-Zeitverläufe an jedem Punkt der Oberfläche des Gebäudes lassen sich im wesentlichen durch allerdings komplizierte und umfangreiche Rechnungen erfassen. Eine derartige Rechnung liegt jedoch außerhalb des Aufgabenbereichs eines Bauingenieurs.

Statt der Rechnung ist eine experimentelle Ermittlung der Druckverläufe möglich:

Schlierenaufnahmen im Modellversuch liefern ein sehr anschauliches Bild der Verhältnisse. Abb. 1 zeigt eine im Stoßwellenrohr aufgenommene kinematographische Serie der Umströmung eines Hausmodells durch eine Stoßwelle. Eine derartige Aufnahme kann als Grundlage dienen, um quantitative Aussagen zu machen.

Aus der Bildfrequenz der kinematographischen Folge (im vorliegenden Falle etwa 300 000/sec) läßt sich die Geschwindigkeit der sich frei ausbreitenden Stoßwelle ermitteln. Damit sind auf Grund der HUGONIOT-Gleichung der Druck und die Strömungsgeschwindigkeit hinter der Stoßwelle festgelegt.

Nun läßt sich aber auch für jeden Punkt der übrigen Wellenfronten (der reflektierten und der gebeugten, z. T. in Verbindung mit einem Macheffekt) die Geschwindigkeit ermitteln, woraus jeweils die Druck-

verteilung zumindest unmittelbar hinter den Wellenfronten zu ermitteln ist.

3. Interferenzverfahren an Modellkörpern zur quantitativen Auswertung

Die zahlenmäßige Auswertung des Druckverlaufes ist genauer möglich³⁾, wenn eine Aufnahme eines Modellversuches mit Hilfe des *Mach-Zehnderschen* Interferenzrefraktors vorliegt. Hierbei verursacht die Dichteänderung in der Luft eine Änderung der optischen Weglänge der den Vorgang durchdringenden Lichtstrahlen. Dadurch ergibt sich eine Verschiebung der optischen Interferenzstreifen. Aus dieser Verschiebung kann die Dichte im Vorgang und damit der Druck berechnet werden. Ein praktisches Beispiel hierfür zeigt Abb. 2, die ein Interferenzbild einer von einem elektrischen Funken ausgehenden Knallwelle darstellt.

4. Vorgänge im Innern des Materials unter Verwendung schlierenoptischer oder spannungsoptischer Verfahren

Nachdem auf diese Weise der Druckverlauf an der Außenfläche eines Gebäudes bekannt ist, ergibt sich die Aufgabe, die hieraus resultierenden Beanspruchungen im Gebäude selbst zu ermitteln. Auch dieses Problem ist nicht einfach zu lösen, da die Grundlagen für das Festigkeitsverhalten eines Materials bei extrem dynamischer Beanspruchung nicht endgültig geklärt sind, und auch, wenn das der Fall wäre, eine exakte mathematische Behandlung nur mit einem erheblichen Rechenaufwand durchführbar erscheint.

Teilprobleme dieses Vorgangs jedoch lassen sich im Modellversuch lösen. Ein Beispiel hierfür bringt die Bildreihe in Abb. 3. Es stellt einen Modellversuch dar für die Vorgänge bei der Detonation einer an einer Bunkerwand aufliegenden Ladung. Als Modellmaterial ist Glas verwandt.

Auf dem ersten Teilbild erkennt man das unmittelbare Gebiet der Zerstörung infolge der durch die Verdrängung des Materials hervorgerufenen Zugspannungen. Vor dieser Zone läuft die Druckwelle im festen Material her. Auf dem zweiten Teilbild sieht man aus der primären Zerstörungzone einzelne Brüche weiterlaufen. Teilweise entstehen hierbei Sekundärbrüche, die durch die Spannungsverteilung und lokale Fehlstellen bedingt sind (vgl. drittes Teilbild). Auf dem vierten Teilbild hat die primäre Druckwelle die rückseitige Wand erreicht und ist von dieser reflektiert worden. Hierbei entstehen im Material Zugspannungen, die zum Aufreißen führen können. Auf den nächsten beiden Teilbildern ist die Weiterentwicklung dieses Vorganges zu erkennen. Durch diese Aufnahme ist der Abplatzeffekt beim Auftreffen von Geschossen oder bei der Detonation von Bomben anschaulich darge-

¹⁾ Mitarbeiter am „Service des Technique de l'Armée Française“.

²⁾ Verfasser: H. Schardin, H. Molitz und G. Schöner.

³⁾ Zwar nicht in ganz allgemeinen Fällen. Die Auswertung ist einfach im zweidimensionalen Fall. Im räumlichen Fall muß man die Flächen konstanten Zustandes kennen.

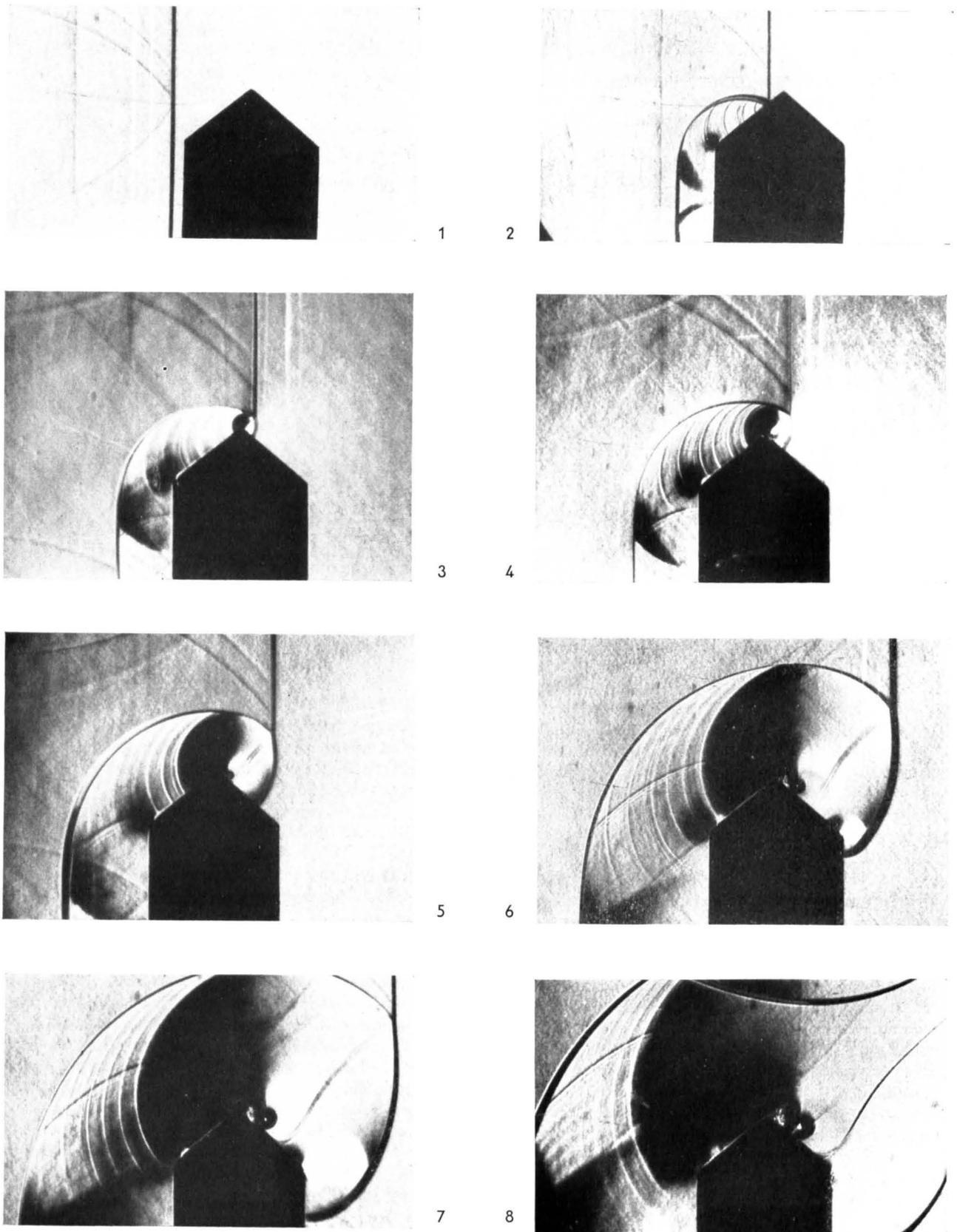


Abb. 1

Modellversuch im Stoßwellenrohr für die Überstreichung eines Hauses durch eine auf dem Boden senkrecht stehende Stoßwelle. Auf den ersten Teilbildern sieht man, wie die Stoßwelle auf die Vorderseite des Hauses trifft und von dieser reflektiert wird. Sie läuft dann über das Dach hinweg. Bei der Expansion über die rechte Hälfte des Daches bildet sich am First ein Wirbel aus. Die Expansion um den First herum ist das Zentrum einer gut erkennbaren Welle. Ein ähnlicher Vorgang spielt sich ab in dem Augenblick, in dem die Stoßwelle um die rechte Dachkante herumläuft

stellt (*Hopkinson-Effekt*⁴). Zur Vermeidung der schädlichen Auswirkung dieses Effektes dient die Braunschweiger Bewehrung, die durch ein Stahlgeflecht an der inneren Bunkerwand das Herausfliegen von Betonbrocken verhindern soll.

Statt des Schlierenverfahrens, wie es für Abb. 3 verwendet wurde, kann man auch das spannungsoptische Verfahren anwenden. Während beim Schlierenverfahren im wesentlichen die Summe der Hauptspannungen sichtbar gemacht wird, zeigt ein spannungsoptisches Verfahren die Differenz der Hauptspannungen an. So ist es grundsätzlich möglich, unter gleichzeitiger Verwendung von schlieren- und spannungsoptischen Anordnungen eine quantitative Auswertung des Spannungsverlaufs in einem Modellwerkstoff bei der Beaufschlagung durch einen Beschuß oder eine Sprengung zu erhalten⁵). Jedoch dienen derartige Untersuchungen mehr den grundsätzlichen Vorgängen als der praktischen Erprobung bestimmter Schutzbaukonstruktionen.

In Ergänzung zu diesen optischen Untersuchungen ist es möglich, die Spannungen in den Oberflächen der beanspruchten Wand z. B. mit Dehnungsmeßstreifen zu vermessen und auch deren Bewegung zu registrieren. Derartige Untersuchungen sind noch im Anfangsstadium. Für eine vollständige Erfassung des ganzen Problems ist es jedoch außerordentlich wichtig, sie durchzuführen.

5. Eindringen der Stoßwelle durch Öffnungen

In praktischen Fällen ist das Objekt nun nicht ein kompakter Bau, sondern irgendwelche Öffnungen verbinden die Innenräume mit dem Außenraum, sei es über Fenster, Eingänge, dazwischenliegende Türen oder über Filter- und Lüftungsanlagen. Es ist wichtig zu wissen, wie die Druckverhältnisse beim Eindringen einer Stoßwelle in derartige Öffnungen liegen und in welcher Weise gegebenenfalls der Innenraum unter Druck gesetzt wird.

Wenn es sich um freie Öffnungen handelt, so bieten die in den Abschnitten 2 und 3 beschriebenen Methoden die Möglichkeit der Untersuchung des Druckverlaufs. Wenn es sich jedoch um Fenster, Türen oder Filter handelt, die beim Auftreffen der Stoßwelle entweder zu Bruch gehen oder nur zu einem bestimmten Teil für die Stoßwelle durchlässig sind, so ist ein Modellversuch schwierig durchführbar. Die im allgemeinen sehr stark reduzierten Modellmaßstäbe, wie sie im Stoßwellenrohr benutzt werden, sind zur Einhaltung der Ähnlichkeitsbedingungen für die Festigkeit kaum anwendbar. Es wird in diesem Falle notwendig sein, den Vorgang zusätzlich an größeren Objekten und mit größeren Sprengstoffmengen ergänzend zu klären. Ein spezielles Problem, weniger für Schutzbauten als insbesondere für normale Wohnbauten, ist folgendes⁶): Die einfallende Stoßwelle wird Fenster und leicht gebaute Türen zerstören und dringt dann in das Innere der Gebäude ein.

⁴) *B. Hopkinson*: A method of measuring the pressure produced in the detonation of high explosives or by the impact of bullets. Transactions Roy. Soc. London, Vol. 213 A p. 437 (1914).

B. Hopkinson: The effects of the detonation of gun-cotton. Scientific papers 1921, p. 461, Cambridge University Press.

⁵) *H. Schardin*: Die Mehrfachfunkenkamera und ihre Anwendung in der technischen Physik. ZS angew. Phys. 1 (1953), S. 19—24.

⁶) Für Schutzbauten, die in vorhandenen Kellerräumen erstellt werden sollen, kann dieses Problem jedoch von Wichtigkeit sein.

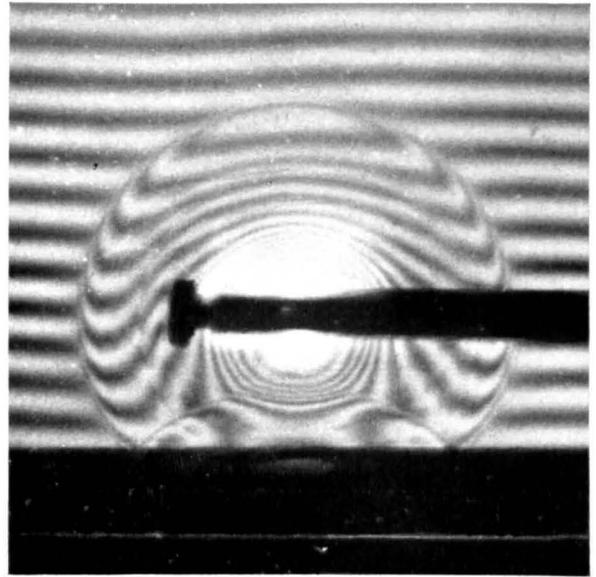


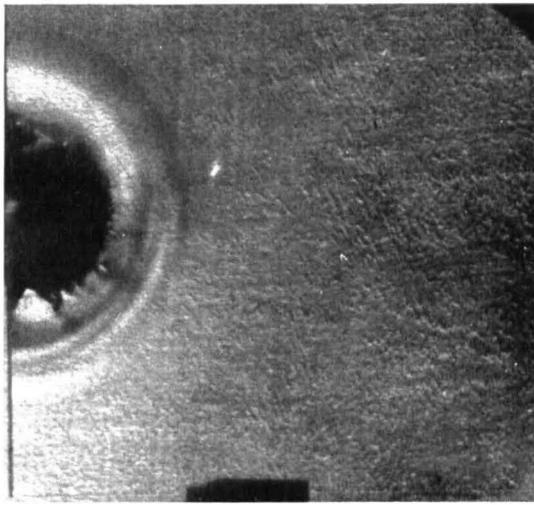
Abb. 2

Interferenzaufnahme einer von einem Funken ausgehenden Knallwelle. Sie wird am Boden reflektiert. Modellversuch für eine in der Luft detonierende Sprengladung. Aus der Verschiebung der Interferenzstreifen kann der Druckverlauf in der primären Knallwelle sowie im Gebiet nach erfolgter Reflexion ermittelt werden (Aufnahme *H. Hannes*)

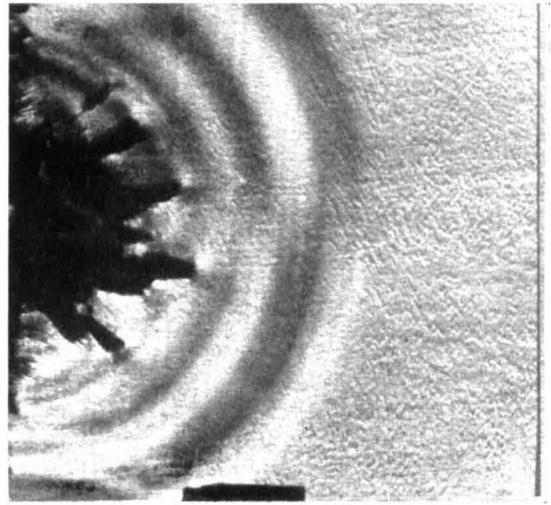
Hierbei ist wichtig, die Zeitverzögerung zwischen dem Außendruck und dem Innendruck zu kennen, denn der einmal aufgebaute Innendruck kann ja nur wieder über die gleichen Öffnungen ausgeglichen werden. Es wäre in gewissen Fällen denkbar, daß ein Gebäude auf diese Art und Weise durch inneren Überdruck zumindest zusätzlichen Schaden nimmt.

6. Auswertung von Sprengversuchen mit Hilfe der Zerstörungskennlinien

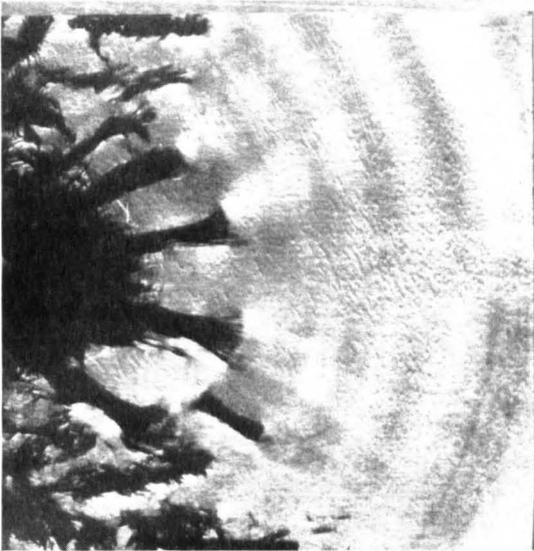
Im Vorstehenden wurden einige Möglichkeiten beschrieben, die vorhanden sind, das Problem der Beanspruchung eines Bauwerkes aus den Einzelvorgängen zu ermitteln. Wenn auch diese Verfahren wertvolle Aufschlüsse geben, so ist die Prüfung eines Gesamtbaues durch Synthese der Einzelvorgänge bisher nicht möglich. Man muß den Bau als Ganzes prüfen. In dem o. a. Aufsatz wurde dargelegt, daß die Zerstörung als Funktion von Maximaldruck und Impuls der einfallenden Stoßwelle dargestellt werden kann. Es handelt sich hierbei um globale Messungen und eine Gesamtbeurteilung der Zerstörung. In Abb. 4 sind Versuche, die eine vollständige Zerstörung ergaben, mit einem Kreuz gekennzeichnet. Sprengungen, bei denen das Objekt unzerstört bleibt, sind als Kreis wiedergegeben; die kritische Beanspruchung wird durch ein Dreieck dargestellt. Wenn man nun in diesem Druckentfernungsdiagramm für die freie Ausbreitung einer Stoßwelle entsprechend einer Versuchsanordnung, die in Abb. 5 angegeben ist, so die Ergebnisse einträgt, läßt sich näherungsweise eine „Zerstörungskennlinie“ durch die Dreiecke legen, wobei das Gebiet der nach der Sprengung zerstörten Objekte von dem der unzerstörten getrennt wird. In dem Diagramm sind gleichzeitig die Druckentfernungskurven für eine konstante



1



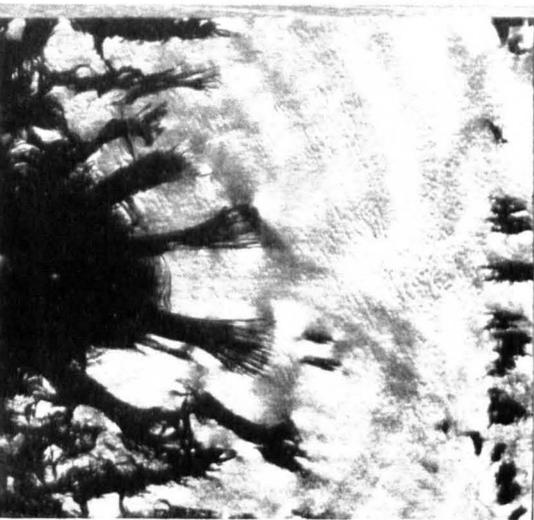
2



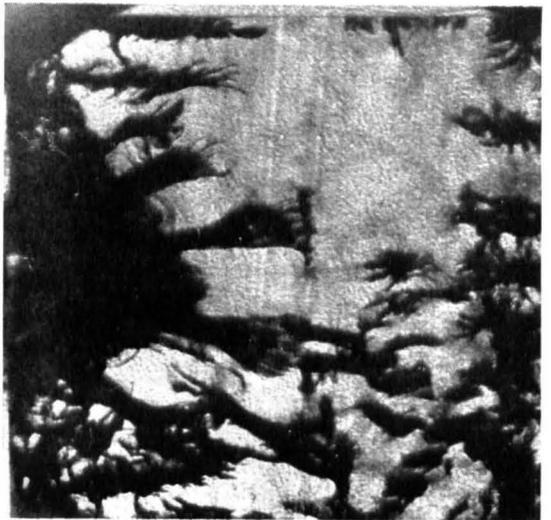
3



4



5



6

Abb. 3

Sechs Teilbilder einer kinematographischen Serie eines intensiven Punktstoßes (Sprengung oder auftreffendes Geschöß gegen die linke Seite einer Glasplatte). Die sich ausbreitende Druckwelle ist mit Hilfe des Schlierenverfahrens sichtbar gemacht

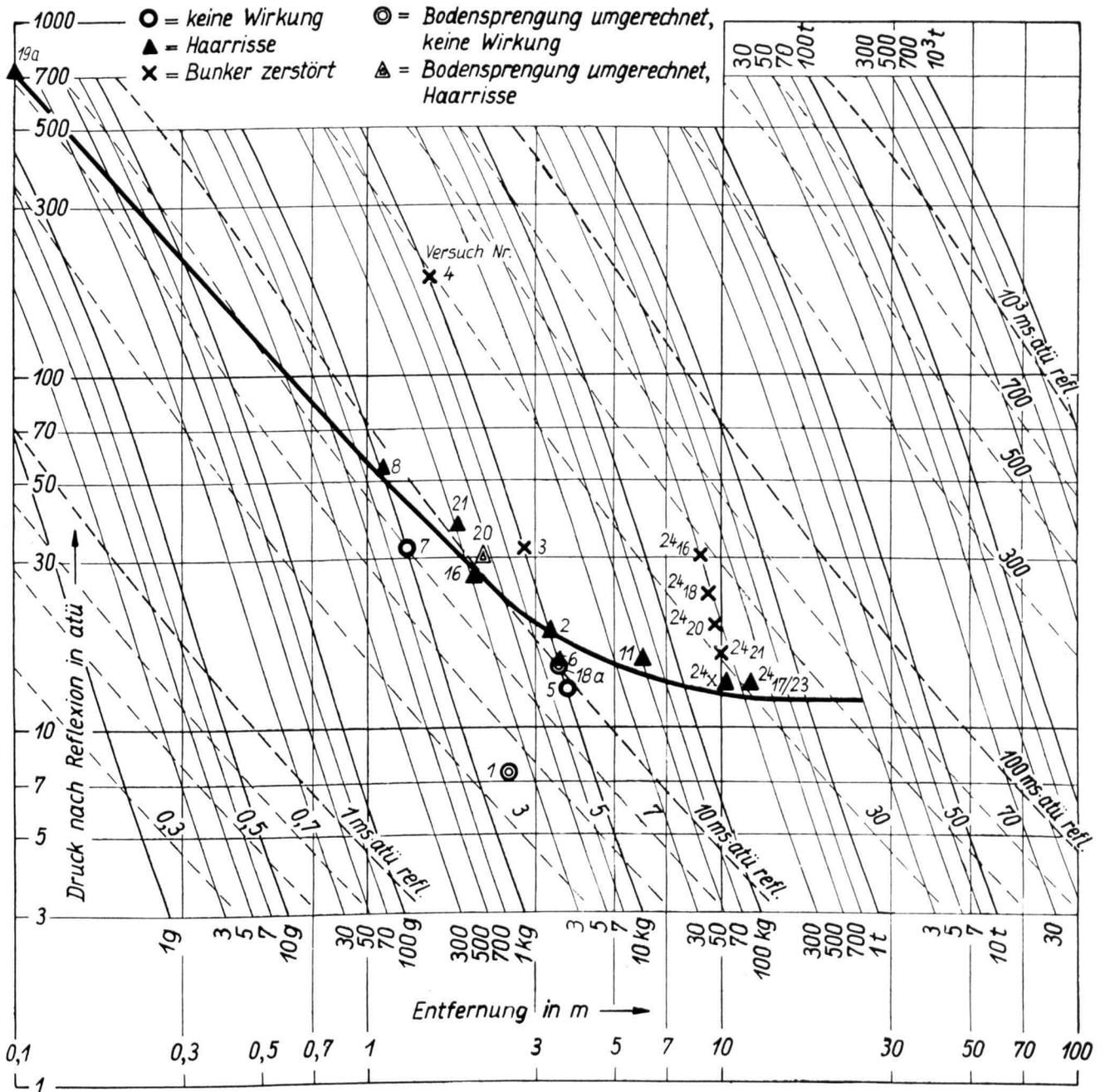


Abb. 4

Graphische Darstellung der Sprengversuche an einem kastenförmigen Schutzbau (Maßstab 1 : 4) in einem Druckentfernungsdigramm. Die Ladungen und Impulse sind als Parameter eingetragen. Die zugehörige Versuchsanordnung für die Sprengung entspricht Abb. 5 (Luftsprengung). Versuche in Marienthal in Verbindung mit dem *Drägerwerk* (Lübeck)

Sprengstoffmenge (der Druck gemessen nach Reflexion am Erdboden entsprechend Abb. 5) sowie eine Kurvenschar für jeweils konstanten Impuls eingetragen⁷⁾. Die so ermittelte Zerstörungskennlinie verläuft für Versuche mit geringen Sprengstoffmengen näherungsweise parallel zu den Kurven konstanten Impulses und biegt bei großen Sprengstoffmengen in die Kurven konstanten Druckes (d. h. parallel zur Abszissenachse) ein, d. h. für kurze Druckdauern ist für die Zerstörung der Impuls maßgebend, für lange Druckdauern die Höhe des Druckes selbst.

⁷⁾ Die Versuche entstammen einer Versuchsserie, die in Zusammenarbeit mit den zuständigen Bundesministerien in Marienthal durchgeführt wurden. Vgl. Wissenschaftliche Mitteilungen des *Drägerwerks*, Heft 23, Lübeck, Februar 1955.

Die Parameterscharen für die Abhängigkeit des Maximaldruckes von der Entfernung für eine jeweils konstante Ladungsmenge sowie für die Kurven konstanten Impulses sind auf Grund von Druckmessungen für eine bestimmte Sprengstoffart ermittelt worden. Derartige Kurvenblätter lassen sich sowohl für den Fall der Sprengung in der Luft nach Abb. 5 als auch für den Fall einer Sprengung am Boden nach Abb. 6 zeichnen.

Zur Umrechnung ist es notwendig, aus dem Druck und Impuls einer sich frei ausbreitenden Welle diese beiden Werte ausrechnen zu können für den Fall, daß die Welle an einer ebenen Fläche reflektiert wird. Die Umrechnung des Maximaldruckes ist möglich mit Hilfe des Diagramms in Abb. 3 (S. 287) des o. a. Artikels.

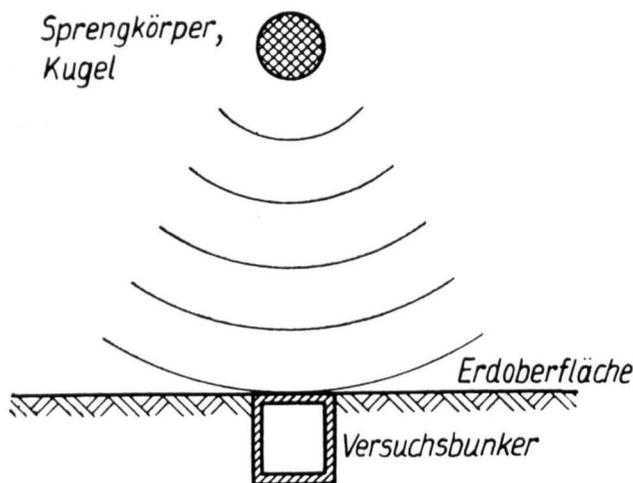


Abb. 5
Anordnung für eine „Luftsprengung“

Die Umrechnung des Impulses ist grundsätzlich erst nach einer umfangreichen Rechnung z. B. mit Hilfe des Charakteristikenverfahrens möglich. Praktische Ergebnisse⁸⁾ haben jedoch gezeigt, daß man mit einer genügenden Genauigkeit die Umrechnung auch des Impulses in einfacher Weise dadurch vornehmen kann, daß man denselben Faktor, wie er sich für den Maximaldruck ergibt, für die Ermittlung des reflektierten Impulses anwendet.

Versuche mit einer Sprengung in freier Luft über dem Objekt haben den Vorteil, daß man infolge der Reflexionserhöhung des Druckes mit kleineren Ladungsmengen auskommt, bzw. daß man in einen höheren Druckbereich hineinkommt, wenn man die maximal zulässigen Sprengstoffmengen verwendet.

7. Die Schwierigkeit der Durchführung von Originalversuchen im Hinblick auf die Atombombe

Die Erprobung von Schutzbauwerken hat sich heutzutage nicht nur auf normale Spreng- und Minenbomben zu erstrecken, das Bauwerk soll selbstverständlich auch einen möglichst hochwertigen Schutz bei Atombombendetonationen bieten. Der wesentlich neue Gesichtspunkt bei Atombombendetonationen ist derjenige, daß die Druckdauer erheblich länger ist (Größenordnung 1 sec Druckdauer gegenüber 10—30 msec bei Sprengvorgängen⁹⁾).

Nun ist es zumindest in Deutschland nicht möglich, Versuche unmittelbar mit Atombomben durchzuführen. Ein Ersatz der Atomenergie durch normale Sprengstoffe bei der Erprobung von Bauten im Originalmaßstab würde Sprengstoffmengen in der Größenordnung von 1000 t und mehr erfordern, was praktisch undurchführbar ist. Nun lassen sich jedoch Versuche an Modellbauten durchführen, die eine Erprobung auch für den Fall der Atombombe ermöglichen.

8. Das CRANZsche Modellgesetz und seine Gültigkeitsgrenzen

Derartigen Versuchen muß das *Cranz*sche Modellgesetz zugrunde gelegt werden¹⁰⁾. Da es für die in die-

sem Aufsatz wichtigen Schlußfolgerungen eine wesentliche Grundlage bildet, sei es im folgenden kurz abgeleitet:

Wenn man bei Sprengvorgängen von einem Versuch auf einen anderen übertragen will, so wird man voraussetzen müssen, daß es sich um die gleichen Materialien handelt, daß vollkommene geometrische Ähnlichkeit herrscht, und daß infolge der zu verwendenden gleichartigen Sprengstoffe auch die auftretenden Drücke in beiden Versuchen den gleichen Wert an einander entsprechenden Punkten haben müssen.

Setzen wir für eine beliebige Längenabmessung in einem Versuch die Größe l und für die entsprechende Länge im zweiten Versuch die Größe l' , so verlangen wir also die Gültigkeit der folgenden Beziehung

$$l' = v \cdot l$$

für alle einander zugeordneten Längenabmessungen. v ist hierbei der Übergangsfaktor für die Länge. Für die Dichten, Elastizitätsmodule und entsprechend für alle anderen physikalischen Materialgrößen gilt

$$\begin{aligned} \rho' &= \rho \quad (\text{Dichte}), \\ E' &= E \quad (\text{Elastizitätsmodul}). \end{aligned}$$

Ferner nehmen wir an, daß für die kritischen Beanspruchungen die mechanischen Spannungen bzw. die Drücke maßgebend sind, und setzen daher

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma \quad (\text{Spannung}), \\ p' &= p \quad (\text{Druck}). \end{aligned}$$

Die Zerstörung irgendwelcher Objekte durch die Luftstoßwirkung erfolgt durch das Zusammenwirken von äußeren Druckkräften mit elastischen und Massenträgheitskräften. Für eine Modellgesetzmäßigkeit müssen wir also verlangen, daß die verschiedenen Arten von Kräften mit dem gleichen Übergangsfaktor eingehen. Für die elastischen Spannungen haben wir ihn soeben mit 1 festgelegt; daher muß auch der Maßstabsfaktor für die Massenträgheit dividiert durch die Fläche (d. h. für die durch Massenträgheit hervorgerufenen Spannungen) gleich 1 sein.

Es gelten

Maßstabsfaktor für Länge	= v
Maßstabsfaktor für Fläche	= v^2
Maßstabsfaktor für Masse	= v^3
Maßstabsfaktor für Zeit	= v_t
Maßstabsfaktor für Geschwindigkeit	= v/v_t
Maßstabsfaktor für Beschleunigung	= v/v_t^2

also

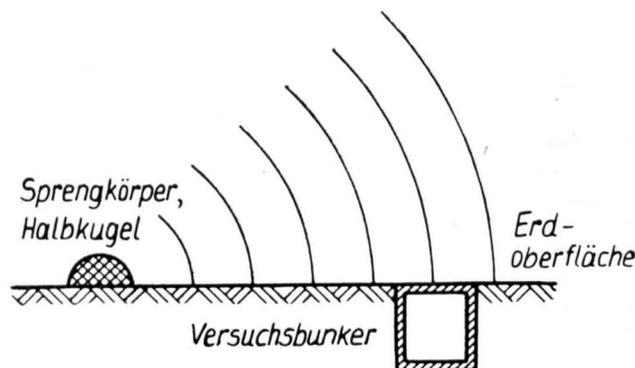


Abb. 6
Versuchsanordnung für eine „Bodensprengung“

⁸⁾ Durchgeführt von C. Heinz, Weil am Rhein (Lörrach).

⁹⁾ Vgl. Abb. 7 auf S. 289 des o. a. Aufsatzes.

¹⁰⁾ Vgl. S. 286 des o. a. Aufsatzes.

Maßstabfaktor für

$$\frac{\text{Masse} \times \text{Beschleunigung}}{\text{Fläche}} = \frac{\nu^3 \cdot \frac{l}{\nu^2}}{\nu^2} = 1.$$

Damit wird $\nu_t = \nu$,

d. h. der Übertragungsfaktor für die Zeiten ist der gleiche wie für die Längen, und der Übertragungsfaktor für die Geschwindigkeit muß gleich 1 sein: Im Original und im Modell herrscht an gleichen Punkten und zu entsprechenden Zeiten die gleiche Geschwindigkeit.

Die hydrodynamischen Kräfte, die in vorliegendem Falle eine Rolle spielen, sind auch Trägheitskräfte, haben also auch den Maßstabfaktor $\nu = l$.

Sind jedoch die maßgebenden Kräfte durch die Erdschwere bedingt, so gilt diese Modellähnlichkeit nicht mehr, da nach den obigen Beziehungen der Maßstabfaktor für die Beschleunigung gleich $\frac{1}{\nu}$ sein müßte,

während ja bei Versuchen auf der Erde zwangsweise die Erdbeschleunigung immer gleich ist. Bei dem Auftreten wesentlicher Belastungen durch das Eigengewicht muß also bei der Anwendung des *Cranz*-schen Modellgesetzes vorsichtig sein.

Ebenso gilt das Modellgesetz exakt nicht mehr, wenn Reibungsvorgänge eine wesentliche Rolle spielen. So ist z. B. bei Versuchen mit verschiedenen Größenabmessungen die *Reynoldssche* Kennzahl nicht gleich groß. Bei den ballistischen Vorgängen treten jedoch sehr kurzzeitige Belastungen auf, bei denen Reibungsvorgänge eine unwesentliche Rolle spielen und man daher erwarten kann, daß die Gültigkeit des *Cranz*-schen Modellgesetzes hierdurch nicht wesentlich beeinflußt wird.

Eine weitere Einschränkung bezüglich des Modellgesetzes ist zu machen, wenn plastische Deformationen eine maßgebende Rolle spielen. Wären die Deformationen in dem Bauwerk nur elastischer Art, so hätte das Modellgesetz volle Gültigkeit. Plastische Deformationen sind jedoch unmittelbar zeitabhängig. Bei Versuchen in großen Dimensionen sind die einander entsprechenden Zeiten im gleichen Maßstab wie die Längen vergrößert, so daß für die Ausbildung der plastischen Deformation wesentlich mehr Zeit zur Verfügung steht. Praktische Versuche, wie sie u. a. von *Kristen* in Braunschweig während des Krieges an Modellbauten im Maßstab 1 : 5 durchgeführt wurden, haben jedoch gezeigt, daß bei der Erprobung in erster Näherung von den plastischen Deformationen abzu- sehen ist und das Modellgesetz Resultate ergibt, deren Genauigkeit mindestens von der gleichen Größenordnung ist wie die in allen Fällen vorhandenen normalen Streuungen der Versuchsergebnisse.

Bei Schutzbauten handelt es sich weitgehend um Beton als Baumaterial. Für die Qualität von Beton ist der verwendete Kies maßgebend. Man kann daher die Frage stellen, ob die Korngröße des verwendeten Kieses bei den Modellbauten proportional verkleinert werden muß. Hierauf ist zu antworten, daß das nicht notwendig ist. Solange die Abmessungen des Bauwerks wesentlich größer sind als die Dimension der Korngröße, was sicher der Fall ist, so ist der Beton in seiner im Original vorhandenen Qualität zu verwenden, d. h. die Korngröße des Kieses ist nicht zu verändern, zumindest nicht bei kurzdauernden Belastungen, wie sie bei allen Sprengversuchen auftreten.

9. Die Ansprengung von Modellbauten

Würde man einen Schutzbau im Maßstab 1 : 10 verkleinern, so reduzieren sich alle Massen um den Faktor 1 : 1000, auch die Masse der zur Erprobung erforderlichen Sprengstoffmenge. Wenn wir nun einen Modellversuch für den Fall der Atombombe durchführen wollen, so brauchen wir daher nicht 20 000 t TNT zu verwenden, sondern nur 20 t. Diese Menge wäre gerade die obere Grenze dessen, was man auf normalen Versuchsplätzen noch realisieren könnte. Man sieht also, daß es bei dem Übergang zur Modellerprobung möglich ist, tatsächlich den Fall der Atombombe nachzubilden. In Wirklichkeit braucht man nun nicht einmal bis zu dieser Menge von 20 t zu gehen.

Betrachten wir noch einmal die Zerstörungskennlinien in Abb. 4. Bei kleineren Ladungen ist zur Zerstörung des Objektes eine entsprechend kleine Entfernung erforderlich, z. B. für 1 kg eine Entfernung von etwas über 1 m. Je größer die Ladungsmenge, um so größer wird die Entfernung. In dem logarithmischen Diagramm wird aber diese Abhängigkeit nicht durch eine Gerade dargestellt, sondern die Zerstörungskennlinie biegt um. Es ist nun wichtig zu wissen, von welchem Ladungsgewicht ab die Kurve horizontal weiterläuft. In diesem Falle ist nämlich nur der Absolutwert des Druckes für die Zerstörung maßgebend, nicht mehr die Druckdauer. Ist bei sehr lang dauernder Stoßwelle die Zerstörung des Objektes bereits erfolgt, während der Druck in der Stoßwelle noch wirksam ist, so kann der nach der Zerstörung vorhandene Druckverlauf nur sekundären Einfluß haben, d. h. daß der so ermittelte kritische Grenzwert für die Druckbelastung auch für den Fall einer Atombombenexplosion gültig sein muß. Die in Abb. 4 eingetragenen Meßwerte reichen zwar zu einer genauen Festlegung dieses Grenzwertes noch nicht aus. Insbesondere wären weitere Versuche bei Ladungen in der Größenordnung von 500 kg bis zu 2 t notwendig. Die Darstellung soll nur als Beispiel dienen.

In der graphischen Darstellung der Versuche handelt es sich um ein kastenförmiges Bauwerk im Modellmaßstab 1 : 4, und man erkennt, daß der kritische Grenzwert wahrscheinlich bereits bei etwa 1 t erreicht ist, so daß in dem vorhin erwähnten Falle des Modellmaßstabes von 1 : 10 aus diesen Überlegungen heraus man nicht bis zu 20 t gehen muß, wie es exakt dem Falle der Atombombe entsprechen würde.

Die Reduzierung in den Dimensionen eines Bauwerkes sollte natürlich nicht zu stark sein. Beim Maßstab 1 : 10 würde es bereits sehr schwierig sein, die Armierung, die selbstverständlich modellgerecht mitreduziert werden muß, einzubauen. Jedoch ist ein Modellmaßstab 1 : 4 oder 1 : 5 wahrscheinlich in den meisten Fällen durchführbar.

So ergibt sich eine verhältnismäßig einfache Möglichkeit, Schutzbauten nicht nur für den Fall der normalen Sprengbomben, sondern auch für den Fall der Atombomben unter Verwendung des Modellgesetzes zu erproben.

10. Variationen in der Art der Beanspruchung

Die in Abb. 4 dargestellten Versuche entsprechen einer Versuchsanordnung nach Abb. 5, bei der also das Versuchsobjekt durch eine Stoßwelle von oben her beansprucht wird. Im Falle der Atombombe würde es sich hierbei um die Beanspruchung im sogenannten Boden-

nullpunkt handeln. Liegt das Objekt außerhalb des Bodennullpunktes, so fällt die Welle schräg ein. Wenn man in diesem Falle jedoch eine richtige Umwertung der Drücke und Impulse vornimmt, wird man die Erprobung auch nach der Anordnung in Abb. 5 durchführen können. Der grundsätzlich andere Fall ist in Abb. 6 dargestellt: Die Sprengstoffladung befindet sich am Boden, und die Stoßwelle läuft senkrecht auf der Erdoberfläche stehend über diesen hinweg. Bei der Detonation einer Atombombe ist dieser Fall realisiert, wenn man sich im Bereich der *Machschen* Welle befindet, die ebenfalls senkrecht auf dem Boden stehend über diesen hinwegstreicht (wie in dem Modellversuch in Abb. 1).

Handelt es sich um einen Schutzbau, der, wie in den Abb. 5 und 6 angedeutet, mit der Erdoberfläche abschließt, so wird das Ergebnis einer Anspregung nach den beiden Fällen praktisch identisch sein, wenn man auf gleichen Druck und Impuls reduziert. In Abb. 4 sind z. B. einige Versuchswerte eingetragen, die aus der Bodensprengung derart auf die Luftsprengung umgerechnet wurden, daß die Eintragung entsprechend den wirklich vorhandenen Druck- und Impulswerten erfolgte, nicht entsprechend den wirklich vorhandenen Ladungsmengen und Entfernungen. Man sieht, daß diese Werte sich in die übrigen zwanglos einfügen.

Steht ein Bauwerk jedoch über der Erde, so wird die Beanspruchung bei senkrecht von oben einfallender und bei seitlich auftretender Stoßwelle verschiedenartige Zerstörungen hervorrufen. In diesem Falle könnte eine Umrechnung nicht in der gleichen Weise erfolgen.

Ein weiterer Gesichtspunkt bei der Durchführung von Modellversuchen an Schutzbauten ist die Berücksichtigung der Welle im Erdboden. Dies ist insbesondere dann von Bedeutung, wenn eine Detonation im Erdboden selbst erfolgt. Auch in einem solchen Falle lassen sich Modellversuche durchführen, wenn man modellgerecht vorgeht, d. h. unter anderem der Erdboden muß die gleichen physikalischen Eigenschaften haben (insbesondere die gleiche Dichte und gleiche Schallgeschwindigkeit) wie in Wirklichkeit, und die Sprengladung muß sich in der modellmäßig richtigen Entfernung vom Bauwerk sowie von der Erdoberfläche befinden.

Bei einer Sprengung an der Erdoberfläche wird nur bei geringer Entfernung der Sprengladung vom Bauwerk die Druckwelle im Boden (bzw. der Erdschub) eine Rolle spielen.

Für den Bautechniker wäre es wichtig, Zerstörungskennlinien nach Art der Abb. 4 für die grundsätzlichen Beanspruchungsarten und für einfache Objekte — z. B. für frei aufliegende Betonplatten — zur Hand zu haben. Auch der Einfluß einer Überdeckung des Bauwerks durch Erdreich ist in die Variationen miteinzubeziehen.

Die Zerstörungskennlinien, die experimentell in verhältnismäßig einfacher Weise zu ermitteln sind, d. h. bei denen die kritische Beanspruchung nur in Abhängigkeit von Sprengstoffmenge und Entfernung zu messen ist, entheben den Bautechniker der Mühe, die Synthese der Einzelvorgänge bei der Stoßwellenbeanspruchung durchzuführen.

Statische und konstruktive Überlegungen für Schutzbauten

Von Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel und Dipl.-Ing. E. Zähringer

1. Aufgabenstellung in Anlehnung an die Richtlinien für Schutzbauten

Die statischen und konstruktiven Probleme der Schutzbauten sind im wesentlichen umrissen durch die Forderungen in Ziffer 1, 2 und 3 der „Richtlinien für Schutzbauten“, nämlich Begriffsbestimmungen, Schutzzumfang und Planung.

Gemäß Ziffer 1 sind Schutzbauten allseitig geschlossene Baukörper mit einem in jeder Richtung biegesteifen Tragwerk und einem Schutzzumfang, der in Ziffer 2 festgelegt ist. Die Bauten sollen gegen die Wirkung von Sprengbomben außerhalb des unmittelbaren Wirkungsbereiches, gegen Einsturz und Trümmerwirkung von Gebäuden, gegen atomare, biologische und chemische Kampfmittel und Brandeinwirkung von beschränkter Dauer schützen. Je nach Schutzgrad A, B und C soll ferner gegen die Wirkung von Atombomben bei Luftdetonationen bis zu einem Höchstüberdruck von jeweils 9 atü, 3 und 1 atü Schutz geboten werden.

Die Begrenzung der Stützweite, der freien Wandlänge und die Forderungen bei der Ausbildung der Eingangsbauwerke lassen keine großen Abweichungen von den in den Richtlinien angeführten Regeltypen zu. Dadurch ist es möglich, in Statik und Konstruktion allgemeingültige Angaben zu machen.

In Ziffer 4 der Richtlinien sind neben Hinweisen für die Konstruktion Belastungsangaben gemacht. Es wird

dort für ausreichend erachtet, wenn die Bauelemente unter Zugrundelegung zulässiger Spannungen für die Beanspruchungen aus Ersatzlasten (Gleichflächenlast) in jeweils ungünstigster Stellung bemessen werden. Die Ersatzlasten betragen für die einzelnen Schutzgrade jeweils 30, 10 und 3 t/m². Sie haben also nur 1/3 des Wertes der maximalen Überdrücke, die gemäß Ziffer 2 der Richtlinien bei Luftdetonationen von Atombomben am Bauwerk auftreten können und gegen die noch Schutz geboten werden soll. Dies ist aber nur ein scheinbarer Widerspruch und darin begründet, daß mit zulässigen Spannungen gerechnet wird, in denen, roh gesagt, eine zweifache Sicherheit gegen Bruch enthalten ist. In Wirklichkeit dürfte hier jedoch eine rund einfache Sicherheit genügen, da größere Verformungen unbedenklich erscheinen, solange der Schutz der Insassen gewährleistet ist. Ferner wird durch die bauliche Anordnung, wie Erdüberdeckung, Lage in anderen Bauwerken usw., die Druckwelle gemindert, so daß es möglich erscheint, die Ersatzlasten nur zu 1/3 der dem Schutzgrad entsprechenden Explosionsdrücke anzunehmen. Unter Ziffer 4 sind ferner die Abmessungen der Bauelemente festgelegt. Diese sind derart gewählt, daß sie einen gemäß Schutzgrad genügenden Strahlungsschutz bieten und in der Lage sind, die Beanspruchungen aus den Ersatzlasten aufzunehmen.

Die von uns durchgeführten Untersuchungen haben sich hauptsächlich auf eine Zusammenstellung „un-

günstigster“ Lastfälle und die daraus resultierende Beanspruchung der Bauwerke erstreckt.

Diese Untersuchungen sowie die Erkenntnisse, die bei der statischen und konstruktiven Behandlung der Regeltypen gewonnen wurden, sind nachfolgend im einzelnen dargestellt.

2. Angreifende Ersatzlasten und ungünstigste Lastfälle

Wie unter 1. erwähnt, ist als statische Belastung eine gleichmäßig verteilte Ersatzlast in ungünstigster Stellung von 30, 10 und 3 t/m² je nach Schutzgrad anzunehmen.

Durch die Ersatzlasten, die als Einwirkung von Kampfmitteln zu betrachten sind, werden Boden- und Trägheitsreaktionen ausgelöst. Die Bestimmung der Bodenreaktion setzt die gleichzeitige Berücksichtigung des elastischen Verhaltens von Bauwerk und Boden voraus. Diese Aufgabe stößt aber auf unüberbrückbare Schwierigkeiten; ist schon das elastische Verhalten des Bauwerkes schwierig zu erfassen, so sind die elastischen Kennwerte von Boden- und Anschlußbauwerken unbekannt. Wir haben uns begnügt, gewisse Grenzfälle der Belastung mit angreifenden und widerstehenden Kräften unter Berücksichtigung des Gleichgewichts zu untersuchen. Die Schutzbauten selber sind dann als elastische Gebilde berechnet.

Diese Grenzfälle sind die im weiteren dargelegten symmetrischen und unsymmetrischen Lastfälle. Die Bodenreaktionen sind als Flächenlasten oder als stärker konzentrierte Lasten unter den Kanten (Streckenlasten) angenommen. Die möglichen ungünstigsten symmetrischen Lastfälle für ein rahmenartiges, gestrecktes Bauwerk sind nebenstehend zusammengestellt. (Die zu den Bauwerksachsen symmetrischen Lasten sind nur einmal dargestellt.)

Die Lastfälle 3a bis 3d entstehen durch Überlagerung von Lastfällen 1 und 2. Die Lastfälle 1 und 2 liefern die größten Feldmomente, die Lastfälle 3 die größten Stützmomente.

Die Überlegungen, die zur Festlegung eines noch möglichen unsymmetrischen Grenzfalles geführt haben, sollen im folgenden dargelegt werden. Als ungünstigster Fall kommt bei einem Angriff von Einzellasten als Reaktion eine Exzentrizität von $h/2$ bzw. $b/2$ in Frage (s. Abb. 2).

Die dabei auftretenden konzentrierten Reaktionen sind jedoch äußerst unwahrscheinlich. Ein noch denkbarer Grenzfall wird entstehen, wenn, wie in Abb. 3 skizziert, ein etwa dreieckförmiger passiver Erdwiderstand, eventuell verbunden mit Reibungskräften, an der Bodenfuge parallel zum Kraftangriff auftritt. Die Möglichkeit eines exzentrischen Kraftangriffes ist auch abhängig von der Aufnahme von Zugkräften im Boden rechtwinklig zum Kraftangriff; diese Zugkräfte können unter Umständen durch Auflasten in derselben Wirkungslinie ersetzt werden, erscheinen aber auch im Boden infolge Adhäsionskräften bei dem kurzzeitigen Lastangriff in begrenztem Umfange möglich. Mit wachsender Auflast nimmt allerdings die Größe des Lastangriffs verständlicherweise ab. Es erscheint sinnvoll, eine Exzentrizität von $h/6$ entsprechend Abb. 3 (bei Vernachlässigung der Reibung) anzunehmen und ihre Wirkung durch einen zusätzlichen Lastfall 4 aus Streckenlasten zu berücksichtigen.

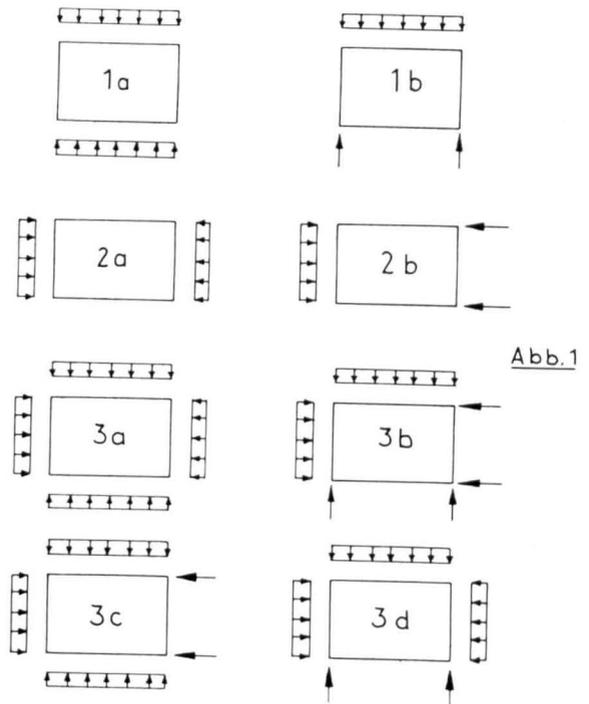


Abb. 1

Ausgehend von obigen Darlegungen, in denen Größe und Ursachen der unsymmetrischen Belastung untersucht sind, kann gesagt werden, daß diese mit größerer Wahrscheinlichkeit bei seitlichem Kraftangriff auftritt. Die Beanspruchungen des Bauwerkes sind bei seitlichem und vertikalem exzentrischen Kraftangriff gleichartig bis auf den symmetrischen Lastenteil. Wegen der meist größeren horizontalen Abmessungen der Bauwerke ergibt sich bei gleichem Lastbild und gleicher Belastungsgröße für den vertikalen exzentrischen Kraftangriff jedoch ein größeres Moment. Dieses größere Moment zu berücksichtigen, ist im Sinne einer gleich großen Standsicherheit für alle wahrscheinlichen Belastungen entbehrlich; es dürfte daher genügen, die Standsicherheit für seitliche unsymmetrische Belastung nachzuweisen.

Neben den Druckersatzlasten sind auch noch Sogkräfte von jeweils 10, 5 und 1 t/m² anzunehmen. Eine gleichzeitige Berücksichtigung von Druck und Sog ist nicht erforderlich. Die aus dem Sog resultierenden Beanspruchungen sind nicht wesentlich und werden an entsprechender Stelle im folgenden nur kurz berührt.

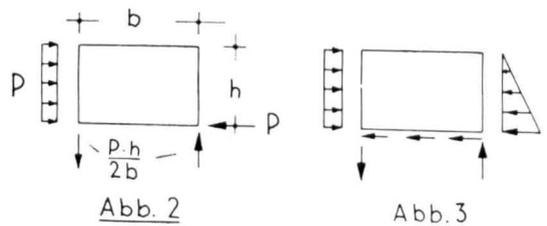


Abb. 2

Abb. 3

3. Weiterleitung der Ersatzlasten im Bauwerk und die dabei auftretenden Beanspruchungen

3.1 Symmetrische Lastfälle

Für die Bemessung der Bauelemente des gemäß Richtlinien „in jeder Richtung biegesteifen Tragwerks“ ist der Kraftverlauf im Bauwerk zu unter-

suchen und das elastische Zusammenwirken der Bauelemente zu berücksichtigen.

Zur Bemessung der Umfassungsbauteile, die durch Momentenvektoren in ihrer Ebene beansprucht sind (Beanspruchung als Platten), werden nur symmetrische Lastfälle zugrunde gelegt (s. Lastaufteilung unter 2.). Je nach den Abmessungsverhältnissen wird die Last nur in einer Richtung (Zusammenwirken von Decken und Wänden als Rahmen) oder kreuzweise abgetragen. Es werden im letzteren Fall zweckmäßig auch Mittelwände zur Aufnahme der Kräfte aus den kreuzweise gespannten Außenbauteilen herangezogen.

Bei genügend langen Bauwerken bleibt ein großer Teil des Bauwerkes von den Störungen der Endbauten unberührt, und man kann sie als geschlossene Rahmen im ebenen Formänderungszustand berechnen. Für diese Rahmen sind die unter 2. aufskizzierten Lastfälle zu untersuchen.

Bei Lastangriff an den Endwänden können diese als teilweise eingespannt angenommen werden. Die Einspannung klingt in Richtung der Hauptrahmenachse schnell ab.

Durch das elastische Zusammenwirken der Rahmenglieder werden bei den einzelnen ungünstigsten Lastfällen jeweils auch negative Feldmomente hervorgerufen, die meist schon größer sind als die Beanspruchungen aus dem Lastfall Sog.

Bei den annähernd quadratischen Bauten wird die Last auf den einzelnen Außenbauteilen in zwei Richtungen abgetragen. In diesem Fall werden die Außenbauteile zweckmäßig als kreuzweise gespanntes, auf den Außenkanten und Mittelwänden gelagertes Deckensystem gerechnet. Bei etwa gleicher Größe der Einzelfelder kann mit guter Näherung von dem Marcus'schen Berechnungsverfahren ausgegangen werden; dieses spaltet die ungünstige schachbrettartige Belastung in einen symmetrischen und antimetrischen Teil auf, die jeweils mit vollständiger Einspannung und gelenkiger Lagerung gerechnet werden. Wegen der meist stark unterschiedlichen Stützweiten und Türöffnungen ist für den symmetrischen Teillastfall, insbesondere für die großen Plattenfelder, die Einspannung nur unbedeutend. Bei der Berechnung der Feldmomente wird daher zur Sicherheit zweckmäßig allseitig gelenkige Lagerung nicht nur für die halbe, sondern für die gesamte Last angenommen. Dementsprechend kann das

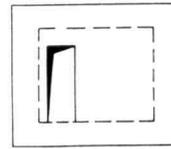


Abb. 6

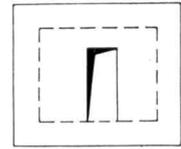


Abb. 7

nach dem Marcus'schen Verfahren ermittelte Stützmoment auf etwa $\frac{2}{3}$ abgemindert werden.

Die negativen Feldmomente in den Platten werden im Gegensatz zu den rahmenartigen Bauten im wesentlichen durch den Sog bestimmt. Oben aufgeführte Überlegungen gelten auch hier entsprechend.

3.2 Antimetrische Lastfälle

Der im unsymmetrischen Lastangriff enthaltene antimetrische Teillastfall 4 muß für die beiden rechtwinklig zueinander stehenden Hauptrichtungen untersucht werden. Es besteht die Möglichkeit, die daraus resultierenden Bauwerksbeanspruchungen durch die Rahmen aufzunehmen, die jeweils in der Ebene des Kraftangriffs stehen. Diese Rahmen werden an ihrer Verformung durch die parallel zu ihrer Ebene verlaufenden Endwände — im folgenden kurz Schotte genannt — wesentlich behindert, und zwar werden die antimetrischen Streckenlasten von der Decke und Sohle sowie von den zu dem Lastangriff normal gerichteten Wänden auf die jeweiligen Schotte weitergeleitet. Erstere werden durch Biegemomente und Querkräfte wie Scheiben, die Schotte nur durch Schubkräfte beansprucht. Die Beteiligung der Schotte an der Aufnahme der antimetrischen Gesamtbeanspruchung des Bauwerks müßte durch eine elastische Untersuchung ermittelt werden. Man kann jedoch ohne weiteres die Aussage machen, daß der Rahmen für einen antimetrischen Kraftangriff weicher ist als das Tragsystem, das die Kraft über die sehr biegesteifen Scheiben auf die Schotte weiterleitet. Die Starrheit der Schotte wird durch die Öffnungen zum Teil gemindert. Für den Nachweis der Standsicherheit genügt es jedoch, den Schotten die Gesamtkräfte zuzuweisen.

Falls die Schotte bzw. Wände nicht durch Öffnungen durchbrochen sind, können diese Beanspruchungen bei den durch die Richtlinien begrenzten Abmessungen ohne weiteres von der vorhandenen Biegebewehrung aufgenommen werden. Bei größeren Wandöffnungen wie Türen usw. ist jedoch meist ein Nachweis erforderlich. Die Weiterleitung der Schubkräfte ist insbesondere in den die Öffnung umgebenden schwächeren Bauteilen wie Stürzen, Schwellen, Türleibungen zu untersuchen. Es ist zu beachten, daß diese Bauteile nicht nur durch die Schubkraft, sondern auch durch die gleichzeitig auftretenden Biegemomente beansprucht werden.

Je nachdem, ob die Öffnung am Rand oder in der Mitte des Schotts liegt, wird zweckmäßigerweise das statische System nach Abb. 6 bzw. Abb. 7 gewählt. Die schwä-

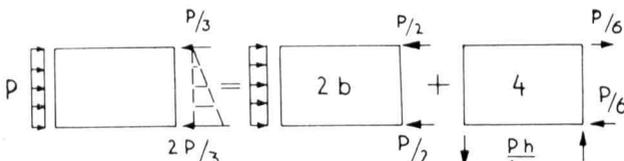


Abb. 4

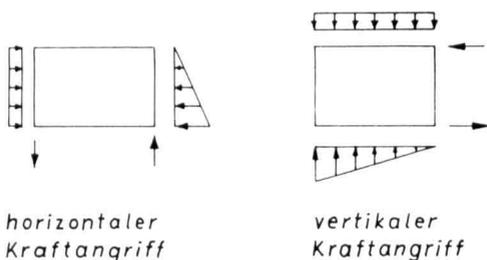


Abb. 5

horizontaler Kraftangriff

vertikaler Kraftangriff

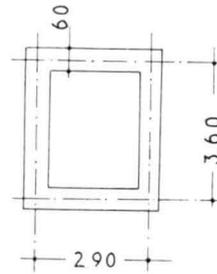
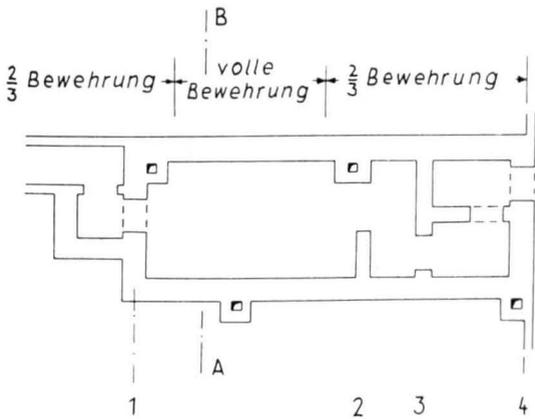


Abb. 8
Grundriß und Schnitt

ungünstigsten Lastfälle erforderlich, soll aber gleichzeitig ein Herausplatzen des Betons bei Beschuß erschweren. Aus dem gleichen Grunde soll der Abstand der Bewehrungsseisen höchstens 15 cm betragen. Zur Abtragung punktförmiger Einzellasten ist eine ausreichende Verteilerbewehrung wünschenswert. Deren Querschnitt sollte im Gegensatz zur DIN 1045 nicht unter $\frac{1}{3}$ der Hauptbewehrung gewählt werden. Arbeitsfugen, in deren Umgebung die Betonfestigkeit meist gemindert wird, sollen auf ein Minimum beschränkt bleiben.

chere Begrenzungsteile müssen auf Biegung und Querkraft bemessen werden, während größere angrenzende Flächen nur eine konstruktive Bewehrung an der Lochleibung erhalten. Im einzelnen darf auf das am Schluß mitgeteilte Zahlenbeispiel hingewiesen werden.

Die Schubspannungen in den Platten bewegen sich für die in den Richtlinien gegebenen Raumabmessungen in der Größenordnung von 5–8 kg/cm² und werden konstruktiv durch Aufbiegungen gedeckt.

4. Bemessung und Konstruktion

Die einzelnen Bauteile sind für die Schnittkräfte aus der Belastung mit den Ersatzlasten nach den Vorschriften der DIN 1045 zu bemessen.

Als Baustoffe sollen Stahl I und Betone mit einer Würfel Festigkeit von mindestens 300 kg/cm² verwendet werden. Der Stahl I besitzt den Vorzug einer großen Bruchdehnung und der im Verfestigungsbereich vorhandenen Formänderungsreserven; darauf kommt es hier an, weil lediglich der Bruchzustand und nicht etwa ein unzulässiger Verformungszustand maßgebend ist. Wie weit diese Reserven allerdings tatsächlich zur Auswirkung kommen, müßte erst noch durch Versuche geklärt werden. Es besteht sehr wohl die Möglichkeit, daß die Beanspruchung in einem solchen Maße stoßartig auftritt, daß auch der Stahl I mit geringer Dehnung spröde bricht. Die Betongüte von mindestens B 300 wird deshalb verlangt, weil durch Sprengversuche während des letzten Krieges der wesentliche Einfluß der Betonfestigkeit auf die Standsicherheit erkannt wurde.

Die besonderen Beanspruchungen, wie Beschuß, Verkantungen u. ä., erfordern konstruktive Maßnahmen, die im einzelnen unter Punkt 4 der Richtlinien aufgeführt sind. Die Bewehrung ist in allen Wänden beidseitig anzuordnen und durch mindestens vier Fleischerhaken je m² miteinander zu verankern. Diese beidseitige Bewehrung ist ohnehin wegen der verschiedenen

5. Beispiel

Nachfolgend ist der in den Richtlinien vorgesehene Typenbau „Außenbau A“ statisch und konstruktiv behandelt.

5.1 Abtragung der symmetrischen Lastfälle

Wegen der langgestreckten Form des Bauwerks wird die Ersatzlast, die an den langen Außenbauteilen angreift, in dem von den Endbauten entfernteren Bereich hauptsächlich durch geschlossene Rahmen abgetragen. Im Bereich der Endwände und des Eingangsbauwerks werden die Rahmen entlastet. Insbesondere tritt durch die Zwischenwände des Eingangsbauwerks eine Störung der Rahmenwirkung ein, die Gegenstand einer eingehenderen statischen Untersuchung sein könnte. Im Hinblick auf eine einfache Konstruktion erscheint es jedoch sinnvoller, die Normalbewehrung der Außenbauteile ohne Rücksicht auf die elastischen Verhältnisse beizubehalten und die entlastende Wir-

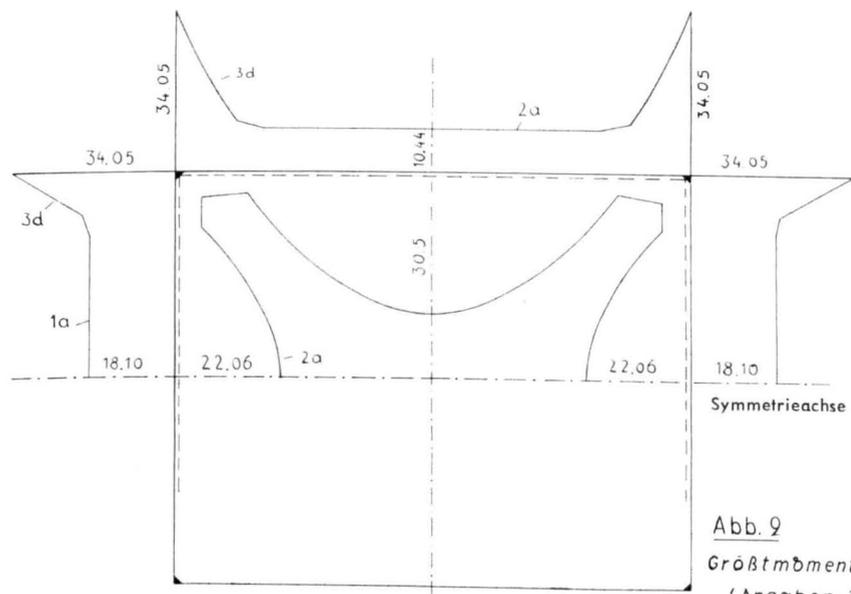


Abb. 9
Größtmomentenkurve
(Angaben in mt/m)

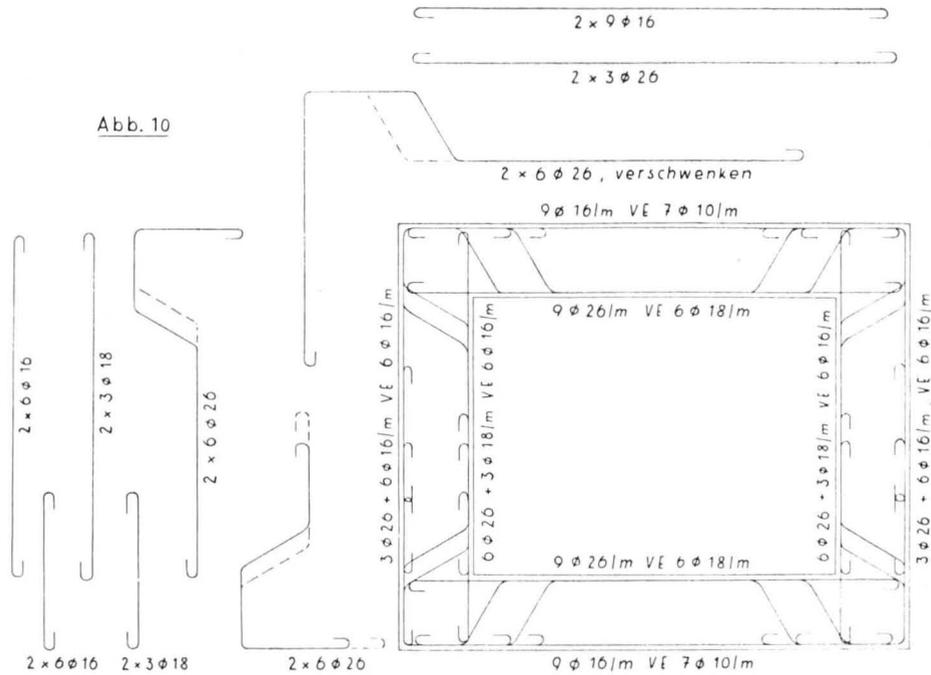


Abb. 10

kung der Zwischen- und Endwände durch einen Faktor kleiner als 1, etwa $\frac{2}{3}$, bei der Bewehrung zu berücksichtigen.

5.11 Normalrahmen

Für die unter Punkt 2 erläuterten ungünstigsten Lastfälle 1 a — 3 d (s. Abb. 1) ergibt sich die in Abb. 9 dargestellte Größtmomentenkurve. Die Momente aus den Sogbelastungen haben jeweils $\frac{1}{3}$ des Betrages der Momente aus den Ersatzlasten. Die Beanspruchungen sind zu den Hauptachsen symmetrisch. Als wesentlich

es ohne weiteren Nachweis, $\frac{2}{3}$ der normalen Bewehrung der Rahmenseitenwände einzulegen.

5.2 Abtragung der antimetrischen Last

Die Kräfte aus dem Lastfall 4 (s. Abb. 4) werden durch die Wand- und Deckenscheiben auf die Endschotte übertragen. Es wird angenommen, daß die Wand in Reihe 1 und die Wände in Reihe 3 und 4 jeweils die Hälfte der Gesamtlast aufnehmen. Die Wände 3 und 4 werden die ihnen zukommende Last etwa im Verhältnis ihrer Wandstärken, nämlich 4 : 6 aufnehmen. Es ist nicht erforderlich, daß die Wirkungslinien von angreifenden und widerstehenden Kräften exakt zusammenfallen, da bei einer durch die elastische oder plastische Nachgiebigkeit eines Schotts hervorgerufenen Verdrehung Kräfte in den Längswänden geweckt werden, die das Momentengleichgewicht sofort wiederherstellen.

Die Bemessung der Bewehrung um die Öffnung in der Wand Reihe 1 sei kurz erläutert. Sturz und Schwelle

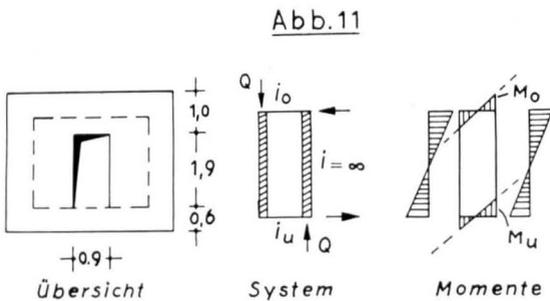


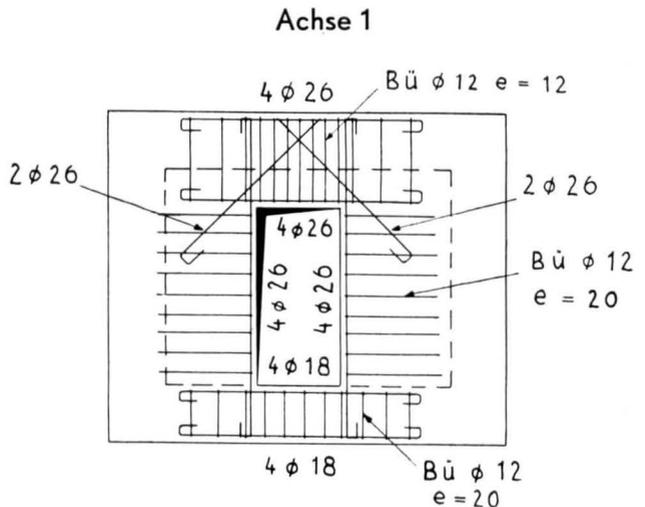
Abb. 11

ungünstigste Lastfälle treten 1a, 2a und 3d hervor. Die Normalkräfte können bei der Bemessung vernachlässigt werden.

Die Bewehrung hat gemäß den Richtlinien in Stahl I zu erfolgen. Die dabei auftretenden Betondruckspannungen betragen etwa 60 kg/cm^2 . Maßgebend für die Bemessung der Ecken ist das Moment am Riegelanschnitt. Wegen des gedrungenen Querschnitts ergibt sich dort jedoch aus konstruktiven Forderungen meist eine Überbewehrung. Die Schubspannungen am Riegelanschnitt betragen $\tau_0 = 9 \text{ kg/cm}^2$. Ein Bewehrungsvorschlag ist in Abb. 10 dargestellt.

5.12 Endwände

Für Lastangriff auf die Endwände können diese als teilweise in die Längswände eingespannt gerechnet werden. Wegen der kreuzweisen Lastabtragung genügt



Achse 1

Abb. 12

beteiligen sich an der Kraftaufnahme im Verhältnis ihrer Trägheitsmomente.

$$Q = \frac{P \cdot h}{6b} \cdot 1 = \frac{87 \cdot 2,9}{6 \cdot 3,6} \cdot 5,0 = 59 \text{ t}$$

(1 = Einzugsgebiet der antimetrischen Streckenlast)

$$J_o : J_u = 1^3 : 0,6^3 = 1 : 0,22$$

$$M_o = \frac{1,0}{1,22} \cdot 59 \cdot \frac{0,9}{2} = 22 \text{ mt}$$

$$M_u = \frac{0,22}{1,22} \cdot 59 \cdot \frac{0,9}{2} = 5 \text{ mt}$$

$$\tau_o = \frac{1,0}{1,22} \cdot \frac{59 \cdot 1,14}{0,60 \cdot 0,96} = 96 \text{ t/m}^2$$

Die unendlich steifen Seitenflächen werden auch durch Momente beansprucht. Es genügt jedoch, eine konstruktive Bewehrung an der Türleibung in der Größenordnung der Sturzbewehrung einzulegen. Die Zugkräfte an der Außenseite können der vorhandenen Wandbewehrung ohne Bedenken zugewiesen werden.

Die Beanspruchungen um die Türöffnungen in den Wänden 3 und 4 errechnen sich bei Berücksichtigung des in Abb. 6 angezeigten Systems in ähnlicher Weise. Es genügt dabei, die Momentennullpunkte des Rahmens zu schätzen.

Ein Bewehrungsvorschlag für die Schotte ist in Abb. 12 dargestellt.

Erfahrungen bei der Ausführung von Schutzbauten

Arbeitsaufwand, Baustoffbedarf und Kosten im Rahmen des Länder-Vergleichsprogrammes 1954/55

Von Dipl.-Ing. R. Joop, Institut für Bauforschung, Hannover

Im Auftrage des Bundesministeriums für Wohnungsbau wurde in zehn Ländern des Bundesgebietes eine größere Anzahl von Vergleichsbauten nach dem gleichen Programm errichtet und hinsichtlich des hierbei festgestellten Arbeitsaufwandes sowie der Baukosten miteinander verglichen.

Bei der Durchführung dieses „Ländervergleichsprogrammes“ 1954/1955 sollten erstmalig auch Schutzräume nach den inzwischen veröffentlichten „Richtlinien für Schutzbauten“ mit vorgesehen werden.

Die dem Institut für Bauforschung, Hannover, übertragene Auswertung dieser Vergleichsbauten hinsichtlich des Arbeitsaufwandes, der Baukosten und aller sonstigen Maßnahmen zur wirtschaftlichen Ausführung sollte sich auch auf diese Schutzbauten erstrecken, um der Bauwirtschaft entsprechende, allgemeingültige Hinweise geben zu können.

Der Endbericht hierzu liegt noch nicht vor. Aus dem ersten Zwischenbericht, der nach Fertigstellung der Rohbauten aufgestellt wurde¹⁾, kann aber schon folgendes mitgeteilt werden:

1. Planung (allgemein)

Die Gesamtplanung der Bauten und damit auch die Einzelplanung der Schutzräume nach dem „Vorläufigen Merkblatt“ 1952 waren bereits im wesentlichen abgeschlossen, als das Bundesministerium für Wohnungsbau im März 1954 den Entwurf der „Richtlinien für Schutzbauten“ veröffentlichte. Diese Fassung weicht aber bekanntlich z. T. erheblich von dem im Merkblatt 1952 enthaltenen bautechnischen Einzelheiten ab, so daß Änderungen in der Schutzraumplanung erforderlich wurden. Diese Änderungen ließen sich aber nicht mehr bei allen Vergleichsbauten verwirklichen. Dadurch sind die Schutzräume bei einem Teil der Bauten nach den alten Richtlinien und bei dem anderen Teil nach den Bestimmungen der Fassung vom März 1954 gebaut worden.

Insgesamt wurden acht Schutzraumbauten ausgewertet. Davon waren fünf nach dem vorläufigen Merkblatt als Bauten der Gruppe NA (die Bauten nach NA entsprechen etwa den Schutzbauten C), zwei nach den Richtlinien in der Fassung vom März 1954 als Bauten der Gruppe B und einer als Schutzraum der Gruppe C ausgeführt worden.

Grundriß und Schnitt dieser Bauten sind aus den Abb. 1 bis 8 ersichtlich.

2. Baudurchführung und Gesamtkosten

Auf der in der Abb. 1 mit II gekennzeichneten Baustelle wurden je Hauszeile zwei in ihrer Lage und Abmessungen verschiedene Schutzräume der Gruppe B eingebaut. Während der eine vom Treppenhaus unmittelbar zugänglich ist, liegt der andere am Hausende (Giebel). Dadurch ist bei dem letzteren der Zugang entsprechend länger und die erforderliche Deckenverstärkung aufwendiger als beim ersten. Damit ergab sich eine verhältnismäßig große Menge an verbaulichem Beton (55 m³). Auf die Notauslässe verzichtete man vorerst.

Die Durchführung wurde außerdem durch ungünstige Bodenverhältnisse erschwert. Der Arbeitsaufwand (einschließlich Schalen und Stahlverlegen) betrug hier 8,2 Std/m³.

Die Rohbaukosten sind infolge dieser örtlich bedingten Gegebenheiten mit 6621,— DM/Haus verhältnismäßig hoch.

Auch auf der Baustelle III (Schutzraum NA) — Abb. 2 — traten Gründungsschwierigkeiten und Witte-rungseinflüsse auf, die sich auf den Arbeitsaufwand (11,3 Std/m³) ungünstig auswirkten. Hier waren jedoch die verbauten Betonmengen (37,6 m³) für zwei nebeneinanderliegende Schutzräume mit einem gemeinsamen Eingang verhältnismäßig gering. Infolge günstiger Angebotspreise wurden auf dieser Baustelle mit 3647,— DM die niedrigsten Gesamtkosten festgestellt.

¹⁾ Berichterstatter: Bauingenieur Wilhelm.

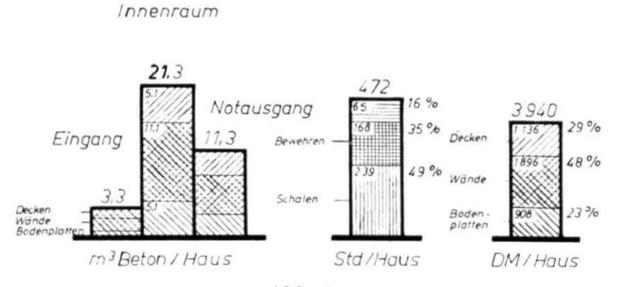
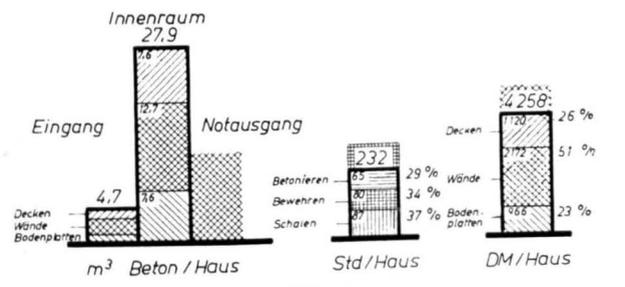
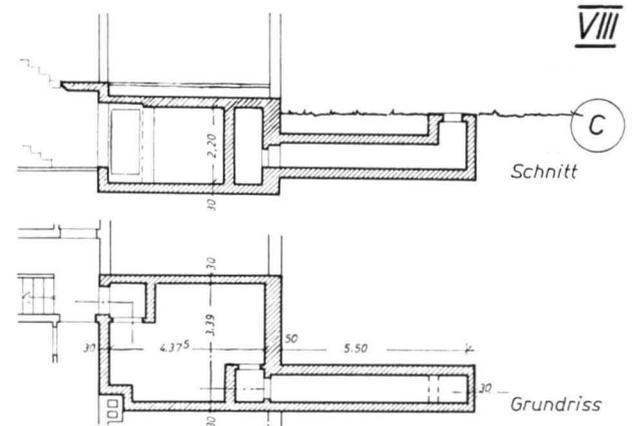
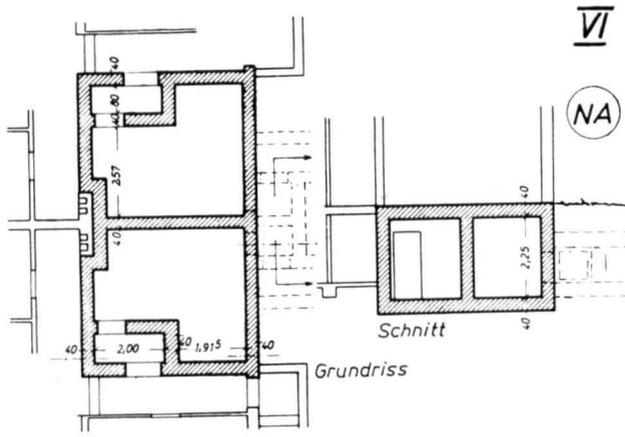


Abb. 4

Abb. 6

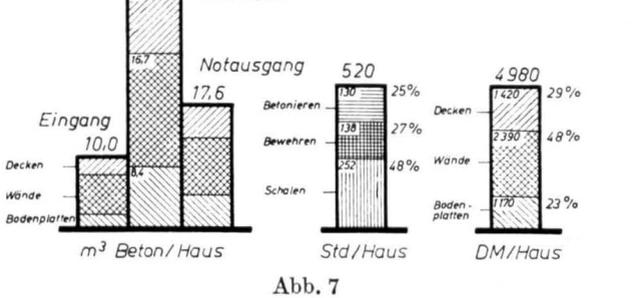
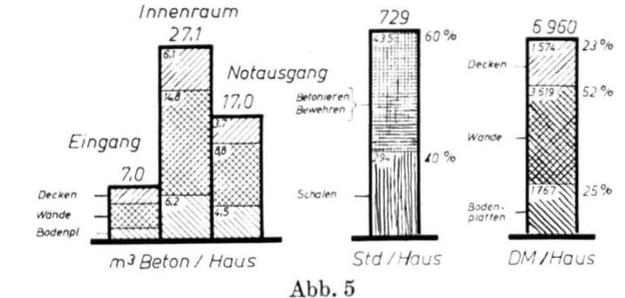
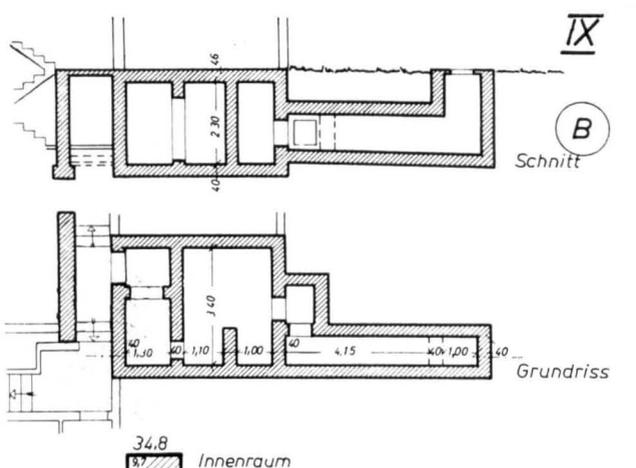
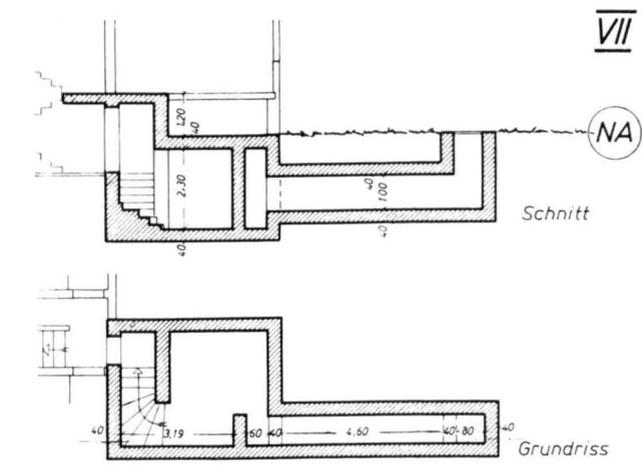


Abb. 5

Abb. 7

Infolge des niedrigen Arbeitsaufwandes (8,4 Std/m³) lagen die Gesamtkosten trotz der großen Betonmengen mit 4980,— DM in vertretbarer Höhe.

Auf der Baustelle X war der Schutzraum selbst noch als Schutzraum NA ausgebildet worden (Abb. 8). Er erhielt jedoch einen Notauslaß nach den Richtlinien der neuen Fassung.

Die verbauten Betonmengen, der Arbeitsaufwand und die Gesamtkosten (4384,— DM) liegen hier etwa

im Durchschnitt aller untersuchten Bauten der Gruppe NA.

3. Betonmassen

In Abb. 9 sind die Betonmassen je Haus, die für die Luftschutzräume anfallen, angegeben und nach den Hauptbauteilen — Bodenplatte, Wände und Decken — unterteilt. Die Unterschiede in den Betonmassen sind durch die verschiedenen Schutzraumarten und

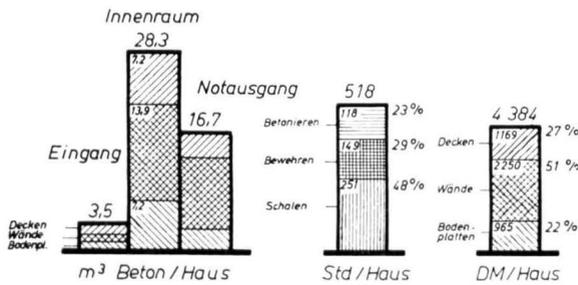
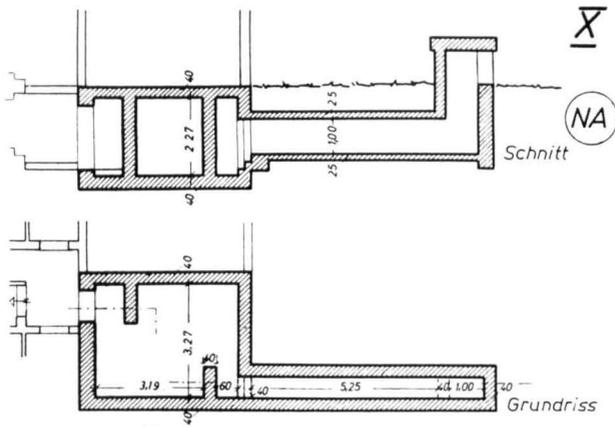


Abb. 8

Betonmassen je Haus in m³

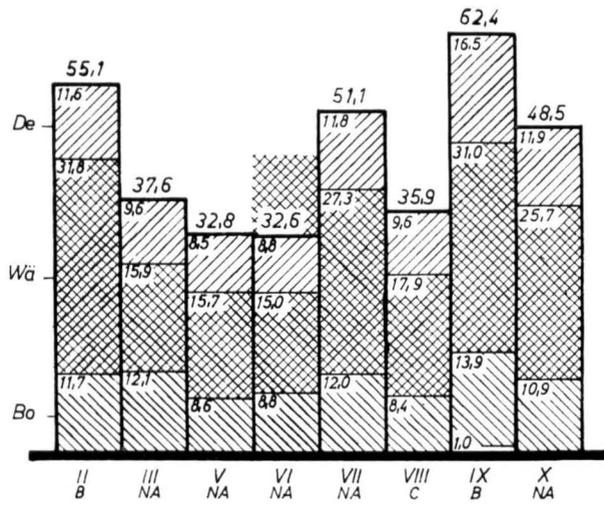


Abb. 9

Betonmassen je m³ umbauten Raumes je m³ Luftinhalt (untere Säule)

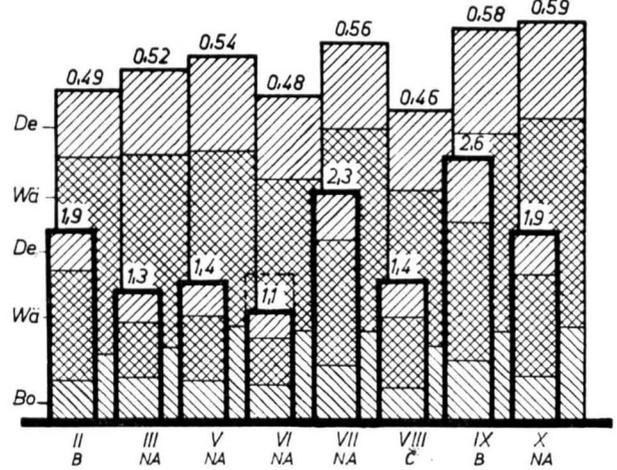


Abb. 10

durch die örtlichen Gegebenheiten bedingt. Läßt man Ursachen, die nur geringe Abweichungen in den Betonmengen je Schutzraum ergeben, unberücksichtigt, so kann man für die Herstellung der verschiedenen Schutzraumarten etwa folgende Betonmassen angeben:

- Schutzraum NA etwa 35 m³,
- Schutzraum B etwa 55 m³,
- Schutzraum C etwa 37 m³.

Legt man zwei Schutzräume nebeneinander, so verringern sich die Massen durch die eingesparte Mittelwand beim Schutzraum NA um etwa 3 m³. Versieht man den Schutzraum NA mit einem langen Notauslaß, so erhöhen sich die Massen um etwa 10 m³. Ein Schutzraum C hat etwa die gleichen Betonmassen wie ein Schutzraum NA. Was infolge der dünneren Wände eingespart wird, benötigt der außerhalb des Trümmereiches endende Notauslaß.

3.1 Stahlbetonmassen je m³ u. R. (obere Säulen in Abb. 10)

Die Betonmassen, umgerechnet auf den m³ umbauten Raum, sind bei allen Bauvorhaben etwa gleich hoch. Kleine Unterschiede durch die Wahl der verschiedenen

Tabelle I
Größen- und Massenübersicht

Bau- stelle	SR	u. R. m³	Boden- fläche m²	Luft- inhalt m³	Betonmassen in m³			Sa.
					Eingang	Innenraum	Notauslaß	
II	B	120,0	12,4	28,5	9,2	33,3	12,6	55,1
III	NA	71,9	12,7	25,4	4,7	30,2	2,7	37,6
V	NA	61,0	10,4	23,8	3,6	22,6	6,6	32,8
VI	NA	68,3	12,8	28,9	4,7	27,9	0,0	32,6
VII	NA	90,8	9,3	22,4	6,9	27,2	17,0	51,1
VIII	C	77,4	11,8	26,0	3,3	21,3	11,3	35,9
IX	B	107,5	10,5	24,1	10,0	34,8	17,6	62,4
X	NA	82,6	11,4	25,9	3,4	28,3	16,8	48,5

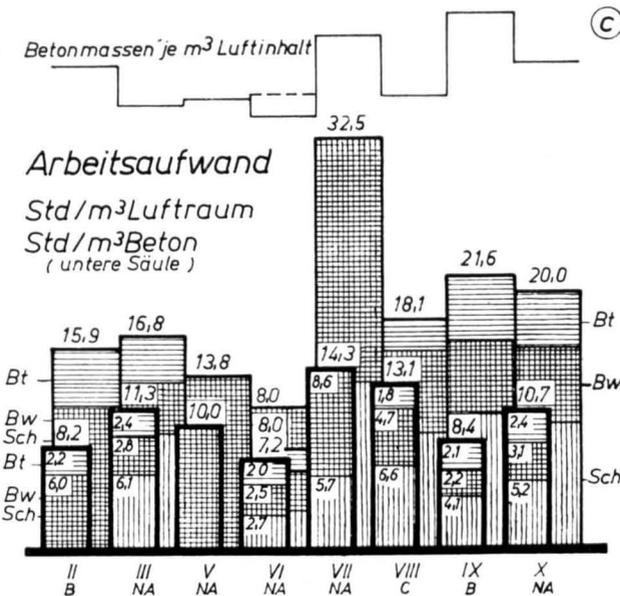


Abb. 11

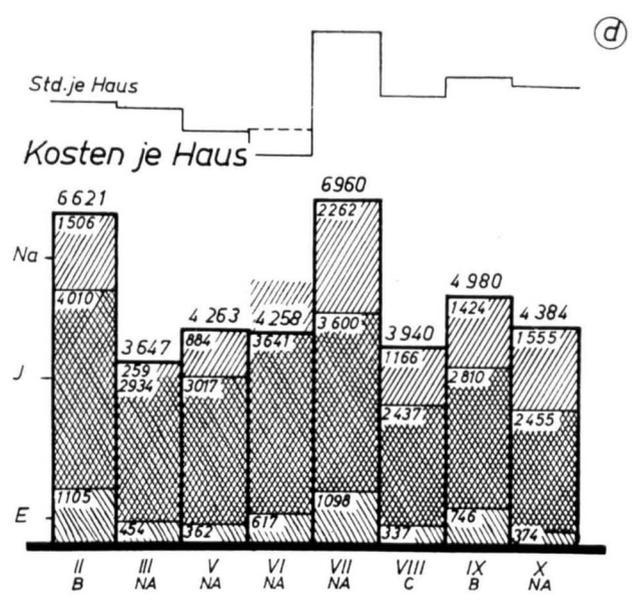


Abb. 12

Schutzraumsysteme ergeben $\pm 8\%$ im Mittel. Vergleicht man nur die gleichen Bauarten z. B. NA untereinander, so ergeben sich nur Unterschiede von etwa $\pm 2,5\%$. Auf Baustelle VIII entfallen infolge der 30 cm dicken Wände — alle übrigen Schutzräume besitzen 40 cm dicke Wände — nur 0,46 m³ Stahlbeton auf den m³ u. R.

3.2 Stahlbetonmassen je m³ Luftinhalt (untere Säulen in Abb. 10)

Wenn nur der Luftinhalt des Aufenthaltsraumes für die Berechnung berücksichtigt wird und der Luftinhalt vom Eingang und Notauslaß unbeachtet bleibt, ergeben sich hohe Unterschiede in den Stahlbetonmassen, bezogen auf den m³ Luftinhalt. Es ist deutlich erkennbar, daß die langen Notauslässe das Ergebnis wesentlich beeinflussen. Bei Schutzräumen mit kurzem Notauslaß beträgt der Betonanteil je m³ Luftraum des Aufenthaltsraumes etwa 1,4 m³, bei langem Notauslaß zwischen 1,9 und 2,6 m³. Die Baustelle VIII fällt wegen der dünneren Wände aus diesem Rahmen.

4. Arbeitsaufwand je m³ Luftraum und je m³ Stahlbeton (Abb. 11)

Die großen Schwankungen — bezogen auf den für die Ausnutzung des Schutzraumes maßgeblichen Luftraum — sind durch die verschiedenen Leistungen und die Stahlbetonmassen je Luftraum bedingt. Auf Baustelle VII haben sich z. B. alle ungünstig auswirkenden Faktoren (schlechter Baugrund, Schlamm, dauernde Wasserhaltung und langer Notauslaß) addiert, so daß der Aufwand auf 32,5 Std/m³ Luftraum anstieg.

Beim Quervergleich — auf die Betonmassen bezogen — bleiben die Einflüsse durch unterschiedliche Betonmengen unberücksichtigt. Aber dennoch haben sich Unterschiede ergeben, die zwischen 8 und 14 Stunden liegen. Im Abschnitt 2 sind die an den einzelnen Baustellen erzielten Ergebnisse erläutert und begründet worden. Addiert man die für die einzelnen Arbeitsgänge (Ein- und Ausschalen, Eisen biegen und flechten, Betonieren und Verdichten) an den verschiedenen Bau-

Tabelle 2²⁾

	Arbeitsaufwand Std/m³		Stahlbeton (je m² gesch. Wandfläche)			
	niedrigster Wert		mittlerer Wert		höchster Wert	
Ein- und Ausschalen	4,0	(1,6)	5,4	(1,9)	6,6	(2,1)
Eisen biegen, flechten und verlegen	2,2	(0,89)	3,4	(1,36)	5,0	(2,0)
Betonieren und verdichten	1,8	(0,56)	2,2	(0,84)	2,4	(0,91)
	8,0	(3,05)	11,0	(4,10)	14,0	(5,01)

²⁾ Die Baustellen II und VI blieben bei dieser Auswertung vorerst unberücksichtigt, weil an beiden Baustellen die Notauslässe noch nicht angebaut worden sind.

Tabelle 4

Übersicht über den Streubereich der Rohbaukosten für Schutzräume

a) Gesamtkosten b) Kostenanteil für 1 m³ Luftinhalt

	Stahlbetoneinheitspreise in DM		
	85 DM/m ³	120 DM/m ³	155 DM/m ³
NA mit 35 m ³ a)	2975,—	4200,—	5425,—
b)	114,—	161,—	208,—
B mit 55 m ³ a)	4675,—	6600,—	8525,—
b)	180,—	254,—	328,—
C mit 37 m ³ a)	3145,—	4440,—	5735,—
b)	121,—	170,—	220,—

6. Zusammenfassung der Erfahrungen

Aus der Auswertung der im Rahmen des „Ländervergleichsprogramms“ 1954/55 ausgeführten Schutzraumbauten bei acht Vergleichsbaustellen in verschiedenen Bundesländern können folgende allgemeingültige Folgerungen gezogen werden:

6.1 Planung und Vorbereitung

Die Vorbereitung der Schutzraumbauten und ihre Planung im einzelnen wirken sich auf den Arbeitsaufwand und die Baukosten im erhöhten Maße aus. Das ist in erster Linie durch die mit dem Bau von Schutzräumen verbundenen, verhältnismäßig umfangreichen Erd- und Gründungsarbeiten bedingt. Der Einfluß ungünstiger Bodenverhältnisse macht sich hierbei besonders bemerkbar. Auch die im Vergleich zu den übrigen Gebäudeteilen großen Wandmassen der Schutzräume tragen zum Mehraufwand und zu den dadurch verursachten Mehrkosten infolge nachträglicher Änderungen und Umplanungen spürbar bei. Schutzraumbauten sollten daher rechtzeitig in die

Gesamtplanung des Gebäudes mit einbezogen und nicht erst nachträglich vorgesehen oder improvisiert werden.

6.2 Unterschiede im Arbeitsaufwand und in den Kosten

Die bei den hier untersuchten Vergleichsbauten festgestellten, teilweise erheblichen Unterschiede im Arbeitsaufwand und in den Baukosten können in erster Linie auf örtliche Gegebenheiten wie

- Bodenverhältnisse,
- Witterungseinflüsse und
- örtliche Unterschiede in den Baustoffpreisen

zurückgeführt werden.

Außerdem haben sich aber neben der Bauvorbereitung auch

- die Baustellenorganisation und der allgemeine Bauablauf

ausgewirkt.

Das konnte besonders beim Einsatz von Baumaschinen (Mischer, Transportgeräte usw.) beobachtet werden. Bei guter Baustellenorganisation und richtigem Einsatz der Baumaschinen und Geräte war es im allgemeinen möglich, die Einflüsse ungünstiger örtlicher Gegebenheiten weitgehend wieder auszugleichen.

6.3 Einfluß der verschiedenen Schutzraumarten auf Baustoffverbrauch, Arbeitsaufwand und Baukosten

Die verschiedenen hier untersuchten Schutzraumarten (NA, B und C) ergaben Unterschiede in den Baustoffmengen (Stahlbeton) im Mittel von 8%. Davon sind jedoch etwa 2 bis 3% auf örtliche Voraussetzungen zurückzuführen, so daß etwa 5,5% verbleiben.

Auf den m³ Luftinhalt bezogen, ergaben sich jedoch erheblich größere Unterschiede in den Betonmassen, da hierbei der Luftinhalt des Eingangs und der Notauslässe unberücksichtigt bleibt.

Auf den Arbeitsaufwand und die Baukosten wirken sich diese Unterschiede in den Baustoffmengen entsprechend aus.

Bei Ausschaltung des durch örtliche Preisunterschiede in den Baustoffen bedingten Streubereichs ergaben sich Kostenunterschiede (für die Rohbauten) bei den einzelnen Schutzraumarten von rund 5,5%. Die Höhe dieser Unterschiede entspricht demnach den vorstehenden Unterschieden in den Baustoffmengen.

Durch ungünstige Gesamtplanung der Schutzräume (z. B. durch lange Zugänge vom Treppenhaus, Aufteilung des Gesamtraumes in viele kleine, z. T. nicht nutzbare Nebenräume) können aber — infolge größerer Betonmengen — auch wesentlich größere Kostenunterschiede entstehen.

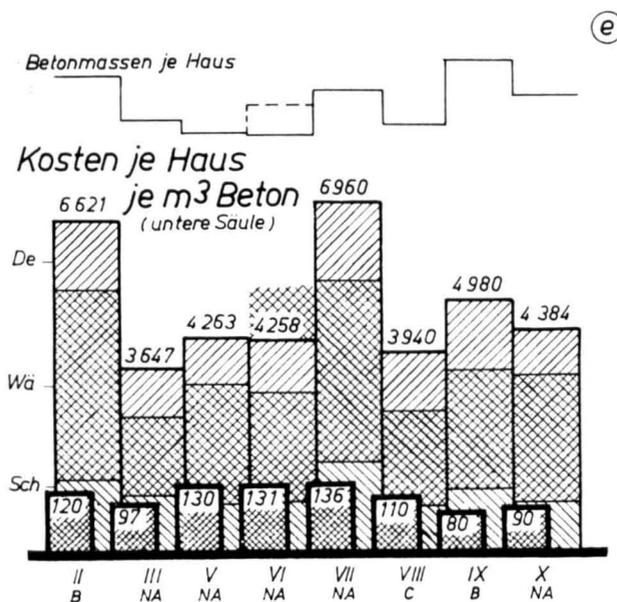


Abb. 13

Schutzbauten für den Erweiterten Selbstschutz

Von Prof. Dr.-Ing. Wiendieck, Bielefeld

Mit den „Richtlinien für Schutzbauten“ des Herrn Bundesministers für Wohnungsbau sind die grundsätzlichen technischen Daten für die Planung und Ausführung dieser für den unmittelbaren Menschen-schutz so bedeutungsvollen neuartigen Bautypen festgelegt.

Der luftschutzesicherheitsgedanke, das Verlustrisiko aus der Wirkung von Sprengbomben durch Streuanordnung kleinster, aber vollwertiger Schutzeinheiten zu verringern, durchzieht diese „Richtlinien“ wie ein roter Faden. Aus diesem Grund sollen die einzelnen Schutzbauten möglichst einen Abstand von 30 m besitzen und nicht mehr als 50 Personen in einer baulichen Einheit zusammenfassen.

Bei den für den Selbstschutz bestimmten Schutzbauten können diese Bedingungen der „Richtlinien“ im allgemeinen eingehalten werden, besonders wenn es sich um Neubauten handelt, die in nach modernen städtebaulichen Gesichtspunkten angelegten Siedlungsgebieten errichtet werden. Die Planung von Schutzbauten für den Selbstschutz dürfte an Hand der detaillierten Angaben dieser „Richtlinien“ keine nennenswerten Schwierigkeiten mehr bereiten.

Grundsätzlich anders liegen die Verhältnisse aber bei Betrieben der Industrie und des Erweiterten Selbstschutzes, die in der Regel dadurch gekennzeichnet sind, daß auf beschränktem Raum für verhältnismäßig viele Menschen Schutzmöglichkeiten geschaffen werden müssen. Bei Innehaltung der vorge-nannten Sicherungsvorschriften über Maximalbelegung und Mindestabstand könnte demnach das Schutzbedürfnis für derartige Betriebe sicherlich nur in geringem Umfang befriedigt werden.

In wirklichkeitsnaher Erkenntnis der für diese Betriebsarten bestehenden Platzschwierigkeiten wurden die „Richtlinien“ durch die Ausnahmenvorschrift 3.32 so erweitert, daß hiernach — allerdings unter Beinträchtigung des durch Ziffer 3.24 ausgedrückten Sicherheitsgedankens — mehrere Schutzbauten bis zu einem Gesamtfassungsvermögen von 150 Personen in unmittelbarem Berührungskontakt als Raumgruppe ausgeführt werden dürfen. Diese Bauform wird für die Schutzbauten im Erweiterten Selbstschutz wahrscheinlich zur unvermeidbaren Norm werden.

Die Planung von Raumgruppen nach der Ausnahmenvorschrift 3.32 wirft Fragen auf, die nicht ohne weiteres durch die „Richtlinien“ beantwortet werden und den Planer zu Entscheidungen in eigener Verantwortung zwingen. Gerade im Hinblick auf die aus der praktischen Arbeit erst erkennbaren Teilprobleme im Schutzraumbau wird von den offiziellen Stellen immer wieder darauf hingewiesen, daß es sich bei den „Richtlinien“ nicht um starre Vorschriften, sondern um Rahmen- und Leitangaben handelt, die im wahren Wortsinn als echte Richtlinien nach den jeweiligen örtlichen und betrieblichen Gegebenheiten soweit sinnvoll abgewandelt werden dürfen, wie es sich mit den durch die „Richtlinien“ umrissenen Schutz- und Sicherheitsansprüchen in Einklang bringen läßt.

Der Bau von Raumgruppen für Betriebe des Erweiterten Selbstschutzes setzt eine unbedingte Vertrautheit mit den Grundforderungen und der Zielsetzung des Baulichen Luftschutzes und eine ausreichende praktische Erfahrung auf diesem Gebiet voraus.

Man muß sich darüber klar sein, daß nachträgliche Änderungen oder Verbesserungen an den Schutzbauten — einmal ausgeführt — bei den bis zu 60 cm dicken Stahlbeton-Flächenkonstruktionen sehr schwierig sind und daß Schutzbauten, die auf Grund luftschutzesicher-technisch unzulänglicher Planung ausgeführt sind, in vielen Fällen den einzigen für den Schutzbauzweck zur Verfügung stehenden Platz eingenommen und damit wertlos gemacht haben.

An Hand einiger vom Verfasser geplanter Raumgruppen, die zum Teil bereits ausgeführt bzw. im Bau begriffen sind, sollen nachstehend verschiedene Probleme und Schwierigkeiten, die sich bei der Planung und Ausführung von Schutzbauten für Betriebe des Erweiterten Selbstschutzes ergeben, erörtert werden.

Relativ einfach liegen noch die Dinge auch für diese Bautypen, sofern sie als echte Außenbauten nach reinen luftschutzesicher-technischen Zweckmäßigkeitsgründen geplant, aufgeteilt und hinsichtlich Lage der Ein- und Ausgänge zu den zugeordneten Gebäuden angelegt werden können.

Besondere Schwierigkeiten ergeben sich, wenn Schutzbauten als Raumgruppen nach Ziffer 3.32 in den Kellergeschossen von Neubauten angelegt werden müssen und ihre Planung daher durch die Grundrißgestaltung des Gebäudes und seiner betrieblichen Ausnutzung behindert bzw. mitbestimmt wird.

In allen nachgeschilderten Fällen wurde die Planungssituation fernerhin dadurch verschärft, daß — wie z. Z. noch nicht anders zu erwarten ist — im Gesamtentwurf der Bauwerke die Anlage von Schutzbauten nicht vorgesehen war, so daß diese erst nach endgültiger Fertigstellung der auf rein friedensmäßige Nutzung ausgerichteten Grundrißgestaltung nachträglich in den fertigen und voll ausgenutzten Grundrissen untergebracht werden mußten.

Schutzbauten, die in dieser Weise als Innenbauten ausgeführt werden, haben in der Regel auch noch Funktionen von Fundamentkonstruktionen zu übernehmen. Die Sohle der Schutzbauten ist vielfach nur noch ein Teil einer den ganzen Gebäudegrundriß durchziehenden Fundamentplatte, die zusammen mit den aussteifenden und den Umfassungswänden der Schutzbauten eine statische und konstruktive Einheit mit dem Haupttragwerk des Gebäudes bilden (Abb. 2, 4, 5, 6, 9, 11, 12).

Die Vorstellung vom Kästchencharakter einer Raumgruppe nach 3.32 — die bei Außenbauten sinnvoll, möglich und ausführbar ist — verliert unter den baulichen und konstruktiven Gegebenheiten bei Schutzbauten unter Neubauten ihre Berechtigung.

Wenn dazu derartige Bauten im Grundwasser oder auf setzungsempfindlichen Böden auszuführen sind, wird die bautechnische Notwendigkeit bester Aus-

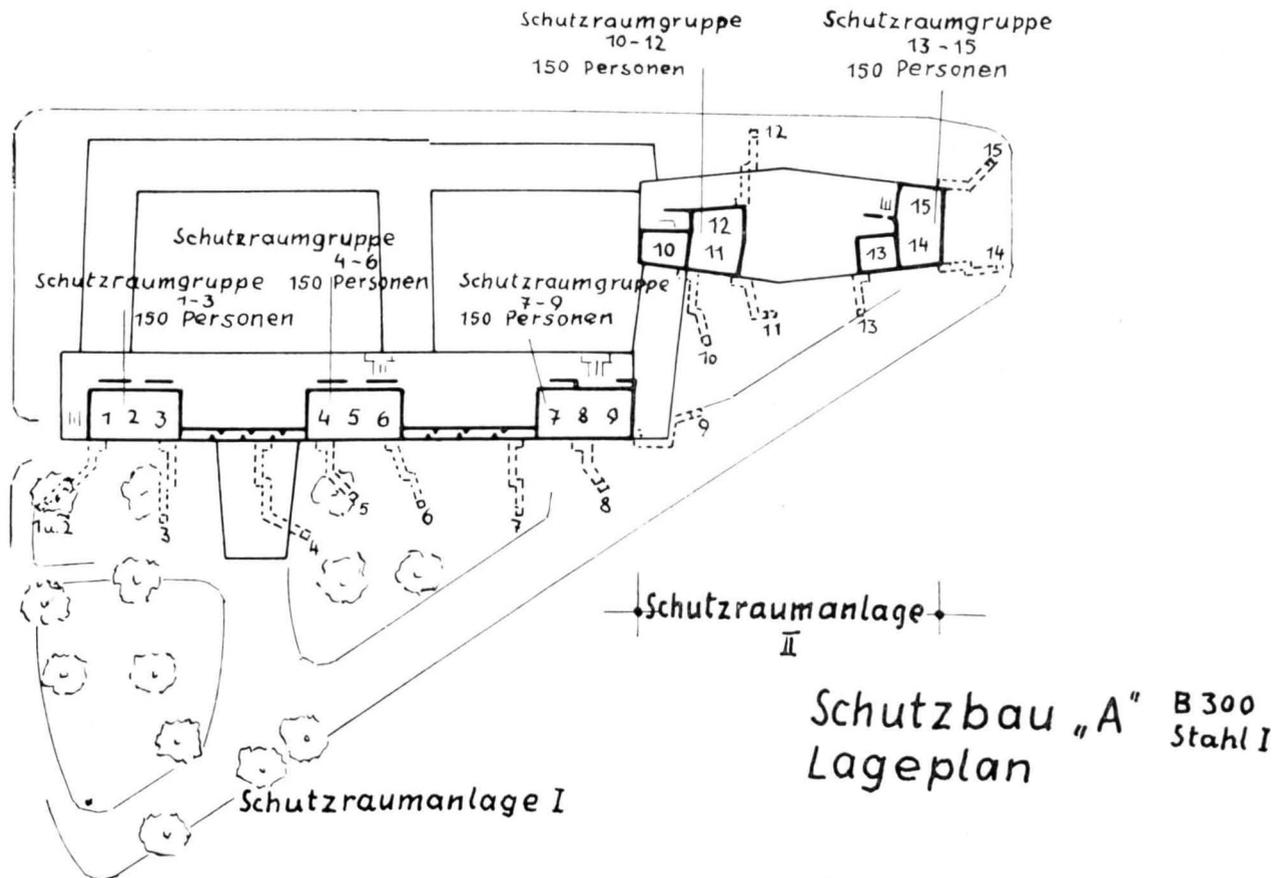


Abb. 1

Bau Nr. 1. Neubaugruppe eines Verwaltungsgebäudes in der Großstadt Hr. aus drei-, sechs- und zehngeschossigen Stahlbetongerippebauten mit fünf im Tiefkeller angelegten Raumgruppen aus je drei Schutzbauten A mit einem Fassungsvermögen von je 150 Personen bei zwei Gasschleusen (4.312). Abstand zwischen Raumgruppen nur etwa 20 m möglich. Drei Raumgruppen durch Rettungswege mit Schutzzumfang A zu einer Raumanlage verbunden. Nur 14 Notauslässe für 750 Personen möglich. Strahlungsschutz wird durch Abdichten der Kellerfenster in Krisenzeiten vollgültig. Tiefkelleranlage wird durch Schutzbauten nicht zerschnitten und bleibt friedensmäßig nutzbar. Schutzbauplanung erst nach Festlegung der Gesamtplanung begonnen.

nutzung aller Vorteile konstruktiven und monolithischen Zusammenhanges der Einzelelemente des Gesamtbauwerkes immer zwingender.

In diesen Bauwerken sind dann die Schutzbau-Raumgruppen (3.32) statisch und konstruktiv nichts anderes als die bauliche Abgrenzung des zwischen den durchlaufenden, tragenden Sohlen- und Deckenkonstruktionen liegenden Kellerraumes durch Querwände ausreichender Dicke und Bewehrung (Abb. 4, 5, 15).

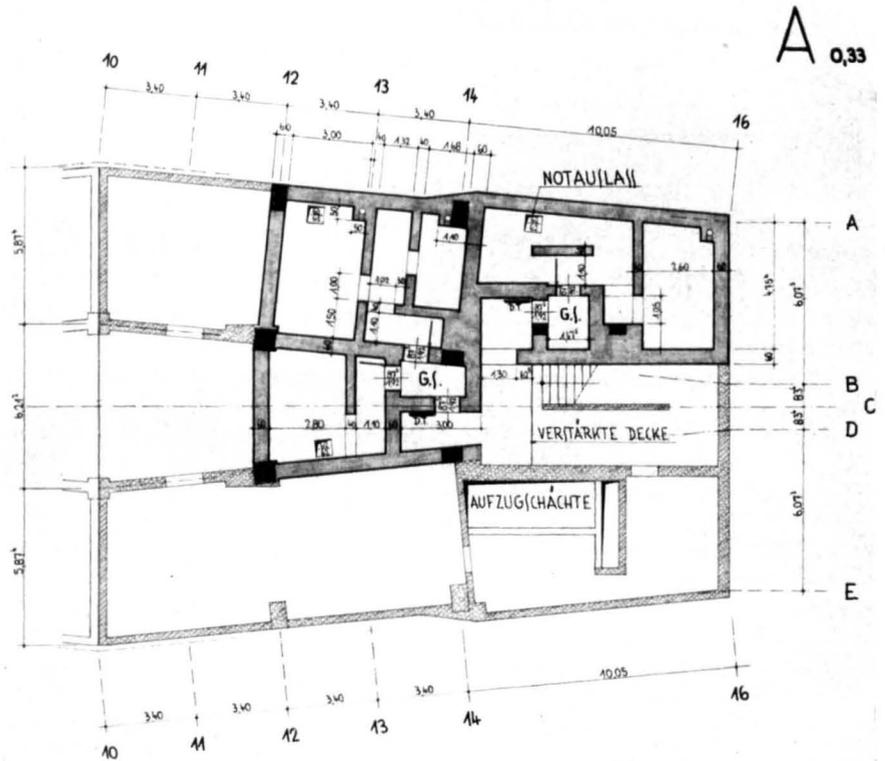
Mit Rücksicht auf die Standsicherheit des Gebäudes muß sogar die Unverschiebbarkeit der Raumelemente und Baukonstruktionen innerhalb dieser größeren Baueinheit untereinander und gegenüber dem Gesamtbauwerk geradezu verlangt werden. Die „sich berührenden Umfassungsbauteile“ der einzelnen Schutzbauten derartiger Raumgruppen werden dann zwangsläufig zu Innenwänden mit Trenn- und Aussteifungsfunktionen, und nicht mehr der einzelne, bis zu 50 Personen fassende Schutzbau, sondern die bis zu 150 Personen fassende Raumgruppe bildet dann eine neue, allseitig von Umfassungsbauteilen umschlossene Bau- und Schutzinheit höherer Ordnung.

Aus dieser Perspektive heraus wird die „Soll“-Formulierung der Ziffer 4.33 sinnvoll und verständlich. Sie berücksichtigt so in einfachster Weise die vielseitigen Planungsbedingungen und konstruktiven Notwendigkeiten der Praxis.

So wurden zum Beispiel in den fünf Raumgruppen des Bauwerks Nr. 1 diese zu Innenwänden gewordenen Umfassungsbauteile nur in der für diese vorgeschriebenen Dicke von 60 cm ausgeführt, desgleichen bei den beiden Raumgruppen des Bauwerks Nr. 5. Die Schutzbauten dieser beiden Bauwerke sind wegen ihrer Tief-lage zum Terrain einer erhöhten Verdämmungswirkung ausgesetzt, die eine besonders starke Ausführung der inneren Trennwände unlogisch erscheinen ließ und zur Kostensenkung unterblieb (Abb. 2, 6, 7 und 14). Zum gleichen Ergebnis führten andere Überlegungen beim Bauwerk Nr. 4. Hier wurde wegen der geringen Widerstandsfähigkeit der für Schutzbauten C vorgeschriebenen Wanddicken selbst gegen Volltreffer kleinster Kaliber sowie im Hinblick auf die weitläufige Grundrißgestaltung auf eine dickere Ausführung der inneren Schutzbauwände verzichtet (Abb. 12).

Abb. 2

Bau Nr. 1. Grundriß der Raumgruppe 4 im Tiefkeller. Zwei Schutzbauten gem. 3.412 hinter einer Gasschleuse. Keine direkte Verbindung dieser beiden Schutzbauten zwischen den Aufenthaltsräumen, nur indirekt durch die gemeinsame Gasschleuse. Trennwände zwischen den drei SB wie Umfassungsbauteile nur 60 cm dick. Eingangstür zur Gasschleuse des Doppelschutzraumes nur mit Rohbaurichtmaßbreite von 87,5 cm möglich, da Anlegung einer Drucktür mit 125 cm Breite wegen festliegenden, aber zu geringen Abstandes des äußeren Schutzbauteils nicht mehr möglich. Notauslaß wegen hohen Grundwasserstandes durch SB-Decke in Normalkeller.



Wegen des abfallenden Geländes beim Bauwerk Nr. 2 (Abb. 11) erhält der eine der beiden in der Raumgruppe 1 zusammengefaßten Schutzbauten den Charakter einer teilweise oberirdischen Anlage mit den für Schutzbauten B nach 4.31 vorgeschriebenen größeren Dicken der Umfassungsbauteile. Obgleich keine zwingenden konstruktiven Gründe vorlagen, wurde dieser Sachverhalt zum — nicht sehr überzeugenden — An-

laß, die betriebliche Selbständigkeit dieser beiden Schutzbauten durch Anlegen einer durchgehenden Fuge auch konstruktiv zu betonen — im Sinne der Vorschrift Ziffer 4.33 (Abb. 9 und 11).

Bei den meisten Raumgruppen wurden je zwei Schutzbauten hinter einer Gasschleuse zusammengefaßt, was nach Ziffer 3.412 zulässig ist. Um eine Schwächung der inneren Trennwand zwischen diesen

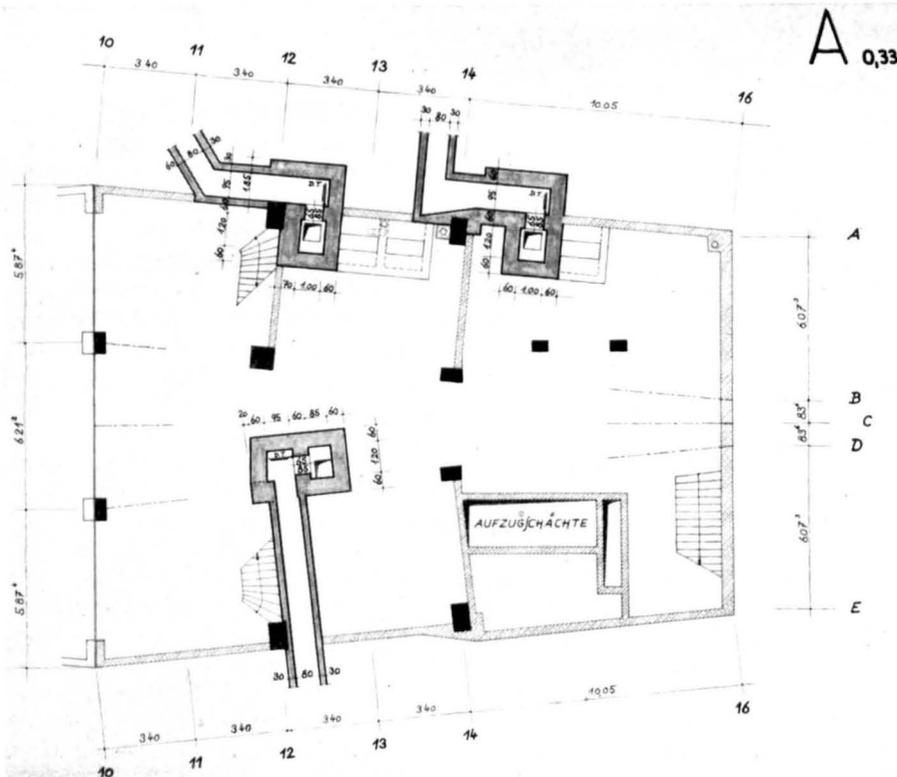


Abb. 3

Bau Nr. 1: Grundriß Normalkeller über Raumgruppe 4 mit Sicherung der Notausstiege aus den Schutzbauten in Verbindung mit den Grobsandvorfiltern. Notauslässe in Höhe Normalkeller oberhalb Grundwasser bis außerhalb Trümmereich (3.12). Normalkeller durch Notauslässe nicht zerschnitten und friedensmäßig nutzbar.

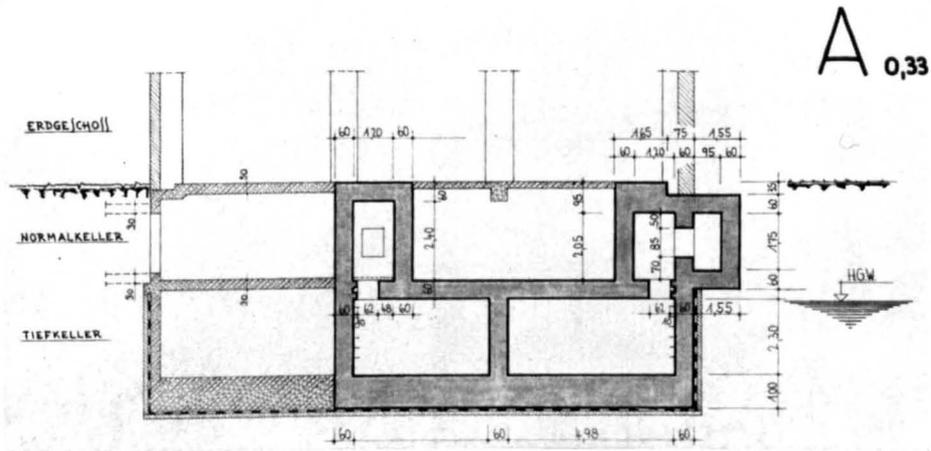


Abb. 4

Bau Nr. 1: Senkrechter Schnitt durch Raumgruppe 4. Sohle der Raumgruppe als Teil der 1 m dicken, im Gebäudequerschnitt statisch durchlaufenden Gründungssohle.

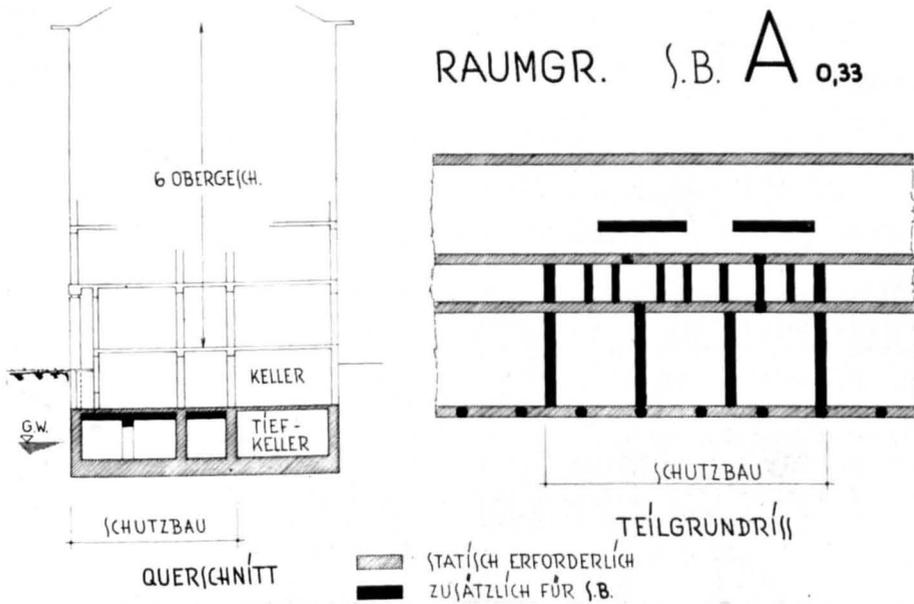


Abb. 5

Bau Nr. 1: Wegen schlechter Untergrundverhältnisse tiefe Anordnung der Gründungssohle. Der dadurch bedingte Tiefkeller wird durch Schutzbauten ausgenutzt. Schnitt durch das sechsgeschossige Hauptgebäude. Grundriß und Raumaufteilung der Schutzbauten (SB) sind den Erfordernissen des Tragskeletts des Gebäudes angepaßt. Sohle und Außenwände der SB gleichzeitig Fundamentkonstruktionen. Darstellung der zum Ausbau der SB erforderlichen Mehrmassen.

beiden Schutzbauten durch Anlegung einer Verbindungstür zu vermeiden, ist in jedem Fall die notwendige betriebliche Verbindung zwischen diesen Schutzbauten durch die gemeinsame Gasschleuse vorgesehen. Damit konnte auch auf die Anordnung besonderer innerer Schutzbauteile (5.52) verzichtet werden.

Die Trennwände zwischen den Aufenthaltsräumen der in einer Raumgruppe zusammengefaßten Schutzbauten — die immerhin eine besondere Sicherheitsaufgabe zu erfüllen haben — sollen aus diesem Grunde eine beiderseits gleichartige statische Bewehrung erhalten, wie sie für die Umfassungswände der Schutzbauten unter der von außen nach innen wirkenden, gleichmäßig verteilten Ersatzlast (4.4) erforderlich wird.

Die Ausbildung der äußeren Schutzbauteile (5.52) konnte nicht immer genau nach den Richtlinien erfolgen. Vor der Gasschleusentür zum Doppelschutzraum der Abb. 2 muß das an den Schutzbauteil anschließende massive Mauerwerk des Aufzugschachtes Sicherungsfunktionen übernehmen, weil wegen Festliegen der Baukonstruktion und des Fortschrittes der Bauausführung eine andere Lösung nicht mehr möglich war. Aus dem gleichen Grunde konnte hier auch nur eine Drucktür von 87,5 cm Breite an Stelle einer an sich notwendigen Drucktür von 125 cm lichter Breite angelegt werden.

Vor der Drucktür in Abb. 6 werden die Aufgaben eines äußeren Schutzbauteils von zwei sich über-



Abb. 6

Bau Nr. 1: Grundriß Raumgruppe 5 im Tiefkeller. Äußerer Schutzbauteil vor beiden Drucktüren der Gasschleusen nach Ziff. 5.52 nicht ausführbar. Ersatzweise Anordnung zweier sich überdeckender Wandvorlagen.

schneidenden Wandvorlagen mit guter Schutzwirkung übernommen.

Die Platzwahl für die Unterbringung der Schutzbau-Raumgruppen in den bereits für die Ausführung festgelegten Gebäudegrundrissen wurde in jedem Falle zu einem Kompromiß aus dem Wunsch nach größter Nähe zu dem Zubringertreppenhaus einerseits und der Forderung nach größtem Abstand vom benachbarten Schutzbau andererseits (3 113, 3.24 und 3.31). Bei allen Bauwerken konnte der lichte Abstand zwischen den Raumgruppen größer als 20 m gehalten werden, im Bauwerk Nr. 4 erreicht er mit 26 m seinen günstigsten Wert.

Die Platzwahl für die Raumgruppe 2 im Bauwerk Nr. 2 (Abb. 10 und 11) wurde zu einer Gewissensfrage. Sie wurde nach Abwägen aller Vor- und Nachteile der einzelnen Möglichkeiten zugunsten eines großen Abstandes von der Raumgruppe 1 unter Inkaufnahme eines zwangsläufig damit verbundenen längeren Zugangsweges entschieden. Bei allen Bauwerken konnten die Schutzbauten erst nachträglich in die bereits zur Bauausführung bestimmten und festgelegten Grundrisse hineingeplant werden. Die Forderungen, die bei einer vernünftigen Luftschutzplanung an Art, Lage und Bauweise der zubringenden Treppenhäuser zu stellen wären, sind hier in allen Fällen höchst unzulänglich erfüllt. Man erkennt, wie notwendig es ist, die

Belange des Baulichen Luftschutzes als gewichtigen Gestaltungsfaktor bei der Gesamtplanung eines Bauwerks von vornherein mit zu berücksichtigen. Die luftschutzhilflichen Baumaßnahmen werden dadurch besser, wirkungsvoller, billiger und weniger störend.

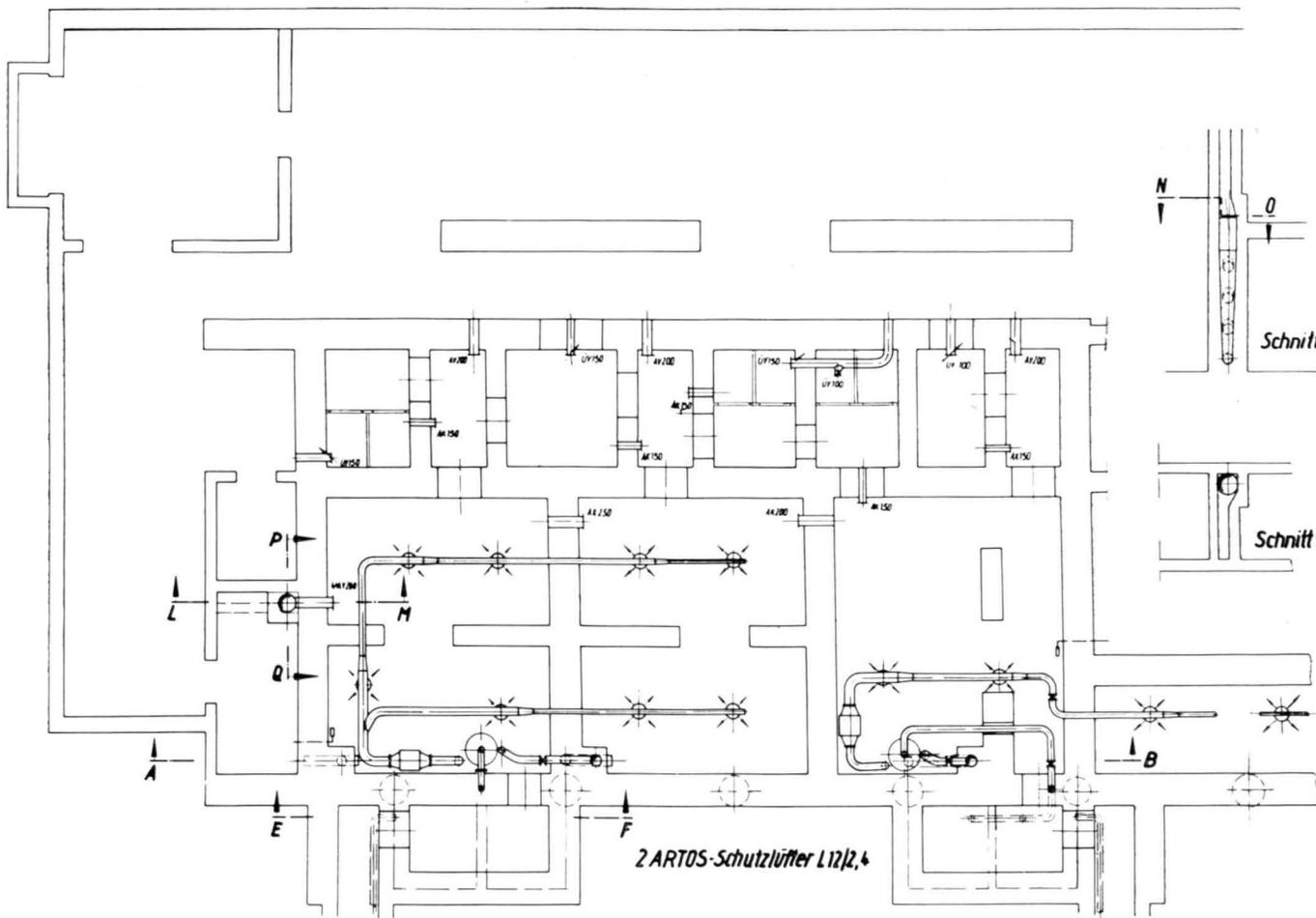
Einige Raumgruppen mußten wegen ihrer Höhenlage zum Terrain als „teilweise oberirdisch“ charakterisiert werden. In diesen Fällen waren die Umfassungsbauteile der Typen B und C nach 4.31 dicker als bei rein unterirdischen auszuführen (Abb. 9, 11 und 12). Nur die Sohle wurde zur Vermeidung einer Tieferführung des Kellers nicht verstärkt, während die unter Strahlungsanfall liegenden Decken dieser Schutzbauten unter statischer Ausnutzung der Mehrdicken nach 5.6 bemessen werden mußten.

Im Bauwerk Nr. 1 konnten drei, im Bauwerk Nr. 4 konnten zwei Raumgruppen durch Rettungswege zu sogenannten Raumanlagen zusammengefaßt werden (Abb. 1 und 13). Im ersten Bauwerk wurde außerdem der Rettungsweg als Schutzbau ausgebildet (Ziff. 3.521), der eine gewisse Belegungsreserve für die Anlage darstellen soll. Die für diesen Rettungsweg nach 5.44 verlangte Abwinkelung konnte zur Vermeidung einer weiteren Nutzungsbeeinträchtigung des Tiefkellers dieses Gebäudes nicht ausgeführt werden. Die Splittersicherung in der Längsrichtung erfolgte nach dem

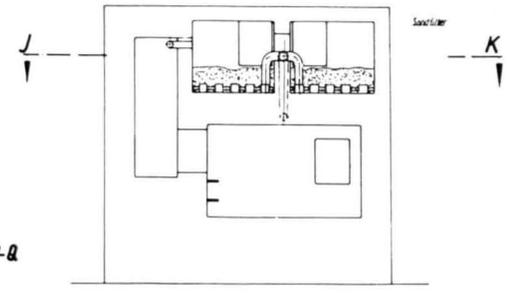
Abb. 7

Bau Nr. 1: Raumgruppe 1 mit Normal- und Schutzbelüftungsanlagen und der natürlichen Lüftung. Rohrsystem für natürliche Lüftung mit Zuluftrohren (Zuluftschächte) und einem über Dach geführten Abluftschacht. Ansaugleitungen für Frischluft unter Benutzung der an der Außenwand liegenden Zuluftrohre. Ansaugleitungen für Giftluft aus dem Ende des Notauslasses. Zuluftverteilungen mit Zuluftventilen. Abluftrohre mit Überdruckventilen. Entgiftung durch Grobsandvorfilter und Raumfilter (Schwebstoff- und Gasfilter) in Verbindung mit den Schutzlüftern.

Planung und Ausführung der Lüftungs- und Belüftungsanlagen für alle fünf Raumgruppen in o. a. Bauvorhaben erfolgte durch die Spezialfirma ARTOS Maschinenbau, Hamburg.

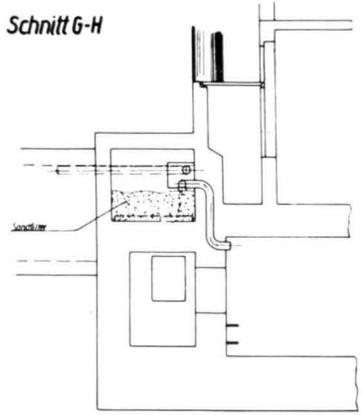


Schnitt E-F



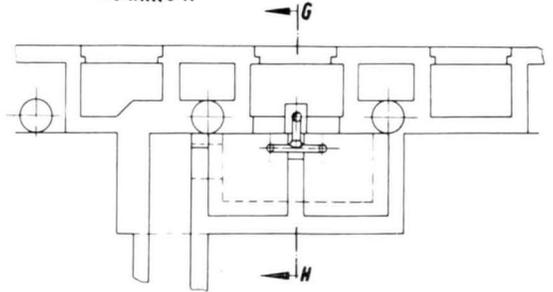
Schnitt P-Q

Schnitt G-H

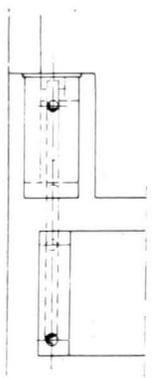


Schnitt M-O

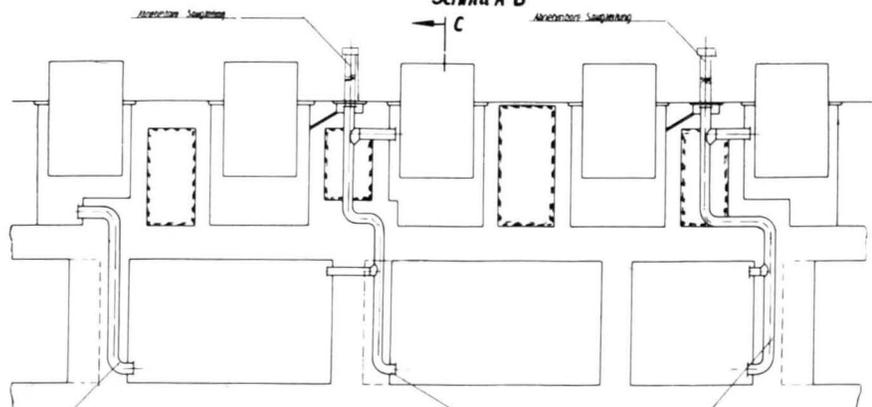
Schnitt J-K



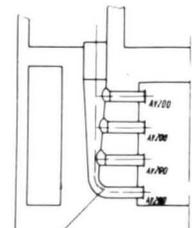
Schnitt C-D



Schnitt A-B



Schnitt L-M



- Zuluft
- Abschnürluft
- Druluft
- Abluft

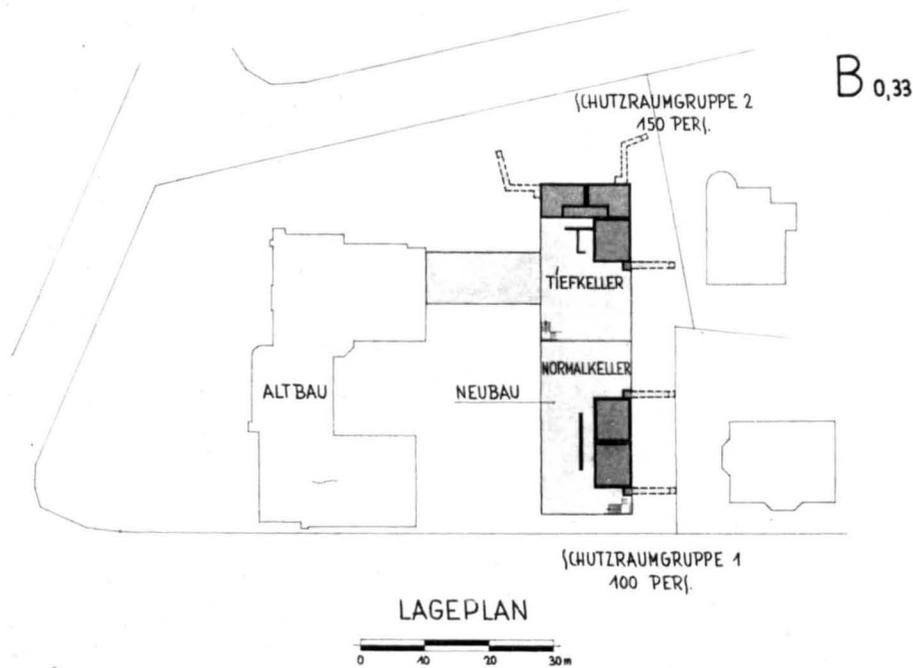


Abb. 8

Bau Nr. 2: Behördenneubau in der Mittelstadt Hd. Schutzbauten B. Lageplan mit zwei Raumgruppen für 250 Personen

Bildungsprinzip des in Abb. 6 gezeigten Schutzbauteils durch zwei sich überschneidende Wandvorlagen.

Abweichend von Ziffer 5.42 erhielten alle waagerechten Notauslässe eine lichte Höhe von 1,80 m (Kopfhöhe) und einen trümmersicheren Ausstieg im Sinne von 3.12 der Richtlinien.

Wo eben möglich, wurden die Ansatzstellen der Notauslässe in bzw. an den Schutzbauten baulich mit den Grobsandfiltern gekoppelt in dem Bestreben, möglichst großflächige Umfassungskonstruktionen zu erzielen. Als in dieser Hinsicht besonders glückliche Lösung erscheint die Anordnung in der Raumgruppe 1 des Bauwerks Nr. 4 (Abb. 14 und 15). Bei dem Bauwerk Nr. 1 liegen die Raumgruppen 4 und 5 in ihrer ganzen Höhe vollständig im Grundwasser (Abb. 1 und 4). Um eine Ertrinkungsgefahr bei Versagen der Isolierung oder Beschädigung durch Nahtreffer auszuschließen, erhielt jeder dieser 6 Schutzbauten eine eigene Ausstiegöffnung durch seine Decke in den Normalkeller, die durch 60 cm dicke, im Normalkeller liegende Umfassungsbauteile gesichert wurde. Von hier aus führen die waagerechten Notauslässe oberhalb des Grundwassers ins Freie. In Anlehnung an diese Konstruktionen wurden die Behälter für die Grobsandvorfilter ebenfalls im Normalkeller untergebracht (Abb. 3).

Die 9 Schutzbauten umfassende Raumanlage dieses Bauwerks konnte nur mit 8 anstatt der vorgeschriebenen 9 Notauslässe versehen werden, von denen zwei nicht unmittelbar, sondern mittelbar durch den als Schutzbau ausgebildeten Rettungsweg ins Freie führen. Bei der guten Querverbindung zwischen diesen Schutzbauten konnte dieses Abweichen von der Vorschrift 3.412 verantwortet werden. Bei diesem Bauwerk ist als Glücksumstand zu vermerken, daß jede der 5 Raumgruppen unter Innehaltung eines angemessenen Abstandes voneinander unmittelbar im Anschluß an ein eigenes Treppenhaus angelegt werden konnte und daß von den 14 Notauslässen nur drei

ihren Ausstieg im Bürgersteig haben, die übrigen in Parkanlagen.

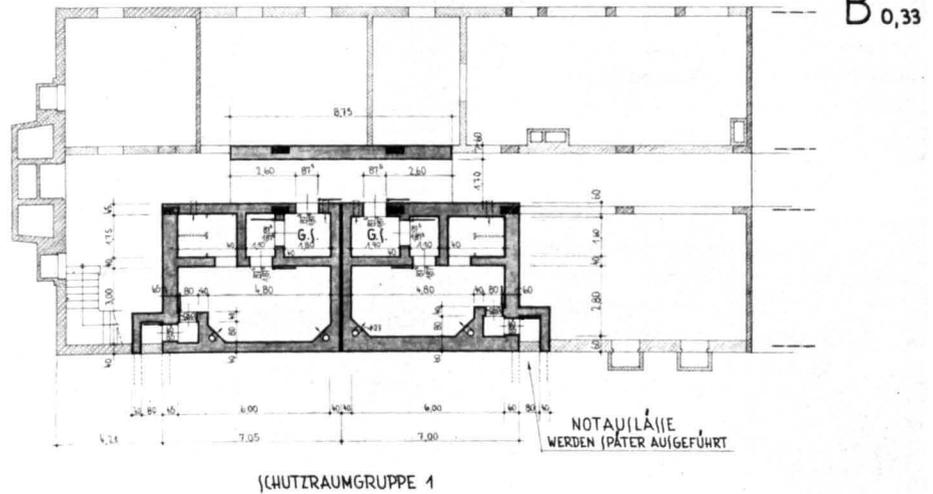
Sehr schwierig gestaltete sich die Anordnung der drei Notauslässe für die Raumgruppe 2 im Bauwerk Nr. 4 (Abb. 13, 14 und 15). Obgleich die gewählte Lösung einen fundamentalen Sicherheitsgrundsatz nicht voll befriedigt, blieb keine andere Wahl. Die Schutzbauten 4 und 5 haben zwar einen eigenen Notauslaß, doch enden diese an einem gemeinsamen, im Bürgersteig untergebrachten Notausstieg.

Der Notauslaß für den Schutzbau 6 konnte nur als lotrechter Ausstieg mit Öffnungsluke im Bürgersteig unter den Arkaden angelegt werden. Zum Ausgleich für die theoretische Sicherheitseinbuße an der Funktionsfähigkeit dieser drei Notauslässe wurden folgende Maßnahmen getroffen: Alle drei Schutzbauten stehen innerhalb des 60 cm dicken Baugeschosses untereinander und mit dem Rettungsraum in Verbindung, so daß notfalls jeder jeden Notauslaß erreichen kann. Der Notauslaß 4 steht in Verbindung mit dem Rettungsweg, an dessen Ende ebenfalls ein Notauslaß angeordnet wurde. Das Tragwerk der Arkaden besteht aus Stahlbetonrahmen, dessen Stiele zur Aufnahme waagerechter Kräfte aus dem Katastrophenfall besonders schub- und scheerensicher bemessen werden. Die rückseitige Arkadenwand wird im Bereich des Notauslasses 6 als beiderseits kreuzweise bewehrte, dünne Stahlbetonwand ausgebildet, die bei Überbeanspruchung keinen sperrigen Trümmerschutt erwarten läßt. Es wird angenommen, daß die Rahmenkonstruktion weder durch Spreng- noch durch Atombomben zum Einsturz gebracht werden kann und daß die hausseitige Böschung des Trümmerkegels nicht bis an die rückseitige Arkadenwand heranreicht.

Bei den Bauwerken 2 und 3 ist die Ausführung der Notauslässe und zum Teil auch der Stahlbetonbehälter für die Grobsandfilter für einen späteren Zeitpunkt nach Fertigstellung des Gebäudes vorgesehen (Abb. 9,

Abb. 9

Bau Nr. 2: Grundriß der aus zwei selbständigen SB mit je 50 Personen bestehenden Raumgruppe, mit Fuge zwischen den sich berührenden Umfassungswänden (3.31 und 4.33). Linker SB unterirdisch. Wand zum Treppenhaus unter Strahlungsanfall durch 15 cm dicke Kellerdecke 80—15 = 65 cm dick. Wand am Verbindungsgang als Stützenfundament 45 cm erforderlich. Rechter SB teilweise oberirdisch (siehe Abb. 11). Äußere Umfassungswände 60 cm dick, Sohle und innere Umfassungswand 40 cm. Treppengang in unmittelbarer Nähe der Raumanlage. Eingangsbaulemente zu den Notauslässen innerhalb des Gebäudegrundrisses. Trümmersichere Decke in Verbindung mit äußerem Schutzbauteil 30 cm dick. Grobsandhaupfilter im Keller außerhalb des SB für später vorgesehen. NA ebenfalls später.

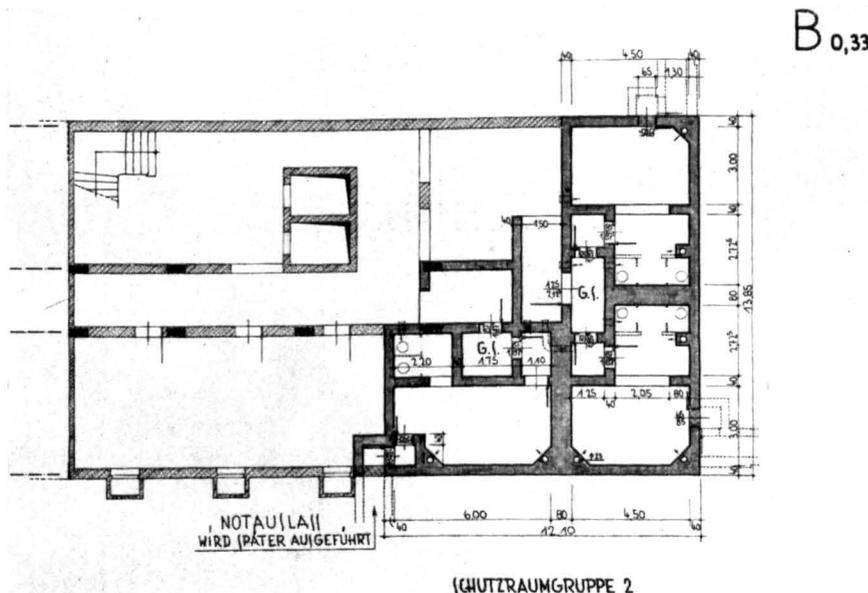


(SCHUTZRAUMGRUPPE 1

10 und 12). Die in den Stahlbetonwänden angelegten Anschlußöffnungen werden zunächst zugemauert. Wegen der hier für die Verbindungselemente zwischen Aufenthaltsraum und Notauslaßgang gewählten Lösung bestehen gegen die nachträgliche Ausführung der Auslaßgänge bautechnisch keine Bedenken, nur müssen sich die für den Luftschutz dieser Betriebe Verantwortlichen darüber klar sein, daß ohne diese Notausstiege das zunächst Gebaute nur wie ein Schutzbau aussieht, unter keinen Umständen aber als solcher bewertet oder gar benutzt werden darf. Im abschnittsweisen Bauen derartig komplexer Anlagen liegt eine große Gefahr.

Die Notauslässe beim Bauwerk Nr. 3 müssen durch ausreichende Erdanschüttung abgedeckt werden, und die ästhetische und betriebliche Einbeziehung dieser das Gelände zerschneidenden Erdwälle ist ein Problem für sich, welches allerdings luftschutztechnisch belanglos ist. Gegenbenenfalls könnte dieser Notauslaß als teilweise oberirdische Anlage in 50 anstatt 30 cm dicken Umfassungsbauanteilen aus Stahlbeton ausgeführt werden, so daß dann — zum mindesten, was den Strahlungsschutz anbelangt — auf eine zusätzliche Erdüberdeckung verzichtet werden könnte.

Nach 3.43 ist für jede Raumanlage ein Rettungsraum mit 18 m² Nutzfläche zur Entgiftung von Personen anzulegen, die während oder unmittelbar nach einem Angriff nicht in einem Schutzraum waren. Nähere, für die sinnvolle Planung und Ausführung derartiger Räume bzw. Bauwerke unerläßliche Angaben oder Richtlinien liegen zur Zeit noch nicht vor. Aus diesem Grunde mußte bei der bereits zu Anfang dieses Jahres angelaufenen Planung der Schutzbauten für das Bauwerk Nr. 1 auf den Einbau eines Rettungsraumes für die Raumanlage 1 verzichtet werden in der Hoffnung, daß dieses später nachgeholt werden kann. Ausdrücklich soll hier vermerkt werden, daß das Fehlen eines Rettungsraumes ohne Einfluß auf den Schutzzumfang der Schutzbauten ist. Da bei Bauwerk Nr. 4 im Baugehäuse jeder der beiden Raumgruppen ohne Schwierigkeiten ein zusätzlicher Raum eingeplant werden konnte, sollen diese Räume zur späteren Ausgestaltung als Rettungsräume reserviert bleiben (Abb. 14). In der Raumgruppe 1 liegt dieser Rettungsraum zwischen der Gasschleuse und den Aufenthaltsräumen der gekoppelten Schutzbauten 2 und 3, die also nur durch den Rettungsraum betreten werden können, während er bei Raumgruppe 2 die Aufteilung



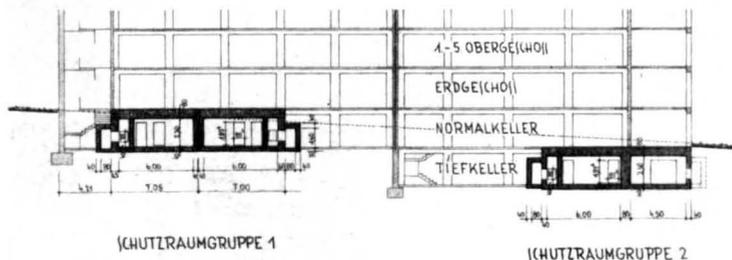
(SCHUTZRAUMGRUPPE 2

Abb. 10

Bau Nr. 2: Grundriß Raumgruppe 2 als unterirdischer Innenbau. Fassungsvermögen 150 Personen mit zwei Gasschleusen (3.412). Trennwände mit 80 cm Dicke in doppelter Stärke der Umfassungsbauanteile, jedoch ohne Fuge. Keine Durchbrechung der 80 cm dicken Trennwände. Verbindung zwischen den Aufenthaltsräumen nur durch die gemeinsame Gasschleuse. Sohle und Umfassungswände 40 cm dick. Verbindung mit dem Treppenzugang ungünstig. Decke zwischen Treppe und SB trümmersicher 30 cm dick. Ausführung der NA mit Grobsandhaupfilter kombiniert für später vorgesehen.

Abb. 11

Bau Nr. 2: Senkrechter Schnitt durch Gebäude und Raumgruppe 1 und 2. Deckenstärke wegen Strahlungsschutz 80 cm, statisch ausgenutzt. Größter Abstand zwischen den Raumgruppen mit 21 m nur möglich unter Inkaufnahme schlechter Zugangsverhältnisse zur Raumgruppe 2. Lage der Raumgruppe 2 günstig für Anordnung der Notauslässe und friedensmäßige Nutzung des Restkellers. LS-Planung erst nach Abschluß der Gesamtplanung.



eines Schutzbaus erhalten hat und von den Schutzbauten 4, 5 und 6 erreichbar ist.

Mit der Sicherstellung atembarer Luft in ausreichender Menge und auf unbegrenzte Zeit steht und fällt der Wert und die Brauchbarkeit eines Schutzbaus, und die sorgfältige Planung des komplizierten Systems der drei Belüftungsarten ist genauso wichtig wie die Bauplanung dieser Bauten. Man wird daher gut tun, für die Planung und Ausführung dieser diffizilen Anlagen so früh wie möglich eine versierte Fachfirma einzuschalten, um die baulichen Notwendigkeiten der Belüftungsanlagen (Grobsandfilter, Zuluftkanäle, Abluftschächte, Überdruckventile, Wandschlitze, Dek-

kendurchbrüche usw.) mit der Bauplanung zu koordinieren, was bei den 21 Schutzbauten der Bauwerke Nr. 1 und 4 mit bestem Erfolg geschehen ist.²⁾

Der in Abb. 7 dargestellte Grundriß der Raumgruppe 1 des Bauwerks Nr. 1 vermittelt einen Begriff vom Umfang und von der Kompliziertheit der zur Sicherstellung der Belüftung erforderlichen Anlagen. Auf Anraten der Belüftungsfirma wird bei den beiden Bauwerken Nr. 1 u. 4 die Giftluft den um viele Meter vom Bauwerk entfernt liegenden Enden der Notauslässe ent-

²⁾ Die belüftungstechnische Beratung und Planung erfolgte durch die Firma ARTOS Maschinenbau, Hamburg, die auch das Bild der Abb. 7 zur Verfügung gestellt hat.

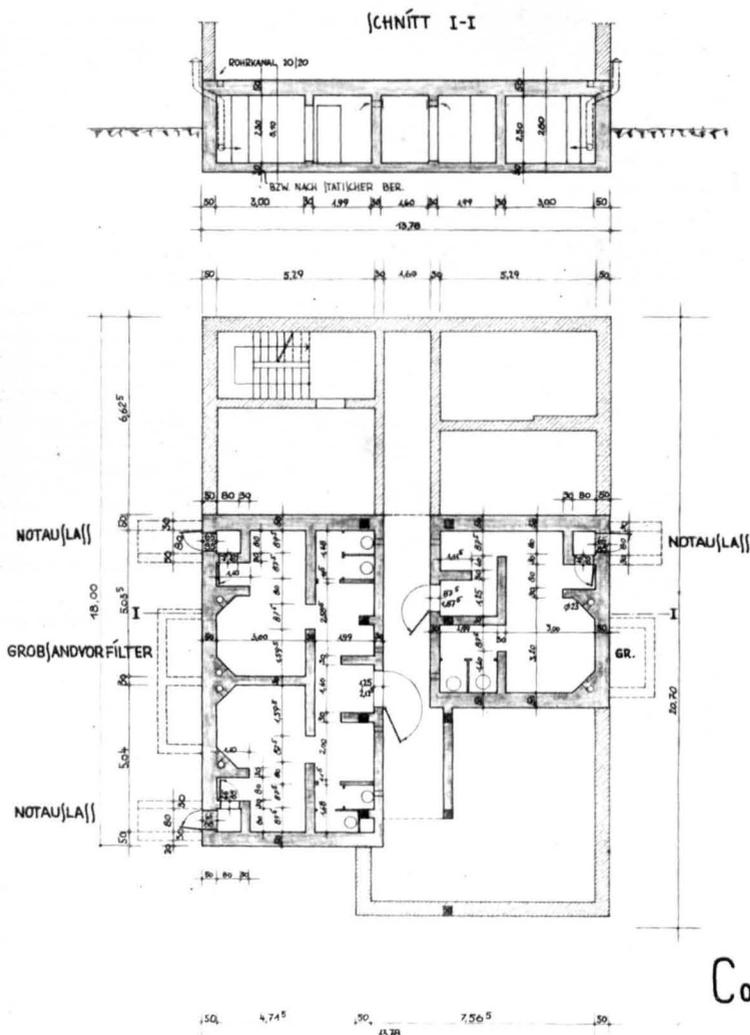


Abb. 12

Bau Nr. 3: Behördenneubau in Klein- und Kreisstadt Wk. Raumgruppe aus Schutzbauten C für 50 und zweimal 50 Personen. Anlage als teilweiser oberirdischer Innenbau. Sohle 30 cm, Umfassungswände und Decke mit 50 cm wegen teilweise oberirdischer Lage, auch für Strahlungsschutz ausreichend. Trümmersicherer Zu- und Verbindungsgang mit 50 cm dicker Decke und 30 cm dicken Schutzbauwänden. Verbindungsmöglichkeit zwischen dem Restkeller zur friedensmäßigen Nutzung sichergestellt. LS-Planung erst nach Fertigstellung der Gesamtplanung. Ausführung der NA und Grobsandfilter für später vorgesehen.

Die Sohle mußte aus statischen Gründen in einer mittleren Dichte von 45 cm, um 15 cm dicker als luftschutzttechnisch geplant, ausgeführt werden.

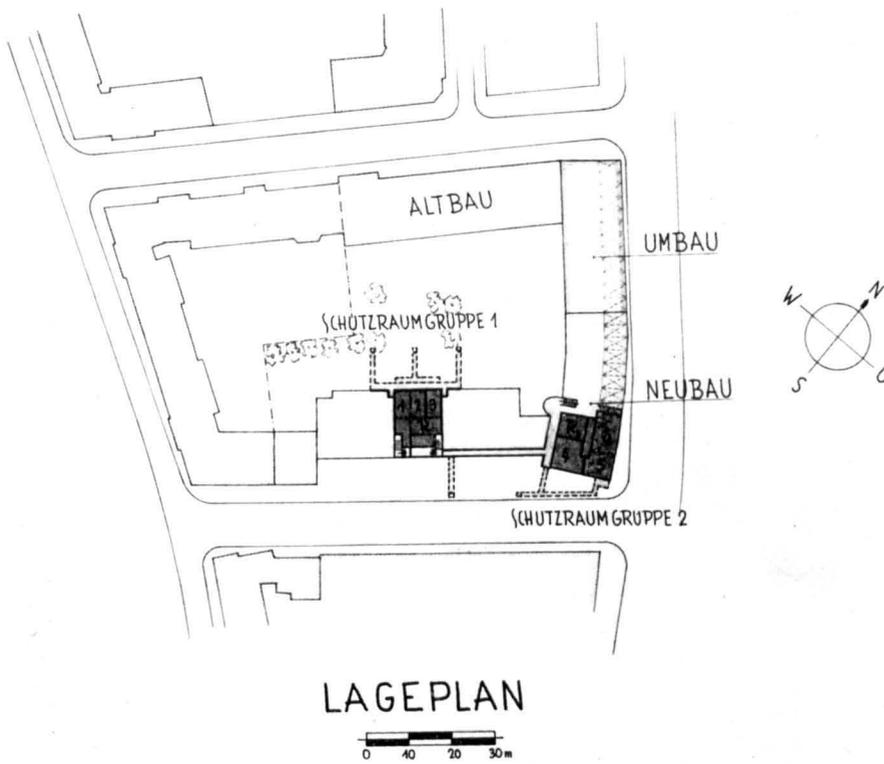


Abb. 13

Bau Nr. 4: Behördenneubau in der Großstadt Hn. Raum-anlage mit Schutzzumfang A aus zwei Raumgruppen mit je drei Schutzbauten und Rettungsraum. Fassungsvermögen 300 Personen. Kleinster Abstand zwischen den Raumgruppen 26 m. Lageplan mit Schutzbauten und Notauslässen. LS-Planung erst kurz vor Bauausführung.

nommen, um eine Vergiftungsgefahr der gefilterten Luft durch Kohlenoxydgase, wie sie besonders bei schwelenden Bränden (Akten) entstehen können, zu vermindern. Nur für den Schutzbau 6 im Bauwerk Nr. 4 wird die Giftluft und die Frischluft aus dem Kellerraum angesaugt (Abb. 14). Die für die natürliche Lüftung an der Vorderfront des Bauwerks Nr. 1 angelegten Zuluftkanäle, die vor der Betriebsbenutzung der Schutzbauten druck- und gassicher verschlossen werden müssen, sind in das Rohrsystem der Frischluftzuführung einbezogen. Die Umschaltung erfolgt durch Aufschrauben eines Rohrstopfens (Abb. 7, Schnitt A—B). Das Funktionieren der auf Kaminwirkung beruhenden sogenannten natürlichen Lüftung ist für die lange Zeit der Friedensnutzung der Schutzbauten von besonderer Bedeutung. Da alle 5 Raumgruppen des

Bauwerks Nr. 1 in unmittelbarer Nähe eines Treppenhauses und Aufzugschachtes liegen, konnten die Abluftschächte bis über Dach geführt und somit eine ständige Lüfterneuerung in den Schutzbauten sichergestellt werden (Abb. 7, Schnitt L—M).

In jedem Falle erforderten die Platzwahl und Ausführungsart der Grobsandfilter besondere Überlegungen, und es mußte vorab entschieden werden, ob diese als Haupt- oder Vorfilter ausgebildet und ob sie im oder außerhalb des Gebäudes untergebracht werden sollen.

Man erwartet von den Grobsandfiltern, daß sie auch nach jahrelangem ungenutzten Liegen jederzeit funktionsfähig sind. Obgleich sie relativ unempfindlich sind, sollten sie doch vor Verstaubung, Verschmutzung, Durchfeuchtung und Frost geschützt werden. Die Be-

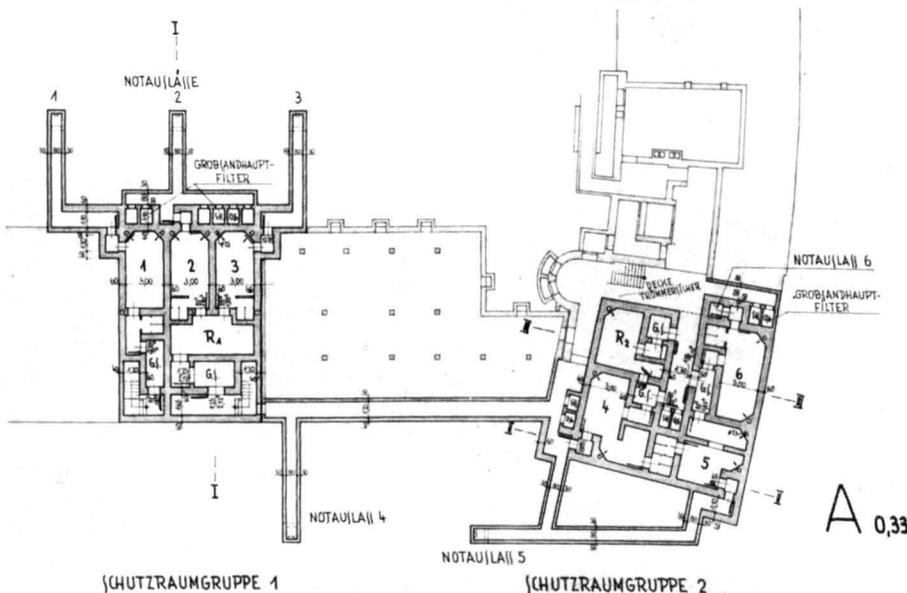


Abb. 14

Bau Nr. 4: Grundriß der Schutzbauten im Tiefkeller. Notausstiege der Raumgruppe 2 nur im Bürgersteig und unter den Arkaden. Lösung nicht unbedenklich, daher zum Ausgleich besondere Sicherungsmaßnahmen. Schutzbaudecken durch Keller- und Treppenhäusenfenster zum Teil unter vollem Strahlungsanfall, unter Arkaden voller Strahlungsschutz. Decke über Rettungsraum R_2 nur 90 cm dick möglich, um 2,00 m lichte Raumhöhe einzuhalten. Trennwände zwischen den einzelnen SB nur in einfacher Dicke von 60 cm. Giftluft aus den Enden der Notausstiege, für SB 6 aus dem Keller.

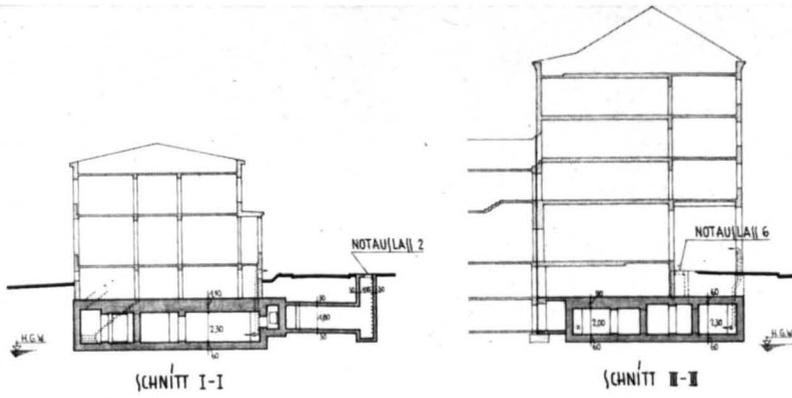


Abb. 15

Bau Nr. 4: Querschnitte durch die beiden Raumgruppen. Anordnung oberhalb des Grundwassers.

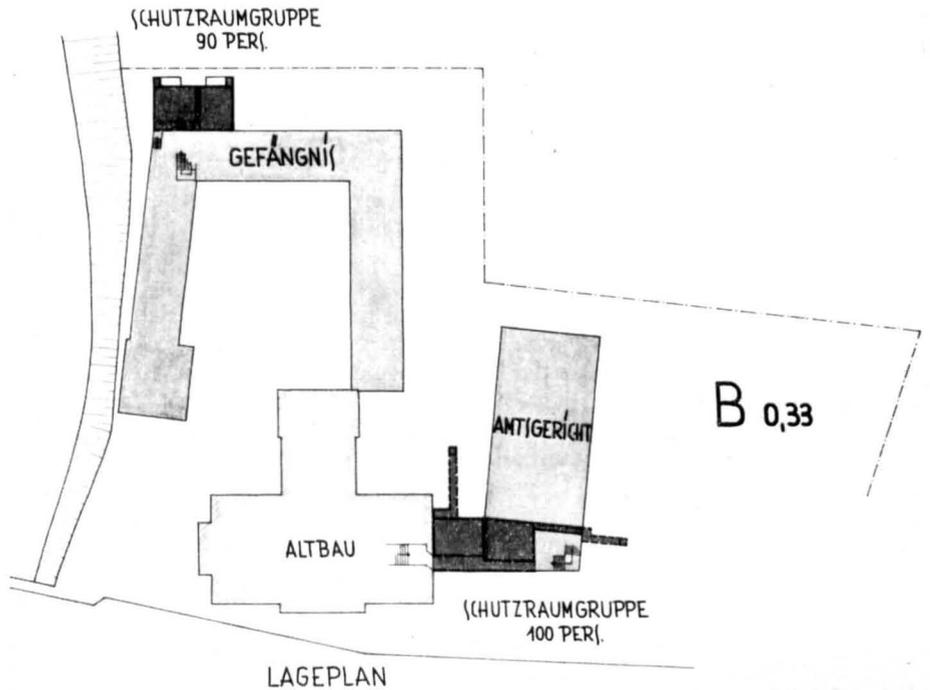
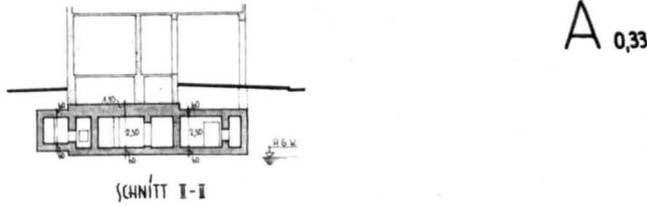


Abb. 16

Bau Nr. 5: Neubau eines Amtsgerichtes mit Strafanstalt in einer Mittelstadt. Schutzbauten B. Lageplan.

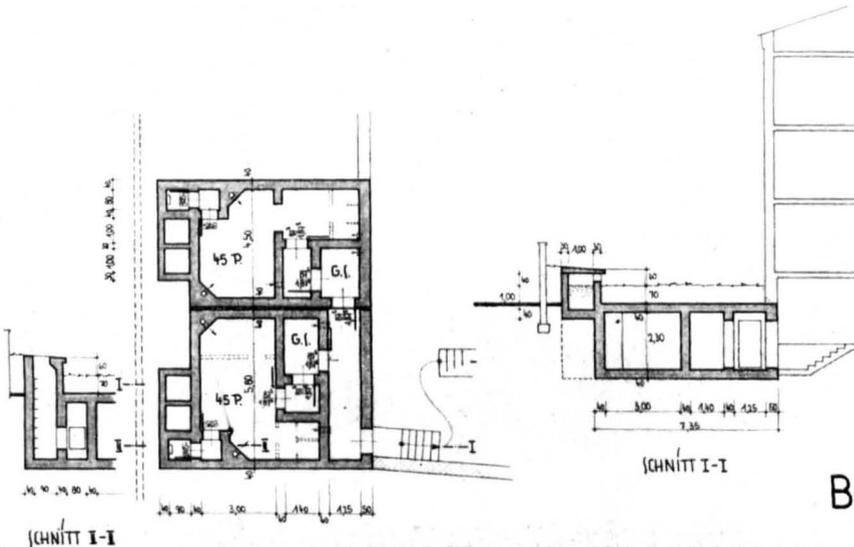


Abb. 17

Bau Nr. 5: Raumgruppe I aus zwei konstruktiv und betrieblich selbständigen Schutzbauten. Durchgehende Fuge zwischen den sich berührenden Umfassungswänden. Unterirdischer Außenbau. Abluftschacht in Gebäudeaußenwand. Trümmer-sicherer Zugang für beide Schutzbauten innerhalb des Bauehäuses.³⁾

³⁾ Diese Raumgruppe gelangt nicht zur Ausführung. Sie wird ersetzt durch einen Innenbau mit einer Gasschleuse und ohne doppelte Trennwand.

Stahlausbau von Kellern zu Schutzbauten

Von Oberregierungsrat Dipl.-Ing. Leutz, Bonn

Von den verschiedenen Arten der Schutzraumbauten kommt den Schutzbauten A, B und C die größte Bedeutung zu, da sie — in unmittelbarer Nähe der Wohn- und Arbeitsstätten gelegen — die wegen der Unsicherheit einer ausreichenden Warnzeit unumgänglichen Forderungen nach schneller Erreichbarkeit am besten erfüllen. Sie stellen kleine Einheiten dar, die selbst beim Ausfall einzelner Schutzbauten keine großen Verluste entstehen lassen. Schutzbauten sollen für künftige Neubauten und später auch für bereits bestehende Gebäude errichtet werden. Das Problem des Schutzbaues für Neubauten kann technisch als gelöst angesehen werden. Der in den Richtlinien für Schutzraumbauten vorgesehene Schutzzumfang läßt erwarten, daß auch im Falle der Detonation von Atom- und Wasserstoffbomben Verluste an Menschenleben erheblich reduziert werden.

Weit schwieriger zu lösen ist die Aufgabe, für die Masse der Altgebäude Konstruktionen für einfache, billige und sichere Schutzbauten zu schaffen. Da der weitaus größere Teil der zu schützenden Menschen in vorhandenen und ohne Rücksicht auf etwaige Luftgefahren errichteten Gebäuden wohnt, stehen wir hier vor einer der entscheidenden Aufgaben des Luftschutzes, einer Frage, deren restlose Lösung so dringend ist wie kaum eine andere. Es gibt bereits die eine oder andere Lösungsmöglichkeit, die einigermaßen befriedigen kann. Doch ist die Zahl der vorhandenen Möglichkeiten noch zu gering, um bei der Vielzahl der örtlichen und baulichen Gegebenheiten die jeweils zweckmäßigste Lösung zu finden.

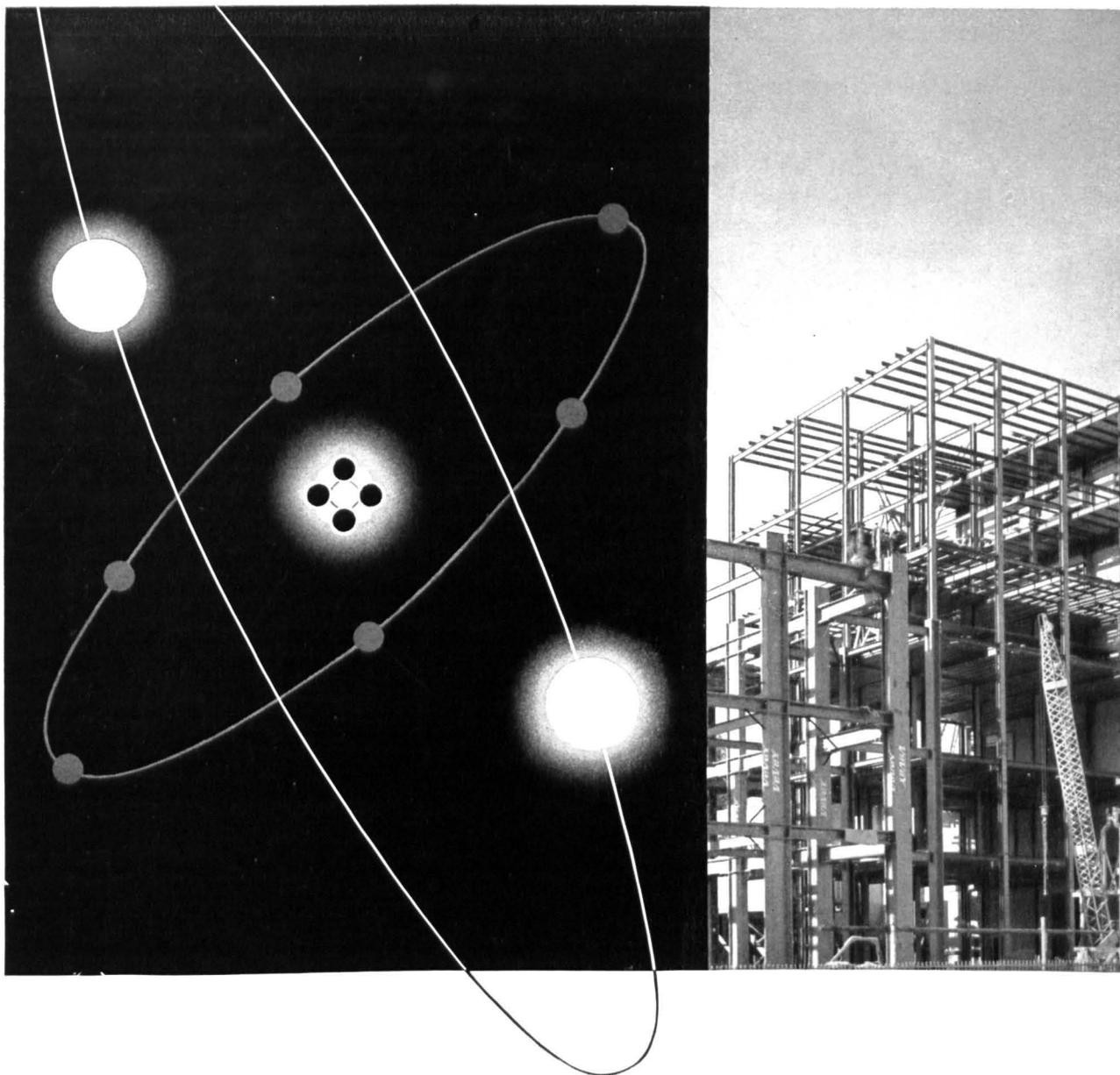
Maßgebend für Konstruktion und Berechnung der Ausbauten sind die Richtlinien für Schutzbauten, wobei ebenfalls allseitig vorhandene Belastungen mit 3, 10 und 30 t/m² und Umkehrlasten je nach Schutzgrad in Rechnung zu stellen sind. Unbedingt erforderlich ist ein raumstabiler Baukörper. Auch muß angestrebt werden, einen Schutzraumausbau zu schaffen, der höchste Tragfähigkeit mit einem Mindestaufwand an Baustoffen vereinigt. Bei der Erstellung von Schutzräumen in bestehenden Gebäuden ist weiter zu berücksichtigen, daß der Ausbau notfalls kurzfristig und in großer Stückzahl erfolgen muß. Die Arbeiten müssen im Ernstfalle vermutlich durch behelfsmäßig ausgebildete Kräfte ausgeführt werden. Für die Lösung von Aufgaben dieser Art ist die Stahlbauweise technisch besonders geeignet, weil die Schutzraumkonstruktion in Serienfertigung hergestellt und auch unter beengten Verhältnissen durch Hilfskräfte montiert werden kann. Allerdings ist dabei nicht an eine Stahlkonstruktion in üblichem Sinne der Stahlbauweise gedacht, sondern an eine Konstruktion, die die erwähnten Forderungen, besonders aber die Anpassungsfähigkeit an beliebige Kellermaße erfüllt. Diese Bauweise, die also dem im Bauwesen häufig verwandten Baukastenprinzip ähnelt, zu entwickeln, ist ein wesent-

liches Anliegen der verantwortlichen Stellen. Man bemüht sich um wirtschaftliche Lösungen dieser Art nicht nur in Deutschland, sondern auch im Ausland.

In Deutschland hatte die Beratungsstelle für Stahlverwendung in Zusammenarbeit mit dem Deutschen Stahlbauverband auf Anregung des Bundesministeriums für Wohnungsbau einen Wettbewerb ausgeschrieben mit dem Ziel, Konstruktionsideen zu erhalten, die die gestellten Forderungen nach Wirtschaftlichkeit, Anpassungsfähigkeit an vorhandene Kellermaße und einfache Montagemöglichkeit berücksichtigen. Das Ergebnis dieses Wettbewerbs zeigte, daß die Erwartungen, die man mit Recht an die Stahlbauweise in dieser Beziehung stellte, gerechtfertigt sind, wenn auch zunächst noch keine endgültige, ausführungsfähige Konstruktion gefunden werden konnte. Es wurden aber bereits Wege aufgezeichnet, deren Weiterverfolgung hoffnungsvolle Ausblicke auf eine Lösung dieses schwierigen Problems gestattet.

Ein Arbeitskreis, der inzwischen gegründet wurde mit der Aufgabe, den stählernen Ausbau von Schutzräumen weiter zu entwickeln, hat die Entwicklungsarbeit an der Stahlkonstruktion wesentlich vorangetrieben und die wichtigsten Konstruktionsgrundsätze soweit herausgearbeitet, daß einige Stahlbauunternehmen mit der werkstattfertigen Bearbeitung beauftragt werden konnten und beispielhafte Versuchsbauten errichtet werden können.

Bei den Entwicklungsarbeiten machte man sich die naturgegebenen Vorzüge des Werkstoffes Stahl gegenüber anderen Bauweisen zunutze, der in denkbar glücklicher Weise alle Eigenschaften, die im baulichen Luftschutz beim nachträglichen Ausbau von Kellern zu Schutzbauten vom Werkstoff gefordert werden, in sich vereint und insbesondere der Aufnahme der Umkehrlasten keine Schwierigkeiten bereitet. Horizontale Belastungsfälle müssen berücksichtigt werden, da Detonationen sich auch in einer starken Horizontalbelastung eines Bauwerkes äußern. Daher ist größtmögliche Widerstandsfähigkeit gegen waagrecht gerichtete Kräfte Voraussetzung. Die erforderliche Aussteifung sichern am besten zug- und drucksichere und biegungsfeste Eckverbindungen zwischen Stützen und Unterzügen. Es entstehen so Rahmen, die imstande sind, außerordentlich große Horizontalkräfte aufzunehmen. Man kann die Anschlüsse zwischen Riegel und Stiel durch Kniebleche und Laschen beliebig verstärken. Diese zusätzlichen Tragelemente lassen sich bei Stahlkonstruktionen geschickt unterbringen, ohne daß viel Raum hierfür in Anspruch genommen wird. Der Eindruck klobiger Eckverbindungen und Tragkonstruktionen wird vermieden und eine befriedigende Raumwirkung erzielt. Auch Fachwerkverbände, die an sich besonders steif und auch wirtschaftlich sind, können die Widerstandsfähigkeit solcher Bauwerke in der Längsrichtung beträchtlich erhöhen.



Sicherheit von Mensch und Arbeit

durch Verwendung von Stahl
im bautechnischen Luftschutz!

Die nachstehend genannten Schriften geben wir an Interessenten kostenlos ab:

- *Dr.-Ing. Schoszberger* Bautechnischer Atomschutz
2. Auflage
- *Dipl.-Berging. Ruhe* Der Schutzstollen
und sein Ausbau in Stahl



BERATUNGSSTELLE FÜR STAHLVERWENDUNG

DÜSSELDORF

KAPELLSTRASSE 12

TELEFON 4 53 12

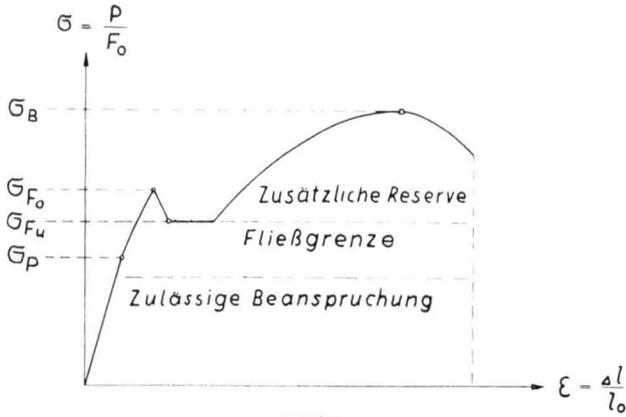


Bild 1

In dem Bestreben, dem Rahmen eine von keiner konstruktiven Verbindung anderer Bauweisen auch nur annähernd erreichbare Widerstandsfähigkeit gegen beliebig gerichtete Kräfte zu geben, wird der Ingenieur von der „Schlauheit des Materials“ außerordentlich wirksam unterstützt (Bild 1). Denn in der Plastizität besitzt im ausgesprochenen Maße der Stahl die hervorragende Eigenschaft, sich örtlichen Überbeanspruchungen solcher Art weitgehend anzupassen. Diese „stille Reserve“ verleiht den Konstruktionen eine große zusätzliche, d. h. in der Berechnung nicht voll berücksichtigte Tragsicherheit.

Der plastische Bereich des Spannungsdehnungsdiagramms des Werkstoffes Stahl stellt eine wesentliche Traglastreserve dar, die tatsächlich vorhanden ist und bei Überbeanspruchung wirksam wird. Durch dieses Verhalten ermöglicht der Werkstoff Stahl einen teilweisen Abbau der kinetischen Energie der Explosionen, die in potentielle umgewandelt wird, durch ein Nachgeben der Stahlkonstruktion, in diesem Falle also durch örtliches Plastizieren. Eine Nachgiebigkeit der Rahmen konstruktiv vorzusehen, scheint im Schutzraumbau schon aus psychologischen Gründen weniger angebracht.

Die hohe Materialfestigkeit des Stahls ermöglicht eine geringe Bauhöhe, so daß die beengten Raumverhältnisse in den Kellern vorteilhaft ausgenutzt werden können.

Die modernen Bearbeitungsverfahren gestatten ein beinahe verlustloses Ablängen des angelieferten Materials mit Hilfe von Schneidbrennern; damit bietet auch vom Gesichtspunkt der Wirtschaftlichkeit der Werkstoff große Vorzüge, wie unten noch näher gezeigt wird.

Nicht zuletzt sei erwähnt, daß gerade die zweckmäßige und werkstoffgerechte Verwendung von Stahl eine Konstruktion ermöglicht, die jeder beliebigen Belastung innerhalb gewisser Lastgrößen gewachsen ist. Wir kommen bei folgerichtigem Durchkonstruieren zu einem Baukörper gleicher Festigkeit, der starken Erschütterungen und sogar Verschiebungen ausgesetzt werden kann.

Eine Möglichkeit, den Rahmen als Serienkonstruktion anpassungsfähig an die verschiedenen Kellermaße zu gestalten, d. h. eine wirtschaftliche Serienfertigung zu entwickeln, beruht auf dem Gedanken, die Variabilität der Rahmenkonstruktion ungefähr in die Viertelspunkte der Riegel zu legen (Bild 2). Herstellungs-

technisch und montagemäßig bieten sich verschiedene einfache Möglichkeiten an, um bei konstanter Stielhöhe, die im allgemeinen vorausgesetzt werden darf, eine Variabilität zu erzielen.

Gedacht ist an eine Serienfertigung des Stieles einschließlich der Ecken. Diese Konstruktionsteile werden in den Montagestößen, die ungefähr in den Viertelspunkten der Riegel liegen, durch Sonderprofile mit dem entsprechend den Kellerbreiten abgelängten Riegelprofil verbunden. Bei schmalen Kellern kann man auf das Riegelprofil ganz verzichten und die beiden Stiele unmittelbar durch die Sonderprofile verbinden. Damit sind leicht zu handhabende Konstruktionsteile erzielt, eine Forderung, die deshalb besonders wichtig ist, weil die Rahmen in engen Räumen, die unter Umständen nur durch schmale Treppen zu erreichen sind, montiert werden müssen.

Die Montage kann ohne Zuhilfenahme von Montagegerät von Hand erfolgen. Die einzubauenden Riegel sind auf die erforderlichen Längen zu schneiden und die Löcher entsprechend zu bohren.

Falls eine Variationsmöglichkeit auch in Richtung der Kellerhöhe vorgesehen werden soll, ist derselbe Montagestoß in die Mitte des Stiels zu legen. Der Stoß in Mitte des Stiels kann auch aus Montagegründen zweckmäßig sein, wenn es gilt, besonders leichte Konstruktionsteile zu verwenden. Die Ecke ist unter dem Gesichtspunkt größter Einfachheit so ausgebildet, daß eine möglichst große Steifigkeit erzielt wird.

Unter dem Gesichtspunkt der einfachen Montagemöglichkeit ist die Konstruktion mit beiderseits des Grundprofils angelegter Stoßlasche besonders günstig, weil auch unter beengten Verhältnissen die Montage ohne Umschwenken des Rahmens erfolgen kann. Die als Sonderprofil zu walzende Stoßlasche (Bild 3), deren Herstellung sich bei der großen vorgesehenen Stückzahl lohnt, umklammert den unteren Flansch des Grundprofils und schafft deshalb eine besonders steife und feste Verbindung, da diese Umklammerung sehr günstig mit den Schrauben zusammenwirkt.

Weitere Verbindungsarten sind in derselben Weise wie die eben beschriebene näher untersucht worden. Statt eines Sonderprofils kann die Stoßdeckung durch das gleiche Profil wie das Grundprofil erfolgen (Breitflanschträger), wobei allerdings im Bereich der Stoßdeckung im Grundprofil und in dem Profil, das zur

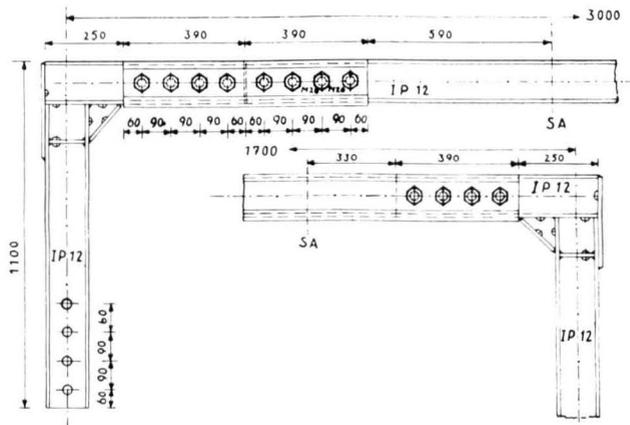


Bild 2

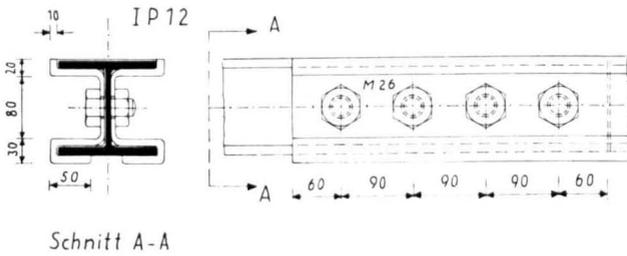


Bild 3

Stoßdeckung zugelegt wird, je eine Flanschhälfte abgeflanscht wird. Nachteilig ist die Schwächung des Grundprofils durch das Ausklinken des Flansches.

Wenn Kellerwände direkt an die Rahmen anschließen, müssen sie gemäß den angenommenen Lasten tragfähig sein und einen gasdichten Abschluß des Schutzraumes abgeben. Das ist, wie statische Untersuchungen zeigen, für kleinere Beanspruchungen bei gutem Mauerwerk gegeben. Für größere Belastungen allerdings ist es unumgänglich, auf eine Blechverkleidung zurückzugreifen. Hierzu eignen sich vor allem Wellbleche. Die Bleche werden zwischen den Flanschen der Profile angebracht und stellen zusammen mit den Längsankern eine Längsversteifung des Kellerausbaues dar. Der Boden besteht aus einer an Ort und Stelle betonierten Stahlbetonplatte, wobei man in der Regel aus Platzersparnisgründen die Bodenriegel der Rahmen in den Boden versenkt.

Die Stahlkonstruktion besteht aus rechteckigen, biegesteifen Querrahmen aus Breitflanschträgern, die in Längsrichtung hintereinander in gleichen Abständen angeordnet werden. Die Abstände betragen bei einer Spannweite von etwa 3,00 m bei 3 t/m^2 Flächenlast = 1,5 m; bei 10 t/m^2 = 1,0 m und bei 30 t/m^2 = 0,5 m. Die Stahlkonstruktion einschließlich der Wellblechauskleidung stellt einen räumlich standfesten Baukörper dar. Die Konstruktion gestattet Verschiebungen und Verkantungen des Schutzbaues, ohne daß ein Einsturz erfolgt (Bild 4).

Der Ausbau kann also entweder unmittelbar an vorhandene Wände und Decken anstoßen, oder der Zwischenraum wird mit Beton oder Sand ausgefüllt. Die Decken, Wände und Böden des Kellers übertragen die sie anfallenden Belastungen auf den Ausbau.

Über Eingangsbauwerke ist nichts Besonderes zu sagen. Sie erfordern zwar eigene statische Überlegungen, welche aber die dem Stahlbau zunächst gestellte Aufgabe, eine für Serienproduktion geeignete Rahmenkonstruktion zu entwickeln, nicht berühren.

Wichtig für sämtliche Schutzräume ist die Frage der Entlüftung. Der Einbau der Be- und Entlüftungsanlage ist bei dem Stahlausbau einfach, so daß die konstruktiven Details hier nicht besonders erwähnt werden müssen.

Wegen der Schwierigkeit und Dringlichkeit der geschilderten Aufgaben und der Notwendigkeit, daß sich weitere Kreise der Fachingenieure für den baulichen Luftschutz mit diesen Problemen beschäftigen, sollen im folgenden die wichtigsten Punkte der Forderungen und Gegebenheiten dieses Arbeitsgebietes nochmals zusammenfassend umrissen werden.

Der durch Schutzbauten zu erreichende Schutzzumfang ist in Abschnitt 2 der Richtlinien für Schutzbauten festgelegt. Er kann durch bauliche Maßnahmen erreicht werden.

Der Ausbau von Schutzräumen in vorhandenen Gebäuden stellt darüber hinaus besondere Bedingungen, die in bezwogenem Maße durch die Stahlbauweise erfüllt werden.

1. Bedingungen des nachträglichen Einbaues von Schutzräumen in bestehenden Räumen

- 1.1 Beschädigungen des vorhandenen Gebäudes und Störungen der Bewohner müssen möglichst vermieden werden.
- 1.2 Der für den Ausbau zur Verfügung stehende Raum ist im allgemeinen beengt und muß gut ausgenutzt werden.
- 1.3 Der Einbau der Schutzkonstruktion soll im Bedarfsfalle wegen der starken anderweitigen Belastung der Industrie notfalls nur durch Hilfskräfte in Zusammenarbeit mit den Benutzern des Schutzraumes erfolgen können.

2. Folgerungen für die Projektierung des Schutzraumbaus in bestehenden Gebäuden

- 2.1 Die Schutzkonstruktion muß rechtzeitig hergestellt werden, so daß eine Stapelhaltung erzielt werden kann.
- 2.2 Die Konstruktion soll anpassungsfähig an vorhandene Kellerabmessungen sein.
- 2.3 Die Montage soll unter Zuhilfenahme einfacher Geräte (Schneidbrenner, Bohrer, Schraubenschlüssel) erfolgen können und erfordert deshalb einfache Verbindungsmöglichkeiten der Konstruktion.

3. Gegebenheiten der Stahlbauweise

- 3.1 Die Schutzraumkonstruktion wird zweckmäßigerweise in Stahlbauweise, und zwar mit genormten Bauteilen, die passend für alle Gegebenheiten vorhandener Keller entwickelt sind, eingebaut. Eine Stapelhaltung der genormten Bauteile ist möglich.
- 3.2 Der Einbau der Normteile durch Hilfskräfte kann notfalls ohne Einschaltung eines Architekten- und Ingenieurbüros nach vorliegenden Montageanweisungen erfolgen.
- 3.3 Eine Störung der Hausbewohner durch Beschädigung der Kellerdecken oder -wände und Lärm ist weitgehend ausgeschaltet.
- 3.4 Die erforderliche Gasdichtigkeit kann durch Zwischenlagen von Steinwolle erzielt werden, die die Wellblechverkleidung gegen die Trägerprofile abdichtet.

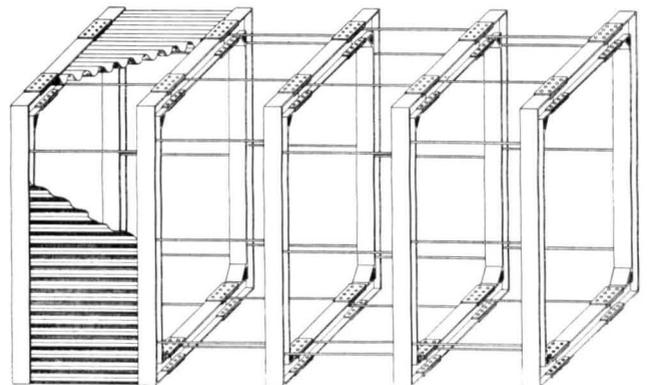


Bild 4

3.5 Der Werkstoff Stahl ist in bevorzugtem Maße geeignet, die auftretenden Belastungen von Schutzbauten aufzunehmen. Der plastische Bereich des Spannungsdehnungsdiagramms des Werkstoffes Stahl stellt eine wesentliche Traglastreserve dar, die rechnermäßig nicht in Betracht gezogen, aber bei Überbeanspruchung voll wirksam wird. Durch dieses Verhalten gewährleistet der Werkstoff Stahl einen teilweisen Abbau der kinetischen Energie von Explosionswirkungen, die durch ein Nachgeben der Stahlkonstruktion in potentielle Energie umgewandelt wird. Diese besonderen Eigenschaften des Werkstoffes Stahl rechtfertigen ein Bemessen der Konstruktion nach ihrer tatsächlichen Tragfähigkeit. In Anbetracht des großen Verformungsvermögens des Stahls ist eine Traglaststeigerung über das mit den zulässigen Werten festgelegte rechnerische Maß hinaus möglich. Unter Würdigung dieses günstigen Werkstoffverhaltens können die 1,5-fachen zulässigen Spannungen für Stahl zugrunde gelegt werden.

Die Entwicklungsarbeiten an den erwähnten Konstruktionen gehen z. Z. so weiter, daß Stahlbauformen die werkstattfertige Detailbearbeitung übernehmen. Dann sollen die Konstruktionen im statischen und Explosionsversuch überprüft werden. Es wird eine Tabelle ausgearbeitet, die in Form einer Gebrauchsan-

weisung angibt, in welchem Abstand die Rahmen aufzustellen sind für alle praktisch in Frage kommenden Kellerabmessungen. So erübrigt sich im allgemeinen jede statische Berechnung der typisierten Konstruktion.

Nach Erlass eines Luftschutzgesetzes, welches die Luftschutzbaupflicht für den Gebäudebestand regelt, soll angestrebt werden, neben einem Einbau der Konstruktion in Altbauten zu einer gewissen Stapelhaltung der typisierten Stahlteile zu kommen.

Bei der Bedeutung der Aufgabe wird man mit reinen Stahlkonstruktionen allein nicht auskommen können, um so weniger, als Engpässe bei der Lieferung von Stahl entstehen können. Schon aus diesem Grunde ist die Entwicklung von Verbundkonstruktionen — Stahl in Verbindung mit Stahlbeton — und von Konstruktionen mit Stahlbetonfertigteilen wünschenswert. Hierbei kann man an der Tatsache nicht vorübergehen, daß es schwierig ist, noch handliche Stahlbetonteile herzustellen, die, zu einem räumlichen Fachwerk verbunden, den auftretenden großen, nicht nur statischen, sondern auch dynamischen Beanspruchungen gewachsen sind.

Nur durch den Einsatz aller verfügbaren Werkstoffe in technisch einwandfreier und wirtschaftlicher Gestaltung wird es möglich, diese umfangreiche Bauaufgabe zu erfüllen.

Der zylindrische, gassichere Schutz-Außenbau

Dr. H. Dräger, Dr.-Ing. O. Meyer-Hoissen, Dr.-Ing. P. Bonatz

In Heft 12 des „Ziviler Luftschutz“ vom Dezember 1954 wurde ein zylindrischer, gasdichter Schutz-Außenbau beschrieben. Der Vorteil der zylindrischen Form wie auch anderer gewölbter Querschnittsformen liegt darin, daß bei gleicher Druckresistenz wie beim rechteckigen Querschnitt geringere Wanddicken erforderlich sind, durch die eine Verbilligung des Bauwerkes bedingt ist.

Die Entwicklung des zylindrischen Schutzbaues ist in gemeinsamer Arbeit der Firmen Drägerwerk, Lübeck, und Wayss & Freytag AG., Frankfurt a. M., fortgesetzt worden und hat zu einem vorläufigen Abschluß geführt, dessen Ergebnis in den folgenden Ausführungen gebracht werden soll.

Der zylindrische Schutzbau nach dem jetzt vorliegenden Entwurf für 25 Personen besteht aus einem Hohlzylinder mit einem inneren Durchmesser von 2,20 m und einer Wanddicke von 30 cm. Die Länge dieses liegenden Hohlzylinders beträgt im Innern 7,83 m, wovon 6,03 m auf den eigentlichen Schutzraum und 1,53 m auf die Gasschleuse entfallen.

Abgeschlossen wird der Schutzraum auf der einen Seite von dem vertikalen Schacht, der das Grobsandfilter, kombiniert mit dem Notauslaß, enthält. An der entgegengesetzten Seite befindet sich die Stirnwand mit der Öffnung zur Aufnahme der Drucktür. Zur Sicherung der Drucktür ist ein Schutzbauteil mit

einer Wanddicke von 60 cm vorgesehen. Schutzraum und Gasschleuse sind durch eine 27 cm dicke Wand getrennt.

Form und Aufbau des Schutzbaues bedingen seine Verwendung als Außenbau. Als solcher ist er allseitig von Erdreich umgeben, ausgenommen die Seite, an der sich die Eingangstür befindet. Diese Tür ist als Drucktür ausgebildet und liegt in der Regel an der Innenfläche der Kelleraußenwand des Gebäudes. Der Schutzbau ist dadurch vom Keller des zugehörigen Gebäudes auf kürzestem Wege erreichbar und stellt in Verbindung mit dem Notauslaß gleichzeitig den Rettungsweg dar.

Die Sicherung der nach dem Keller hin freiliegenden Drucktür der Gasschleuse erfolgt durch die Anordnung eines 60 cm starken Schutzbauteils. Dieser verhindert, daß Splitter beide Türen durchdringen. Auf eine biegesteife Verbindung zwischen Schutzbau und Schutzbauteil ist in dem vorliegenden Entwurf verzichtet worden. Eine solche Verbindung läßt sich konstruktiv schwer durchführen. Auch würde ein etwaiges Abreißen des Schutzbauteils bei einer Detonation den Insassen des Schutzraumes nicht schaden.

Zur Erzielung des nach Ziffer 5.6 der Richtlinien für Schutzbauten erforderlichen Schutzes gegen Strahlung wird der Schutzbau abgedeckt. Dies kann bei der

vorliegenden Bauart geschehen entweder durch einen Aufbeton oder durch eine entsprechende Erdaufschüttung. Dieser Fall ist im Entwurf berücksichtigt.

Da der Schutzbau nur als Außenbau mit hoher Erdüberdeckung verwendet werden soll, kann auf weiteren Splitterschutz, als zur Sicherung der Drucktür erforderlich ist, verzichtet werden.

Die Belüftung des Bauwerkes erfolgt nach den Richtlinien für die Belüftung von Schutzraumbauten (Fassung Juli 1955). Es ist eine Schutzbelüftungsanlage SL 0,6 mit Grobsandfilter SH 0,6 vorgesehen, deren Sandbehälter gemäß Ziffer 9.141 zugleich als Notauslaß dient.

Die natürliche Lüftung wird dadurch ermöglicht, daß die Frischluft durch einen Zuluftkanal, der sich in der Außenwand des Notausstiegschachtes befindet, geführt wird. Er hat einen Querschnitt von 450 cm^2 und ist versehen mit einer Schnellschlußklappe in der Funktion Ziff. 9.24 entsprechend, die einem Druck von 9 atü standhält. Für die Abluft sind zwei Schächte in der Trennwand zwischen Schutzraum und Gasschleuse vorgesehen. Sie haben zusammen einen Querschnitt von $2 \times 264 \text{ cm}^2 = 528 \text{ cm}^2$. Ihr Abschluß im Innern erfolgt ebenfalls durch Schnellschlußklappen, von denen zwei Stück verwendet werden, deren eine ein Überdruckventil für die Schutzbelüftung trägt.

Das Wesentliche des jetzt vorliegenden Entwurfs ist die Tatsache, daß der gesamte Baukörper, d. h. der liegende Hohlzylinder, der Schacht für Filter und Notausstieg und die Stirnwand mit der Eingangstür aus Betonfertigteilen bestehen, die durch Vorspannglieder in horizontaler Richtung (Schutzraum) und in vertikaler Richtung (Notausstiegschacht) miteinander verbunden sind. Nach dem heutigen Stand der Entwicklung des Vorspannverfahrens kann ein aus Betonfertigteilen und Vorspanngliedern zusammengesetzter Baukörper als einem monolithischen gleichwertig angesehen werden (siehe S. 264). Die Vorteile der Verwendung von Betonfertigteilen liegen einerseits auf bauorganisatorischem Gebiet, andererseits tritt durch die fabrikmäßige Herstellung der Bauelemente eine nicht unwesentliche Verbilligung ein. Die Verwendung von Fertigteilen gestattet zudem die Herstellung eines besonders hochwertigen Betons mit großer Gleichmäßigkeit, wie sie auf der Baustelle nicht möglich ist, insbesondere dann, wenn es sich um viele kleine, örtlich verstreut liegende Baustellen handelt. Eine intensive und regel-

mäßige Betonkontrolle ist auf diese Weise leicht einzurichten, während sie auf den einzelnen Baustellen nur mühsam durchzuführen ist. Alle diese Gesichtspunkte sind als bedeutungsvolle Faktoren anzusehen.

Die Ringelemente des eigentlichen Schutzbaues haben bei einer Wanddicke von 30 cm und einer Breite von 47 cm ein Gewicht von 2,66 t und stellen, abgesehen von der Trennwand (Teil 9), den schwersten der Einzelteile des Bauwerks dar. Die aus Beton B 300 gefertigten Ringe enthalten eine innere und äußere Bewehrung sowie eine Bügelbewehrung aus Betonstahl I. Sie werden bei der Montage mittels eines fahrbaren Kranes in ein in der Baugrube vorbereitetes Sandbett verlegt; die Fugen werden mit Zementmörtel ausgestampft. Nach dem Erhärten des Fugenmörtels werden die Vorspannbündel eingefädelt, vorgespannt und verpreßt, wobei der Ausstiegschacht mit in die Vorspannung einbezogen wird.

Der Schacht für Notausstieg und Filter besteht ebenfalls aus Einzelfertigteilen, die aufeinander gesetzt, vermörtelt und in vertikaler Richtung durch Vorspannglieder verbunden werden.

Die Stirnwand für die Drucktür ist in vier Fertigteile aufgliedert, von denen je zwei die gleiche Gestalt haben, so daß für ihre Anfertigung nur zwei Formen benötigt werden. Auch sie werden von den Vorspanngliedern des liegenden Zylinders erfaßt. Lediglich der Beton des äußeren Schutzbauteils wird an Ort und Stelle hergestellt, da wegen der Verschiedenheit der örtlichen Gegebenheiten eine Herstellung aus Betonfertigteilen nicht zweckmäßig ist.

Abbildung 1 zeigt einen kompletten Schutzbau mit Längsschnitt, zwei Querschnitten und den beiden

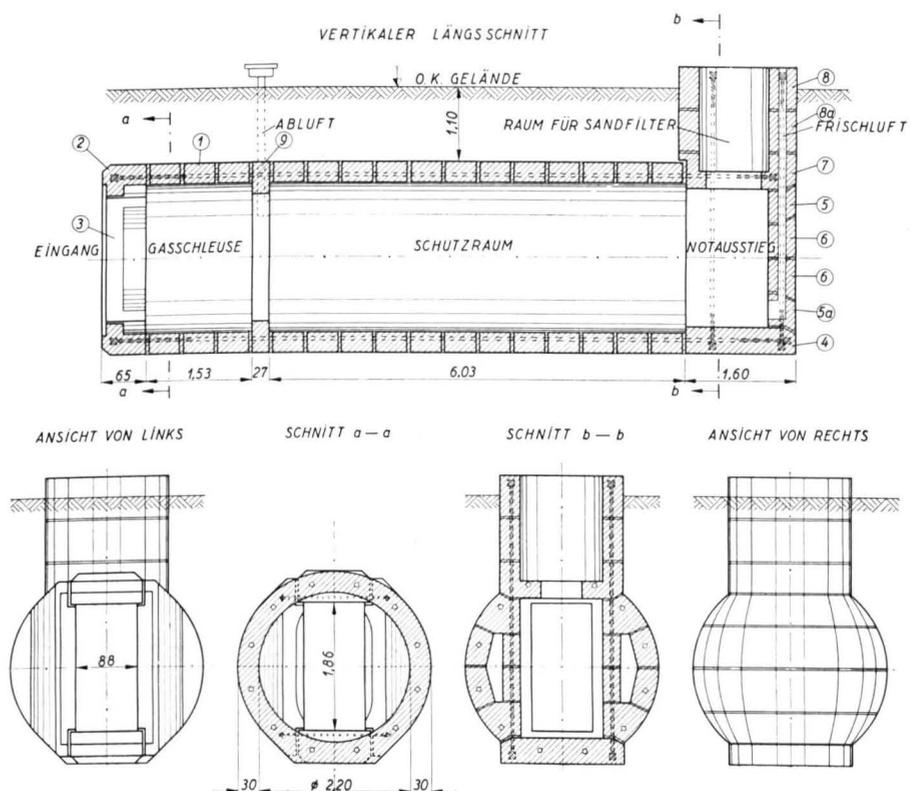


Abb. 1

Stirnansichten. Auf der linken Seite des Längsschnitts ist die Eingangsseite dargestellt, d. h. eine Türöffnung mit anschließender, 1,53 m langer Gasschleuse. Die Türöffnung ist entsprechend den Richtlinien dimensioniert. Nicht dargestellt ist der nach den Richtlinien erforderliche Schutzbauteil.

Nach dem eigentlichen Schutzraum zu wird die Gasschleuse begrenzt durch eine Betonzwischenwand mit einer Dicke von 27 cm. Die Größe der in dieser Zwischenwand vorgesehenen Türöffnung entspricht ebenfalls den Richtlinien. Bemerkenswert ist weiter, daß diese Trennwand Kanäle für die Abluft enthält. Der für den Abluftschacht vorgesehene Querschnitt von 450 cm² wurde auf zwei Einzelkanäle aufgeteilt, um eine konzentrierte Schwächung der statisch wirksamen Querschnitte zu vermeiden, die bei Anordnung nur eines Schachtes entstanden wäre.

Am rechten Ende des Längsschnitts ist der mit dem Grobsandfilter kombinierte Notausstieg abgebildet.

Wie aus den Schnitten und Ansichten zu ersehen ist, wird in bezug auf die äußere Form eine möglichst weitgehende Abrundung aller Oberflächen angestrebt. Es wird dabei das Ziel verfolgt, Erdschüben oder Druckwellen eine möglichst geringe Angriffsfläche zu bieten. Es besitzt daher nicht nur der zylindrische Hauptbauteil eine abgerundete Oberfläche, auch die Abschlußwände auf der Eingangsseite und der Notausstiegsschacht sind äußerlich in runden Formen oder wenigstens mit starken Abschrägungen ausgebildet. Bei den letztgenannten Bauteilen für den Notausstieg ist ein räumlich bis ins letzte ausgeklügelter Übergang von einem liegenden in einen stehenden Zylinder hergestellt worden.

In den Querschnitten der Abb. 1 sind die kreisförmigen Aussparungen für die Durchführung der Längsvorspannglieder dargestellt. Es handelt sich um insgesamt 12 Vorspannbündel, die auf den ganzen Umfang des Zylinders regelmäßig verteilt werden. Aus dem Längsschnitt der Abb. 1 ist zu ersehen, daß diese waagerechten Vorspannglieder auf die ganze Länge des Schutzbaues ohne Unterbrechung durchgehen. Sie erfassen links noch die Fertigteile des Endabschlusses auf der Eingangsseite, rechts die waagerecht liegenden, teilweise hufeisenförmig ausgebildeten Fertigteile des Notausstiegsschachtes. Die letztgenannten Fertigteile werden außerdem, wie aus dem Längsschnitt zu ersehen ist, untereinander und den aufgesetzten Fertigteilen des Notausstiegsschachtes durch durchgehende senkrechte Vorspannglieder verbunden. Damit ist erreicht, daß zunächst alle Fertigteile biege-, schub- und torsionsfest miteinander verbunden sind, so daß der gesamte Schutzbau im Endzustand einen monolithischen Körper darstellt. Außerdem lassen sich auf diese Weise die sonstigen Vorteile der Vorspannung an jeder Stelle ausnutzen, die u. a. darin bestehen, daß die einzelnen Bauteile gegenüber schlaff bewehrten Bauteilen eine höhere Biegesteifigkeit besitzen und auch bei größerer Biegebeanspruchung noch zugriffsfrei bleiben.

Abbildung 2 zeigt die Einzelheiten der Endabschlußwand auf der Eingangsseite. Diese ist für die Herstellung in vier Fertigteile unterteilt, nämlich zwei Seitenteile, die unter sich gleich und auswechselbar sind, ferner ein Schwellen- und ein Kämpferstück, die ebenfalls unter sich gleich sind. Für den Zusammenbau sind zwei Ankerschrauben vorgesehen, die die Teile so lange provisorisch zusammenhalten, bis sie durch die Vorspannung gegen die Zylinderwandung gedrückt werden. Die Stoßflächen dieser Fertigteile und ihre Einzelausbildung ist so erfolgt, daß der nach den Richtlinien aufzunehmende Druck in allen Richtungen aufgenommen und weitergeleitet werden kann. Sämtliche Teile und Anschlußflächen wurden für die nach den Richtlinien für den Schutzbau Typ A vorgeschriebenen Ersatzlasten bemessen. Die winkelförmig ausgeklinkte Stoßfuge zwischen dem Schwellenstück, den Seitenteilen und dem Kämpferstück gestattet die Weiterleitung eines in jeder beliebigen Richtung angreifenden radialen Druckes von den unmittelbar betroffenen Fertigteilen auf die übrigen Fertigteile, um sie von dort wieder an das Erdreich abzugeben. Drücke, die in Längsrichtung des Schutzbaues auf die Endabschlußwand treffen, können vom Schwellen- und vom Kämpferstück unmittelbar an die Zylinderwandung weitergegeben werden, da diese Teile fast vollflächig auf dieser Wandung aufliegen. Die Seitenteile lagern ebenfalls zum Teil unmittelbar auf der Zylinderwandung auf. In dem nach innen übertragenden Teil ist am Rand ein Träger ausgebildet, der dort auftreffende Druckkräfte in Längsrichtung und den Druck, der auf die Tür kommt, an seinem oberen und unteren Ende ebenfalls an die Zylinderwandung abgibt.

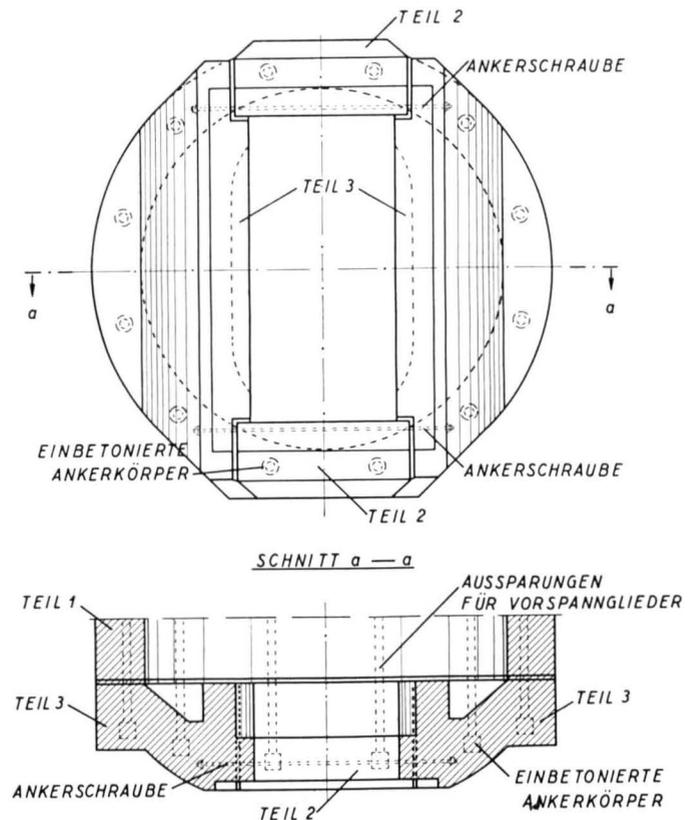


Abb. 2

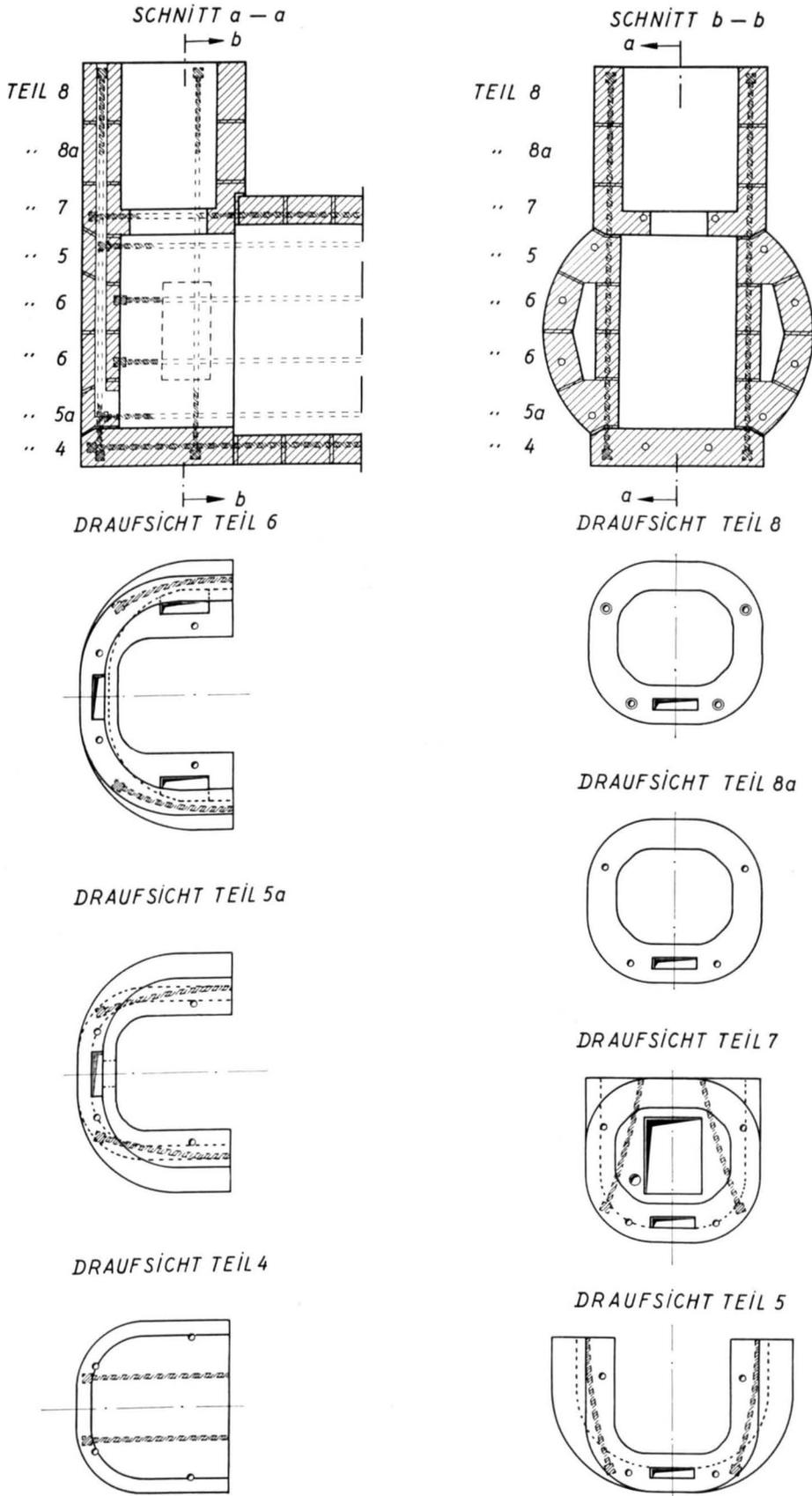


Abb. 3

Die Einzelheiten des Notausstiegschachtes zeigt Abbildung 3, dargestellt mit Hilfe von zwei senkrechten Schnitten durch den gesamten Schacht und Draufsichten auf jedes einzelne Fertigteil. Die Fertigteile des Aufsatzes (Teil 8 und 8a) sind im Grundriß ringförmig ausgebildet; ihre statische Wirkungsweise ist damit eindeutig gegeben.

Waagerechte Drücke werden von dem Kreisring aufgenommen und weitergeleitet. Durch die senkrechte Vorspannung sind die Aufsatzteile biegefest mit dem übrigen Schutzbau verbunden. Die Teile 4 und 7 sind durchgehende Abschlußplatten; der Teil 7 ist durchbrochen durch die hier erforderliche Ausstiegöffnung.

Die Teile 5, 5a und 6 sind so geformt, daß sie in statischer Beziehung, teilweise im Verein mit den Teilen 4 und 7, eine doppelte Wirkung ausüben können. Sie sind im Grundriß halbkreisförmig ausgebildet, so daß sie waagerechte Drücke als Gewölbe auf die Wandung des liegenden Zylinders übertragen können. Durch die Schrägeigung der Lagerfugen tritt jedoch auch eine Gewölbewirkung in den senkrechten Schnitten ein. Die Weiterleitung irgendwie gerichteter waagerechter Drücke, die von außen auf diese Schachtteile wirken, kann also auf verschiedenen Wegen erfolgen und ist auf diese Weise bestmöglich sichergestellt. Selbstverständlich erhalten alle Teile außerdem eine Bewehrung, die sie auch gegen Biegebeanspruchungen aus Teilbelastungen im notwendigen Umfange widerstandsfähig machen. Die biegesteife Verbindung in senkrechter Richtung wird durch die senkrechten Vorspannglieder, der biegesteife Anschluß an den liegenden Zylinder durch die waagerechten Vorspannglieder, die noch in die Fertigteile 4—7 eingreifen, sichergestellt. Auch diese Teile sind sämtlich bemessen für die Ersatzlasten des Schutzbaues Typ A nach den Richtlinien.

Um die Wirkungsweise in bezug auf die Aufnahme von außen angreifender Druckkräfte ganz deutlich zu machen, ist es notwendig, auf die Einzelheiten der

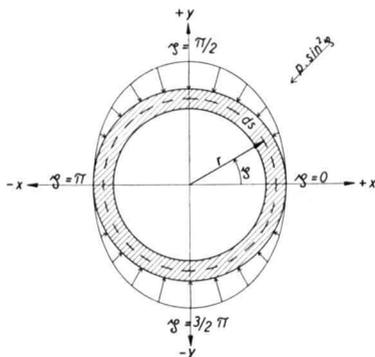


Abb. 4

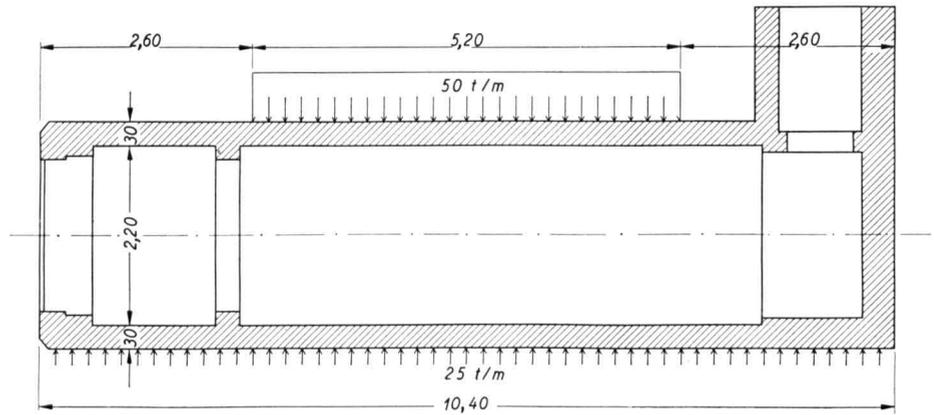


Abb. 5

statischen Berechnung noch etwas näher einzugehen. Es soll dies am Beispiel der Berechnung der Einzelringe des liegenden Zylinders und am Beispiel der Berechnung des Gesamtbaukörpers geschehen. Nach den Richtlinien ist für Schutzbauten nach Typ A vorgeschrieben, eine Ersatzlast von 30 t/m^2 als von außen wirkende Druckkraft in ungünstigster Stellung anzunehmen. Außerdem ist vorgeschrieben, in entsprechender Weise eine Sogkraft von 10 t/m^2 anzunehmen. Für die Berechnung der Ringe sind solche Belastungen, wenn sie als Vollast auf den ganzen Umfang angesetzt werden, nicht der ungünstigste Belastungszustand. Die Vollast auf den ganzen Umfang des Ringes erzeugt lediglich eine durchgehende Druckbeanspruchung im Ring bzw. durchgehende Zugbeanspruchung bei Sogkräften, ohne irgendwelche Biegebeanspruchungen auszulösen. Die genannte Belastungsart ist zwar die wahrscheinlichste, trotzdem wurde es für notwendig gehalten, auch Teilbelastungszustände zu untersuchen, die Biegebeanspruchungen hervorrufen und daher als wesentlich ungünstiger anzusprechen sind.

Nach Abbildung 4 wurde in diesem Sinne beispielsweise eine von außen wirkende Druckbeanspruchung angesetzt, die im Scheitel des Ringes 30 t/m^2 beträgt und nach den Schnittpunkten mit der horizontalen Achse zu nach beiden Seiten auf 0 abklingt. Das Gesetz für die Abnahme des Druckes entlang der Ringaußenfläche wurde genauso angenommen, wie es bei Berechnungen für gewölbte Flächen auf Winddruck üblich ist. Mit anderen Worten vermindert sich der Flächendruck beim Fortschreiten auf der Ringoberfläche entsprechend dem Quadrat des Sinuswertes vom Richtungswinkel. Um dieser von oben angesetzten aktiven Druckkraft das Gleichgewicht zu halten, wurde als Reaktion ein entsprechender, auf den Ring von unten wirkender Bodendruck angesetzt. Die aus dieser Untersuchung sich ergebenden Momente und Normalkräfte gaben den Anhalt für die Bemessung der schlaffen Bewehrung der Ringe, nämlich je vier Stäbe Durchmesser 16 auf der Außenseite und je vier Stäbe Durchmesser 18 auf der Innenseite pro Ringelement.

Auch für das Gesamtbauwerk läßt sich die Tatsache feststellen, daß eine Vollbeanspruchung durch Druck-

kräfte nicht den ungünstigsten Fall darstellt, sondern daß Biegebeanspruchungen in Längsrichtung nur bei Teilbeanspruchungen auftreten. Aus dem Belastungsbild für den Einzelring nach Abbildung 4 ergibt sich eine Streckenlast in Längsrichtung von 50 t/m. Diese Streckenlast wurde, wie in Abbildung 5 dargestellt, beispielsweise nur in den beiden inneren Vierteln der Gesamtlänge angesetzt, während die beiden äußeren Viertel ohne Belastung von oben angenommen wurden. Das Bauwerk muß dann die Aufgabe erfüllen, diese Teilbelastung auf die ganze Länge zu verteilen, wenn es gegen Beschädigungen durch Teilbelastungen ausreichend gesichert sein soll. Die vom Erdreich ausgeübte Reaktionskraft ergibt sich dann, wie in Abbildung 5 dargestellt, auf die ganze Länge verteilt, mit je 25 t/m. Auch diese Belastungsannahme für das Gesamtbauwerk kann als sehr ungünstig angesprochen werden. Trotzdem wurde sie bei der Bemessung der Längsvorspannung voll berücksichtigt, da selbst bei solch ungünstiger Teilbelastung noch die Bedingungen voller Vorspannung nach DIN 4227 eingehalten sind. Da die Vorspannbündel in Längsrichtung gleichmäßig auf den ganzen Umfang des liegenden Zylinders verteilt sind, kann die erwähnte ungünstigste Teilbeanspruchung nicht nur von oben, sondern auch von der Seite aufgenommen werden, was bei Nahtreffern von entscheidender Bedeutung sein dürfte.

Das hier gezeigte Prinzip der Herstellung von Schutzbauten mit Hilfe von ringförmigen Fertigteilen und Vorspanngliedern ist auch mit leicht abgewandelter Querschnittsform der Einzelringe anzuwenden.

So kämen beispielsweise Haubenprofile mit glatter, gewölbter oder geknickter Sohle, Eiprofile, Profile, die aus stehenden oder liegenden Ellipsen bestehen, in Frage. Es sollen hier nicht die Vor- oder Nachteile dieser Abwandlungen systematisch einander gegenübergestellt werden. Lediglich bezüglich des Haubenprofils soll noch angedeutet werden, daß dieses in statischer Beziehung dann Vorteile bieten kann, wenn der Schutzbau auf felsigen Untergrund aufgesetzt wird, d. h. dann, wenn der Untergrund in der Lage ist, die von oben auftreffenden Drücke konzentriert zu übernehmen. Im Gegensatz hierzu ergeben sich beim Haubenprofil Mehraufwendungen, wenn der Schutzbau beispielsweise im Sand-, Kies- oder Tonboden zu gründen ist, da im letzteren Falle die Sohle so biegesteif auszubilden wäre, daß die gesamten, von oben kommenden Drücke gleichmäßig auf die ganze Sohle verteilt werden können.

Dieser kurze Hinweis auf die Vor- oder Nachteile des Haubenprofils dürfte genügen, um zu zeigen, wie die Wahl eines geeigneten Querschnittes auch von örtlichen Gegebenheiten und ähnlichen Umständen beeinflusst werden kann.

Außenbauten, wie sie hier beschrieben sind, werden im Rahmen der technischen Möglichkeiten den wirtschaftlichen Erfordernissen gerecht.

Herrn Oberregierungsrat Dipl.-Ing. *Leutz* vom Bundesministerium für Wohnungsbau danken wir verbindlichst für seine Anregungen, die er zu dieser Arbeit gegeben hat.

Der Rettungszuwachs als Funktion der Wanddicke im Schutzraumbau

Von Dr.-Ing. O. Meyer-Hoissen

Einleitung

Die Weiterentwicklung der Angriffswaffen im Luftkrieg, insbesondere die Möglichkeit des Abwurfs von Atombomben, deren zerstörende Wirkung in den letzten Jahren auf ein Vielfaches gegenüber den am Ende des zweiten Weltkrieges verwendeten gesteigert worden ist, haben dazu gezwungen, nach neuen Methoden für den Bau von Schutzräumen zu suchen. Es gilt nicht nur, neuzeitliche Schutzräume zu konstruieren, die den erhöhten Anforderungen gerecht werden, also widerstandsfähiger sind als die bis 1945 gebauten, sondern es ist ebenso wichtig, daß diese Schutzräume zu einem Preis hergestellt werden können, der es ermöglicht, die gesamte Bevölkerung einer bedrohten Stadt mit diesen zu versorgen. Denn nur eine Planung, die für die gesamte Bevölkerung, soweit sie im Ernstfall zum Verweilen in dem gefährdeten Gebiet gezwungen ist, den erforderlichen Schutz vorsieht, kann Anspruch auf Vollständigkeit erheben, abgesehen davon, daß alle Personen, die der gleichen Gefahr ausgesetzt sind, auch den gleichen Anspruch auf Schutz haben. Es soll in den folgenden Ausführungen versucht werden, der Frage näherzukommen, wie ein solcher Schutz beschaffen sein muß, welche Stärke,

also letztthin welche Decken-, Wand- und Sohlendicke er aufweisen muß, damit ein möglichst großer Teil der Bevölkerung einer Stadt ausreichend geschützt ist, und die unvermeidlichen Verluste auf ein Minimum reduziert werden.

Ein Schutzraum, der die heutigen Anforderungen erfüllen soll, muß nicht nur gegen Nahtreffer von Sprengbomben, sondern darüber hinaus gegen die Atombombe mit ihren Begleiterscheinungen, wie hohen Druck, radioaktive Strahlung, Hitzeblitz, schützen. Beim Auftreten chemischer Kampfstoffe, biologischer Kampfmittel oder radioaktiven Staubes sowie extrem hoher Außentemperaturen soll der Bau seinen Insassen auch diesen Gefahren gegenüber Schutz gewähren. Der Mehrzahl der genannten Gefahren kann man heute bereits weitgehend mit geeigneten Mitteln begegnen. Das schwierigste Problem stellt bei der Detonation einer A-Bombe der Druck dar. Handelt es sich um eine n-X-Bombe, beispielsweise eine 1000-X-Bombe, die in niedriger Höhe zur Detonation gebracht wird, so treten extrem hoher Druck (z. B. bei der Detonation in $\frac{1}{3}$ opt. Höhe 100 atü am Bodennullpunkt) und gleichzeitig Temperaturen von mehreren 1000 Grad Celsius über einen Zeitraum von einigen Sekunden auf.

Um zunächst der Problemstellung näherzukommen, setzen wir voraus, daß die Schutzraumkonstruktionen, von denen im folgenden die Rede ist, in ihren einzelnen Bauteilen so ausgeglichen sind, daß Türen und Öffnungen für Rettungswege und Lüftung usw. dem gleichen Druck standzuhalten vermögen wie der eigentliche Schutzraumbau, ferner, daß eine günstige Bauform mit geringem Lichtraumquerschnitt und lichter Spannweite nicht über 3 m, wie es im Selbstschutz und erweiterten Selbstschutz ohne weiteres möglich ist, gewählt wird. Unter diesen Umständen ist die Widerstandsfähigkeit des Bauwerks im wesentlichen abhängig von der Dicke der Umfassung (Decke, Wände und Sohle), dem Bewehrungsanteil und der Betongüte. Bei gleichem Bewehrungsanteil und gleicher Betongüte lautet die Frage jetzt: Welche Wanddicke der Schutzräume gewährleistet den besten Schutz und damit den größten Rettungszuwachs gegenüber dem Zustand völligen Fehlens jeglichen Schutzraumbaus.

Bei der Detonation einer Atombombe in niedrigerer als Optimalhöhe kann im Erdnullpunkt und seiner Umgebung ein Druck von mehr als 100 atü auf Wände, Decke und Sohle des Schutzraums wirksam werden. Unter solchen Umständen ist fast jeder Schutzbau nur bedingt wirkungsvoll. Das bedeutet einerseits, daß es einen absoluten Schutz gegen die Atombombe nicht gibt, andererseits, daß angestrebt werden muß, die Schutzräume so stark wie irgend möglich zu bauen. Dem sind jedoch durch die Höhe der zur Verfügung stehenden Mittel stets Grenzen gesetzt. Bei welcher Konstruktion liegt nun der richtige Mittelweg zwischen der Forderung nach möglichst starkem Schutz und der Notwendigkeit, mit begrenzten Mitteln auf breiter Basis Schutzräume zu schaffen?

Schutzraumanalyse

Die Amerikaner haben auf Grund sorgfältiger statistischer Ermittlungen eine analytische Methode zur Aufstellung eines Schutzraumprogramms entwickelt, die das Ziel hat, die wirksamste Schutzraumkonstruktion zu bestimmen.¹⁾ Der unten vermerkte Bericht hierüber enthält eine Fülle von neuen Erkenntnissen und Anregungen, die es zweifellos verdienen, in der deutschen Fachwelt bekannt zu werden. Aus Raumangel kann leider nur ein kleiner Teil der interessanten Ausführungen verwendet werden.

In den amerikanischen Untersuchungen werden die Zusammenhänge zwischen der Wirkung der Angriffswaffen, den Kosten für Schutzraumbauten und den zu erwartenden Verlustzahlen aufgedeckt. Es muß allerdings beim Lesen dieses Zahlenmaterials, dessen Richtigkeit nicht nachgeprüft werden konnte, berücksichtigt werden, daß sich die Untersuchungen lediglich auf amerikanische Verhältnisse und auf die Gefahren der Atombombe beziehen. Da bei etwaigen kriegerischen Auseinandersetzungen in Europa neben dem Einsatz der Atombombe weiterhin mit Sprengbomben gerechnet werden muß, sind Vorbehalte zu machen. Man kann einen Schutzbau weitgehend widerstandsfähig gegen den Explosionsdruck und die Splitterwirkung von Nah- und Nächsttreffern von Sprengbomben machen. Der Schutz hiergegen erfordert genau wie der Schutz gegen

den hohen Druck der detonierenden Atombombe möglichst große Wanddicken, aber auch für diesen Fall liegt das Problem darin, mit den verfügbaren Mitteln in einem begrenzten Zeitraum möglichst für die gesamte Bevölkerung den Schutz zu schaffen, der die geringsten Verluste erwarten läßt.

Nach den Ausführungen der amerikanischen Autoren in dem Werk „Analytische Methoden zur Ermittlung eines Schutzraumprogramms“ ist man in der Lage, einen Schutzraum zu bauen, der dem Explosionsdruck einer in optimaler Höhe (600 m für die nominelle Atombombe) detonierenden Atombombe standhält und auch einen ausreichenden Strahlungsschutz bietet, selbst wenn dieser Schutzraum sich im Bodennullpunkt, also direkt unterhalb des Detonationspunktes (3,5 atü), befindet. Ein solcher Schutzraum braucht jedoch unter Berücksichtigung aller in Frage kommenden Faktoren (z. B. Wirtschaftlichkeit) nicht notwendigerweise die günstigste Lösung darzustellen. Die Detonation kann beispielsweise, wie bereits angedeutet wurde, unterhalb der optimalen Höhe stattfinden. In diesem Falle wären alle derartigen Schutzräume am Bodennullpunkt und in einem gewissen Abstand davon wirkungslos.

Andererseits muß damit gerechnet werden, daß eine Planung, die den Bau einer ausreichenden Anzahl von Schutzräumen vorsieht, die Schutz gegen eine in 600 m Höhe detonierende X-Bombe bieten, durch Mangel an Zeit, Material, Arbeitskräften und Geldmitteln vereitelt wird. Für diesen Fall muß die Errichtung schwächerer Schutzräume in Aussicht genommen werden, die billiger, schneller und in größerer Anzahl gebaut werden können. Dabei müßten dann unvermeidliche Verluste in der Umgebung des Bodennullpunktes in Kauf genommen werden, und es kommt darauf an, diejenige Schutzraumgüte zu ermitteln, bei welcher im Gesamtzerstörungsbereich einer Atombombe im Rahmen der vorhandenen Mittel die größte Zahl von Menschenleben erhalten bleibt.

Dem amerikanischen Bericht liegen Reihenuntersuchungen von Schutzraumbauten von den konstruktiv schwachen bis zu den starken zugrunde. Zur Beurteilung ihrer Wirksamkeit wurde die Zahl der mutmaßlich durch sie Geretteten im Falle eines Atombombenangriffes auf eine Stadt unter Berücksichtigung einer bestimmten Schutzraumgüte ermittelt und jeweils der Gesamtzahl der zu erwartenden Todesopfer bei völlig ungeschützter Bevölkerung gegenübergestellt.

Verlustzahlen und Rettungszuwachs für verschiedene Güteklassen von Schutzräumen

Um einen Anhalt für die Zahl der Todesopfer im Falle des Fehlens jeglicher Schutzraumbauten zu gewinnen, wurde zunächst die Voraussetzung gemacht, daß eine I-X-Bombe in einer Höhe von 600 m über einem beliebigen Punkt eines Stadtgebietes mit 50 qkm Ausdehnung und einer Gesamtbevölkerungszahl von 200 000 mit überall gleicher Bevölkerungsdichte zur Detonation gebracht wird. Diese Voraussetzung weicht nur unwesentlich von der Wirklichkeit ab, da Gegenden mit Menschenanhäufungen, wie Geschäftsviertel von Großstädten oder eng bebaute (feuersturmgefährdete) Großstadtviertel, für die weitergehende Maßnahmen

¹⁾ Analytische Methode zur Ermittlung eines Schutzraumprogramms, Lehigh University, Institute of Research, Bericht Nr. 8, Bd. I, Okt. 1951.

notwendig sind, hier außer acht gelassen werden können.

Die Zahl der Todesopfer unter der ungeschützten Bevölkerung ist dann aus der nachfolgenden graphischen Darstellung, entnommen dem Buch „The Effects of Atomic Weapons“, zu ersehen.

In Abb. 1 ist die prozentuale Sterblichkeit als Funktion der Entfernung vom Erdnullpunkt wiedergegeben. Durch Rotation der Kurve um die Vertikalachse erhält man eine Figur nach Abb. 2, deren Rauminhalt ein Maß für die zu erwartende Zahl an Todesopfern ist. Die Verlustzahl K_0 beträgt unter den gemachten Voraussetzungen 25 000.

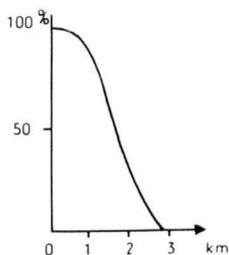


Abb. 1

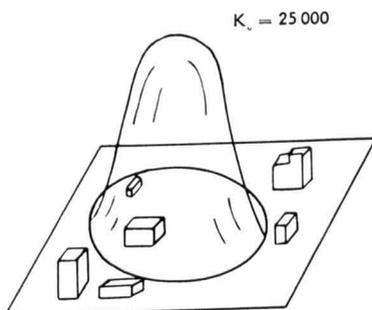


Abb. 2

Nachdem die Gesamtverluste ohne Schutzmaßnahmen festgestellt worden sind, wird nun an Schutzräumen einer bestimmten Konstruktionsart, jedoch verschiedener Güte, untersucht, wie groß die Zahl der Geretteten wird, wenn die gesamte Bevölkerung mit solchen Schutzräumen versorgt ist. Als Konstruktionsart wurde ein Schutzraum von $2,13 \times 13,75$ gewählt, der nach amerikanischen Untersuchungen besonders günstige Dimensionen aufweist. Die geringe Spannweite von 2,13 m ist dabei bemerkenswert. Die Güte des Schutzraumes ist dann durch die Wand- und Deckendicke charakterisiert, wobei gleiche Betongüten und Bewehrungsanteile vorausgesetzt sind. Ein Schutzraum hoher Güte, also mit dicken Wänden, kann den Detonationsdruck am Bodennullpunkt überstehen, während dies für einen Schutzraum minderer Güte nur in mehr oder weniger großer Entfernung vom Erdnullpunkt zutrifft. Für jede Wand- und Deckendicke gibt es also einen zugehörigen Zerstörungsradius r_w . Es sei angenommen, daß innerhalb des Kreises mit dem Radius r_w alle Schutzräume vernichtet werden, außerhalb des Kreises erhalten bleiben, und daß ihre Insassen ein entsprechendes Schicksal erleiden.

Bei einem Schutzraum von beispielsweise 20 cm Wand- und Deckendicke wurde der Zerstörungsradius zu $r_w = 800$ m ermittelt. Die aus Abb. 1 abgeleitete Sterblichkeitskurve muß den in Abb. 3 angegebenen Verlauf haben, und aus dem Volumen des Rotationskörpers dieser Kurve ergibt sich die Gesamtzahl an Todesopfern für den Fall, daß die gesamte Bevölkerung in Schutzräumen mit 20 cm dicker Umfassung untergebracht ist. Die Verlustzahl beträgt

$$K_{20} = 6800.$$

Außerhalb des Kreises mit einem Radius von 800 m sind keine Todesopfer mehr zu verzeichnen.

Wir hatten gesehen, daß die Zahl der Menschen, die ohne Schutzmaßnahmen nicht am Leben geblieben wären, $K_0 = 25\ 000$ betrug. Die Abnahme der Verlustzahl infolge der Unterbringung in 20-cm-Schutzräumen, also der „Rettungszuwachs“ S , beträgt:

$$S_{20} = K_0 - K_{20} = 25\ 000 - 6800 = 18\ 200.$$

Eine ähnliche Rechnung läßt sich für Schutzräume derselben Bauart, aber anderer Wand- und Deckendicke durchführen. Man ermittelt zu jeder Wanddicke w den Maximaldruck P (kritischer Druck), den der Schutzraum noch ohne Zerstörung aushält (Abb. 4), sowie den Abstand r_w vom Bodennullpunkt, bei dem dieser Druck auftritt (Abb. 5). Die Kurve in Abb. 4, die den kritischen Druck als Funktion der Wand- und Deckendicke darstellt, ergibt sich aus der Festigkeitslehre, während die den Spitzendruck als Funktion des Abstandes vom Bodennullpunkt wiedergebende Kurve „The Effects of Atomic Weapons“ entnommen ist. Mit Hilfe der Kurven in den Abb. 4, 5 und 1 ist man imstande, die Verlustzahlen zu ermitteln.

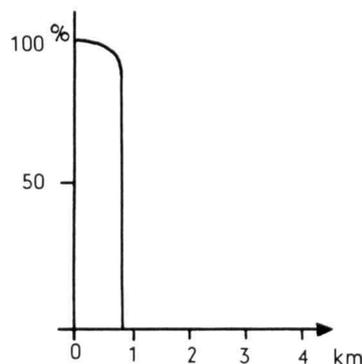


Abb 3

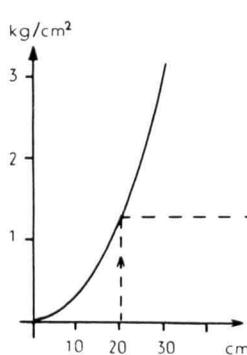


Abb. 4

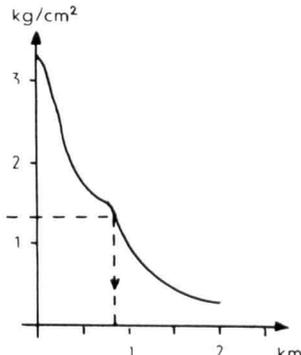


Abb. 5

Für den Rettungszuwachs S_w bei der Deckendicke w gilt also

$$S_w = K_0 - K_w.$$

Trägt man nun den Rettungszuwachs S_w als Funktion der Wand- und Deckendicke für den hier betrachteten Fall der Detonation einer nominellen Atombombe in 600 m Höhe und der Unterbringung der gesamten Bevölkerung in Schutzräumen auf, so ergibt sich die Kurve in Abb. 6.

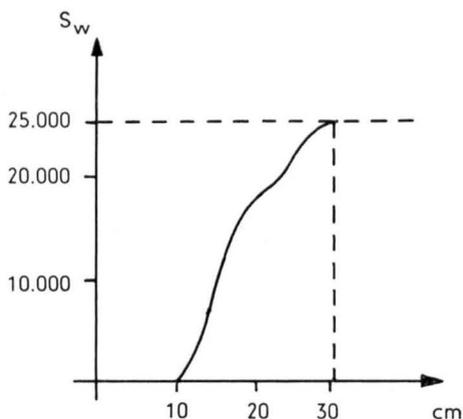


Abb. 6

Bei einer Wanddicke von 30 cm würden alle Insassen des Schutzraumes die Detonation überleben, bei 20 cm Wanddicke beträgt der Rettungszuwachs 18 200 und steigt bei 25 cm auf über 22 000.

Kosten des Schutzraumprogramms

Wie schon erwähnt wurde, stellt die Höhe der für ein Schutzraumprogramm zur Verfügung stehenden Geldmittel bei der Planung einen ausschlaggebenden Faktor dar. Es ist nicht zu erwarten, daß die Mittel jemals ausreichen werden, um alle Einwohner einer Stadt mit dem theoretisch wünschenswertesten Schutz zu versehen. Es wird vielmehr stets nur eine begrenzte Summe für die Durchführung eines Schutzraumprogramms aufgebracht werden können, und es ist dann zu überlegen, wie man diese Summe am zweckmäßigsten verwendet, um möglichst viele Menschen im Ernstfalle zu erhalten, oder mit anderen Worten, es kommt darauf an, den maximalen Rettungszuwachs gegenüber dem Zustand einer ungeschützten Bevölkerung zu erzielen.

Auch in dieser Hinsicht enthält der amerikanische Bericht wertvolle Hinweise.

In Abb. 7 sind die Kosten für die Unterbringung aller 200 000 Einwohner einer Stadt in Schutzräumen ($2,13 \times 13,75$ m) als Funktion der Wanddicke w berechnet und dargestellt. Pro Person ist dabei ein Flächenbedarf von $0,56 \text{ m}^2$ zugrunde gelegt.

Es ist zu entnehmen, daß ein Programm, das eine Wand-, Decken- und Sohlendicke von 30 cm für die gesamte Bevölkerung vorsieht (Schutz am Bodennullpunkt bei Detonation der nominellen Bombe in optimaler Höhe), einen Kostenaufwand von 26 Millionen Dollar erfordern würde. Wären aber nun nur 19 Millionen Dollar verfügbar, so könnte man nur mit einer Wanddicke von 12,7 cm bauen. Wir entnehmen aus Abb. 6, daß der Rettungszuwachs in diesem Falle relativ gering wäre und 8000 betrüge.

Das günstigste Schutzraumprogramm

Mit einer begrenzten Summe, in unserem Beispiel 19 Millionen Dollar, kann jedoch ein erheblich größerer Rettungszuwachs erzielt werden, wenn man widerstandsfähigere Schutzräume für weniger Einwohner, anstatt schwache für alle errichtet. In einem Beispiel wird dies erläutert. Man wählt eine Wanddicke von 20 cm und entnimmt aus Abb. 7, daß 22 Millionen Dollar für die Versorgung der gesamten Einwohnerschaft erforderlich sein würden. Wenn nur 19 Millionen Dollar zur Verfügung stehen, können nur 86 % der Bevölkerung geschützt werden. Der Rettungszuwachs beträgt dann nur 86 % des aus Abb. 6 entnommenen Wertes. Bezeichnet man den Rettungszuwachs (19 Millionen Dollar für 20 cm dicke Wände) mit S_{20}^{19} , so erhält man

$$S_{20}^{19} = 0,86 \cdot S_{20} = 0,86 \cdot 18\,200 = 15\,700.$$

Baut man also mit einem Kostenaufwand von 19 Millionen Dollar für 86 % der Einwohner Schutzräume mit 20 cm dicken Wänden, so werden 15 700 Menschenleben mehr erhalten als bei völligem Fehlen von Schutzräumen. Errichtet man dagegen mit dem gleichen Kostenaufwand für die gesamte Bevölkerung Schutzräume mit 12,7 cm dicken Wänden, so beträgt die Anzahl der Geretteten nur 8000 mehr als im Falle des Fehlens aller Schutzräume.

Sollte aus irgendwelchen Gründen, wie Mangel an Interesse der Bewohner oder mangelnde Initiative der Hauseigentümer o. a., nach einer gewissen Zeit nur ein Teil der Bevölkerung mit Schutzräumen versehen sein, eine Gefahr, die zweifellos besteht, so würde unter der Annahme, daß nur 40 % der Bewohner einer Stadt in 25 cm dicken Schutzraumumfassungen untergebracht werden können, der Rettungszuwachs nach Abb. 3

$$S_{25} = 0,40 \cdot 22\,000 = 8800$$

sein, d. h., von den 25 000 Einwohnern, deren Leben bedroht ist, werden durch diese Schutzraumbauten nur 8800 gerettet, während bei 100 % iger Unterbringung der gesamten Einwohnerschaft bei dieser Wanddicke 22 000 mit dem Leben davonkommen würden. Hieraus folgt, daß ein Schutzraumprogramm so lange unzureichend ist, bis dem letzten Einwohner, der im Ernstfall in der Stadt zurückbleiben muß, ein Mindestschutzraum zur Verfügung gestellt werden kann.

Wiederholt man die vorstehende Rechnung für andere Werte von w und zeichnet den Rettungs-

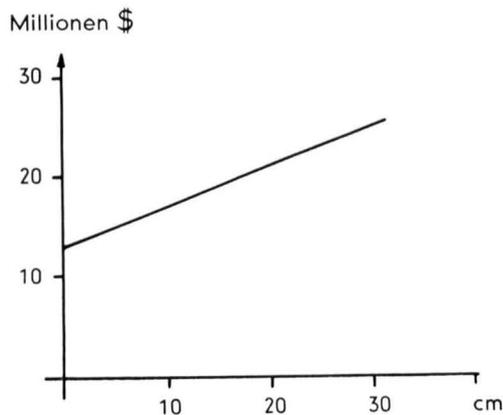
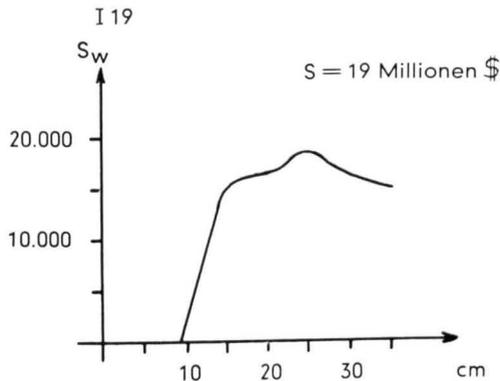


Abb. 7

zuwachs bei gegebener Gesamtsumme (19 Millionen Dollar) S_{20} als Funktion der Wandstärke w , so erhält man eine Kurve gemäß Abb. 8.



Das Maximum des Rettungszuwachses liegt mit 18 000 (von 25 000) bei einer Wanddicke von etwa 25 cm (Spannweite 2 m). Die Verluste entstehen in diesem Beispiel dadurch, daß ein Teil der Schutzräume am Bodennullpunkt dem Druck nicht standhält, andererseits aber auch dadurch, daß 14 % der Bewohner überhaupt keinen Schutz haben.

Der Verlauf der Kurve in Abb. 8 ist nicht von einem bestimmten Geldbetrag (hier 19 Millionen Dollar) abhängig. Jede andere Kurve von S_w gegen w hat das selbe Aussehen und ebenfalls sein Maximum bei $w = 25$ cm. Da infolgedessen Schutzräume mit geringerer Wanddicke als 25 cm nicht gebaut werden sollten, kann ein solcher Schutzraum als Mindestschutzraum für die Verhältnisse der Atombombe angesehen werden.

Das so gewonnene Ergebnis ist außerordentlich aufschlußreich. Es bedeutet nicht, daß man nicht dickere Wände bauen sollte, wenn die vorhandenen Mittel es gestatten. Denn wenn Schutzräume für alle eventuell Betroffenen vorhanden sind, werden um so mehr Menschenleben gerettet, je besser die Schutzräume sind. Sind die verfügbaren Geldmittel jedoch sehr stark begrenzt, so wird unter Inkaufnahme von Verlusten der beste Wirkungsgrad durch den Bau von Schutzräumen von 25 cm Dicke erzielt. Reichen die Mittel nicht aus, um alle Bewohner einer Stadt mit diesen Mindestschutzräumen zu versorgen, dann sollten Schutzräume mit 25 cm Wanddicke in der Zahl errichtet werden, wie die vorhandenen Mittel es gestatten. Es ist jedoch abzulehnen, Schutzräume unter 25 cm Dicke zu bauen, auch wenn die Mittel noch so gering sind. Dabei ist zu beachten, daß diese Werte nur bei Luftdetonationen von Atombomben als ausreichend anzusehen sind und ein entsprechender Zuschlag zur Wanddicke erforderlich ist, sofern mit der Splitterwirkung von Sprengbomben gerechnet werden muß.

Bei den bisherigen Betrachtungen war die Rede von der 1-X-Bombe, die in optimaler Höhe zur Detonation gebracht wird. Handelt es sich nun um n -X-Bomben, die ebenfalls in optimaler Höhe, also $h \sqrt[3]{n \text{ m}}$, detonieren, ändern sich die Verhältnisse bezüglich der Wanddicken nicht. Die Verluste bei ungeschützter Bevölkerung steigen durch die größere Breitenwirkung, in entsprechendem Maße nimmt der Rettungszuwachs bei Versorgung der Bevölkerung mit Schutzräumen zu.

Die in Abb. 1 gezeigte Kurve, welche die prozentuale Sterblichkeit in Abhängigkeit von der Entfernung vom Bodennullpunkt bei ungeschützter Bevölkerung darstellt, muß annähernd denselben Verlauf nehmen, während die auf den Koordinatenachsen eingetragenen Zahlen höhere Werte annehmen. Da der im Bodennullpunkt auftretende Druck der gleiche ist wie bei der 1-X-Bombe (in optimaler Höhe detonierend), hält ein Schutzraum mit 30 cm dicken Wänden dieser Beanspruchung stand. Bei beschränkten Mitteln wird auch in diesem Falle das Maximum an Rettungszuwachs bei einer Wanddicke von 25 cm liegen.

Da jedoch nach der heutigen Ansicht der Fachexperten damit gerechnet werden muß, daß A- und H-Bomben in der Regel in $\frac{1}{3}$ und $\frac{1}{2}$ optimaler Höhe in der Luft zur Detonation gebracht werden, müssen in kritischen Zielgebieten die Schutzbauten eine Druckresistenz von mindestens 9 atü aufweisen, damit ein ausreichender Rettungszuwachs gewährleistet wird.

Diese Forderung bedingt bei rechteckigen Querschnitten und einer lichten Spannweite von 3,0 m der Schutzbauten Stahlbetondecken und Wanddicken von 0,60 m. Der notwendige Strahlungsschutz und die Gefahren durch Nahtreffer von Sprengbomben bedingen darüber hinaus noch größere Umfassungswanddicken oder machen entsprechende Überdeckungen mit Sand oder Beton erforderlich.

Über das für den baulichen Luftschutz schwierigste Problem, nämlich den Fall der Detonation einer n -X-Bombe in niedriger Höhe, gibt der amerikanische Bericht keine rechnerischen Angaben. Es dürfte auch wohl außerordentlich schwer sein, die dabei auftretenden Verhältnisse und Möglichkeiten in vollem Umfang rechnerisch und statistisch zu erfassen. Trotzdem können auf Grund der Erkenntnisse, die aus den Untersuchungen über die nominelle, in optimaler Höhe detonierende Atombombe gewonnen worden sind, einige Folgerungen gezogen werden.

Für europäische Verhältnisse kann den amerikanischen Berechnungen nicht ohne weiteres gefolgt werden.

Grundsätzlich ist selbstverständlich der stärkste Schutzraum der beste, sofern die dazugehörigen Bauteile, insbesondere die Verschlüsse, ebenfalls in entsprechender Weise gegen die Druckstoßwelle und die hohen Temperaturen bei der Detonation widerstandsfähig gemacht werden können. Diese Erkenntnis ist jedoch nur theoretischer Natur. Da die Aufgabe darin besteht, für die gesamte, im Ernstfall im gefährdeten Gebiet befindliche Bevölkerung innerhalb einer bestimmten Zeitspanne von wenigen Jahren unter zweckmäßigem Einsatz begrenzter Mittel Schutzräume zu schaffen, wird man gezwungenermaßen geringere Wanddicken anwenden müssen. Einen gewissen Ausgleich können dabei drei Maßnahmen herbeiführen, nämlich

1. Übergang zu möglichst geringen Spannweiten beim Selbstschutz bzw. erweiterten Selbstschutz,
2. Verwendung von Beton hoher Güte,
3. Anwendung zweckmäßiger Querschnittsformen.

Da auch im Falle der niedrig detonierenden n -X-Atombombe eine die Sterblichkeit in Abhängigkeit von der Entfernung vom Bodennullpunkt bei ungeschützter Bevölkerung darstellende Kurve einen ähnlichen Verlauf hat wie bei der in optimaler Höhe detonierenden Bombe (Abb. 1), so liegen um die Zone A mit hoher

Verlustzahl, wo Schutzmaßnahmen nur bedingt wirksam sind, Zonen, in denen Druck- und thermische Wirkung mit zunehmender Entfernung vom Bodennullpunkt rasch abnehmen und in denen daher bei Verwendung von Schutzräumen zweckmäßiger Konstruktion (Wanddicken von 30 cm, geringe Spannweite und hohe Betongüte) mit Sicherheit ein hoher Rettungszuwachs gewährleistet ist. Der Sinn aller Bemühungen im baulichen Luftschutz ist es ja, einen hohen Rettungszuwachs zu erzielen, d. h. ein Maximum an Menschenleben zu retten, die ohne diese Luftschutzmaßnahme verloren wären. Gerade die Möglichkeit des Einsatzes niedrig detonierender Atombomben ist geeignet, zu größtem Eifer anzuspornen, um diese Menschen zu retten, so schmerzlich es auch sein mag, in der Umgebung des Bodennullpunktes erheblichen Verlusten entgegengehen zu müssen. Multipliziert man die vorstehend angegebenen Zahlen für den Rettungszuwachs für den Fall der 1000-X-Bombe mit 10, so wird trotz der Ungenauigkeit dieser Rechnung ein ungefähre Eindruck vermittelt, welchen Erfolg man mit einem lückenlos durchgeführten Schutzraumprogramm in bezug auf Erhaltung von Menschenleben erreichen kann.

Bei der Planung von Schutzraumbauten muß im Rahmen der vorhandenen Mittel die stärkste Konstruktion gewählt werden. Die Mittel müssen dann aber ausreichend sein, um die gesamte im Kriegsfall in der Stadt verbleibende Bevölkerung mit diesen starken Schutzräumen zu versehen. Im übrigen steht fest, daß jeder Schutzbau bis zu einer Mindestdicke Rettungszuwachs bedeutet.

Werden nur die Gefahren der Atombombe berücksichtigt, so ergibt sich aus den amerikanischen Untersuchungen die konkrete Nutzenanwendung, daß bei beschränkten Mitteln eine Umfassungsdicke von 30 cm bei geringen Spannweiten zweckmäßig ist. Stehen solche Schutzbauten nur einem Teil der Bevölkerung zur Verfügung, erhöhen sich die Verluste. In diesem Falle erscheint es zweckmäßiger, auf eine Wanddicke von 25 cm zurückzugehen und diese für alle vorzusehen. Eine Wanddicke von 25 cm bei 2 m Spannweite darf auf keinen Fall unterschritten werden, da der Rettungszuwachs größer ist, wenn nur ein Teil der Bevölkerung geschützt ist, als wenn sich die gesamte Bevölkerung in Schutzräumen mit weniger als 25 cm Wanddicke befindet. Der Splitterschutz ist bei dieser Mindestwanddicke jedoch nicht ausreichend.

Die im Vorstehenden behandelten amerikanischen Untersuchungen über die günstigste Wanddicke von Schutzbauten unter Berücksichtigung der Kosten und der Verlustquoten sind ein Musterbeispiel für den Versuch, auf Grund statistischer Auswertung zahlreicher praktischer Experimente und Erfahrungen eine brennende und umstrittene Frage zu lösen, ein Versuch, der zweifellos gelungen ist und bei dem vielleicht die Methode noch bemerkenswerter ist als das Ergebnis im einzelnen. Würde man sich der Mühe unterziehen, eine ähnliche Untersuchung über die Wirkung von Sprengbomben auf Schutzbauten anzustellen, so könnte bei einer Kombination der Ergebnisse in bezug auf Atom- und Sprengbomben mit aufschlußreichen, auf europäische Verhältnisse anwendbaren Erkenntnissen gerechnet werden. Die allen diesen Überlegungen zugrunde liegende Voraussetzung, daß für die Durchführung eines den wünschenswerten Ansprüchen genügenden Schutzprogramms keine ausreichenden Mittel vorhanden sind, dürfte noch für viele Jahre gelten. Und damit bleibt die Notwendigkeit bestehen, die vorhandenen Mittel so rationell wie möglich im Sinne größter Wirkung, also größten Rettungszuwachses, zu verwenden.

Sehr wichtig ist die richtige Dimensionierung der Schutzbauten. Insbesondere muß größter Wert darauf gelegt werden, die Spannweiten so klein wie möglich zu halten. Zur Aufnahme einer rechnerischen, gleichmäßig verteilten Ersatzlast von 30 t/m² müßte bei 3 m Spannweite eine Decken-, Wand- und Sohlendicke von 60 cm mit 65 kg/m³ Betonstahl I vorgesehen werden, während eine Decke von 30 cm Dicke mit einer Bewehrung von 65 kg/m³ Betonstahl I bei einer Spannweite von 2 m eine Ersatzlast von 35 t/m² aufnehmen kann.

Besondere Bedeutung gewinnt in diesem Zusammenhang auch die Frage der zweckmäßigen Querschnittsform. Ein mit 85 kg/m³ Stahl bewehrter, zylindrischer Schutzbau von 2,30 m Durchmesser ist mit seiner Mantelfläche imstande, gegen sehr hohe Luftstoßbelastungen wirkungsvollen Schutz zu bieten, da er eine gleichmäßig verteilte, zentrisch wirkende Ersatzlast von über 100 t/m² aufzunehmen vermag. Ein Beispiel für eine solche Konstruktion ist der gassichere, zylindrische Schutzaußenbau, Bauart Dräger²⁾.

Herrn Oberregierungsrat Dipl.-Ing. *Leutz* vom Bundesministerium für Wohnungsbau danke ich verbindlichst für die Anregung zu dieser Arbeit.

²⁾ Dr. H. Dräger, Ziv. Luftsch. 12, 1954 S. 339, Dr. H. Dräger, Dr. Meyer-Hoissen, Dr. Bonatz in diesem Heft S. 262.

Die November-Ausgabe von

ZIVILER LUFTSCHUTZ

erscheint als **Auslandsheft**

mit zahlreichen ausländischen Originalarbeiten in deutscher Übersetzung

Konstruktion von Schutzbunkern aus Stahlbeton unter besonderer Berücksichtigung der Bewehrung

Von Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. Ulrich Finsterwalder und Dr.-Ing. Georg Knittel

1. Einleitung

Im Rahmen der Baumaßnahmen zum Zwecke des Luftschutzes wird u. a. auch wieder die Aufgabe der Errichtung von Schutzbunkern eine gewisse Bedeutung erlangen. Es erscheint deshalb angebracht, einiges über die wichtigsten Gesichtspunkte zu berichten, die beim Entwurf und bei der Ausführung derartiger Bauwerke beachtet werden sollten.

Auf Grund der Erfahrungen des letzten Krieges und mit Rücksicht auf die in der Zwischenzeit weiterentwickelten Angriffswaffen, insbesondere auch im Hinblick auf die neuartige Wirkung der Atombomben, war es notwendig, die seitherigen Grundsätze für die Planung und Konstruktion der Bunker zu überprüfen und dem neuesten Stand der Erkenntnisse anzupassen.

In letzter Zeit hat sich deshalb ein Kreis von Fachleuten von neuem mit diesen Fragen befaßt. Die wesentlichsten Ergebnisse dieser Beratungen sind in einem Entwurf der „Richtlinien für Schutzbunker“ niedergelegt.

2. Die Angriffswaffen und ihre Wirkung auf den Schutzbunker

Wenn wir uns die Aufgabe stellen, einen Schutzbunker zu errichten, so müssen wir uns zunächst Klarheit darüber verschaffen, gegen welche Angriffsmittel und in welchem Grade uns das Bauwerk Schutz gewähren soll.

Auch in einem künftigen Luftkrieg dürften wohl wieder Sprengbomben die Hauptmasse der Angriffswaffen sein. Die Bunker müssen deshalb in erster Linie so konstruiert werden, daß sie auch Volltreffern schwerer Sprengbomben standhalten. Als schwerste Bombe, gegen deren Volltreffer der Bunker schützen soll, gilt nach den „Richtlinien für Schutzbunker“ die 1000-kg-Sprengbombe. Das soll nun nicht heißen, daß der Bunker nicht auch schwereren Bomben standhalten dürfte. Wir müssen uns jedoch dessen bewußt sein, daß ein absoluter Schutz niemals möglich sein wird, weil jede Verstärkung der Verteidigungsmittel zur Entwicklung wirksamerer, diesen überlegener Angriffswaffen führt und umgekehrt, so daß einmal der Angreifer und ein anderes Mal der Verteidiger im Vorteil sein wird.

Ferner sollen die Bunker schützen gegen die Druck- und Hitzewellen, die bei Detonationen der Atombomben entstehen, und gegen die schädliche Wirkung radioaktiver Strahlungen, außerdem gegen biologische und chemische Kampfmittel und schließlich auch noch gegen die Wirkung der Brandbomben.

Die technische Aufgabe des Bunkerbaues wird also in erster Linie darin bestehen, einen Schutzraum so zu konstruieren, daß er gegen die genannten Bombenwirkungen zu schützen vermag. Damit diese Aufgabe zufriedenstellend gelöst werden kann, ist es notwendig, den Vorgang bei der Detonation einer Bombe zu analysieren und das Verhalten einer Stahlbetonschutzwand hierbei zu studieren.

Bei der Detonation des Sprengstoffes wird eine Wärmemenge von etwa 900 cal/kg frei, die sich — entsprechend dem mechanischen Wärmeäquivalent — schlagartig in mechanische Energie von nahezu 400 tm/kg umwandelt, welche der Masse von 1 kg eine Geschwindigkeit von 2800 m/sec erteilt. Die Detonationsgeschwindigkeit beträgt rund 7000 m/sec, und der Detonationsdruck pflanzt sich in Form einer Kugelwelle allseitig fort. Denken wir uns die Ladung in Würfelform an die Wand oder Decke des Bunkers frei angelegt, so wirkt nur etwa ein Sechstel — entsprechend der einen der sechs Würfel Flächen — zerstörend auf die Schutzwand, während fünf Sechstel nahezu wirkungslos verpuffen. Wird der Sprengstoff nicht als angelegte Ladung, sondern als Abwurfmunition am Schutzbunker zur Detonation gebracht, so wird die Wirkung nicht wesentlich verstärkt, weil die Auftreffgeschwindigkeit von vielleicht max 400 m/sec gegenüber der Detonationsgeschwindigkeit nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Die Erfahrung lehrt uns, daß bei der Detonation einer Sprengbombe zunächst an der Oberfläche der Schutzwand eine Art Einschußtrichter entsteht, innerhalb dessen der Beton vollständig zerstört wird (Abb. 1). Der an der Einschlagstelle wirkende Detonationsdruck pflanzt sich radial fort und erzeugt in der Stahlbetonplatte einen Ausschußkegel mit der Spitze etwa im Detonationszentrum. Die Grundfläche dieses Schußkegels ist ungefähr kreisförmig und hat erfahrungsgemäß einen Durchmesser etwa gleich der dreifachen Dicke der Betonplatte. Die Entstehung eines solchen Schußkegels läßt sich beispielsweise beobachten, wenn wir einen Nagel in eine Gipswand schlagen. An der Rückseite der Wand platzt ein Stück ab, das die Form eines Kegels hat.

An der Innenseite der Wand oder Platte bildet sich über der Basis des Schußkegels eine kalottenförmige Ausbauchung, wobei meist die Bewehrung überdeckende Betonschicht abplatzt. Von der Güte der

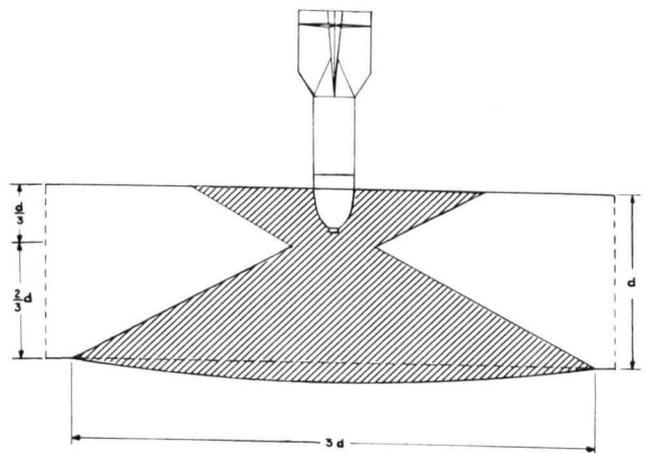


Abb. 1
Stahlbetonplatte im Augenblick des Durchbruchs einer Fiegerbombe

Bewehrung hängt es ab, bei welcher Größe der Ausbauchung der Zusammenhalt verloren geht und die Platte durchbricht. Der außerhalb des Schußkegels befindliche Bereich der Betonplatte wird nur mittelbar, nämlich auf dem Wege über die Bewehrung, beansprucht.

Zur Beurteilung des eben geschilderten Vorganges können wir uns folgende, stark vereinfachte Theorie zurechtlegen:

Der mit Detonationsgeschwindigkeit auf die Platte einwirkende Gasdruck verbraucht bei der Zerstörung des Betons im Bereich des Einschußtrichters einen erheblichen Teil seiner kinetischen Energie, so daß die Fortpflanzungsgeschwindigkeit des Druckes stark ermäßigt wird. Hierauf wird durch den im Beton fortgeleiteten Druck der anfangs in Ruhe befindliche Ausschußkegel in Bewegung gesetzt mit einer Geschwindigkeit, die sich aus den physikalischen Gesetzen des Stoßes ermitteln läßt, nämlich aus der Bedingung, daß beim „Stoß“ die Summe der Bewegungsgrößen beider Körper konstant bleibt. Dadurch, daß der Schußkegel mit dem gesunden Beton durch die Bewehrung zusammenhängt, wird er in seiner Bewegung abgebremst, und dabei wird ein weiterer Teil der Bewegungsenergie aufgezehrt. Die Bewehrung erleidet durch die beim Bremsvorgang ausgelöste Zugkraft elastische und plastische Dehnungen und leistet bei der Reckung eine der aufgezehrten Energie entsprechende Formänderungsarbeit. Der Rest der noch vorhandenen kinetischen Energie wird durch Biegebeanspruchung der nicht unmittelbar betroffenen Stahlbetonplatte vernichtet. Die starke Reckung der Bewehrung führt zu der genannten Ausbauchung der Plattenunterseite.

Die Wirkung einer Sprengbombe auf die Stahlbetonschutzwand ist gekennzeichnet durch eine kurzzeitige, nur Bruchteile von Sekunden dauernde, hohe örtliche Beanspruchung im Bereich der Aufschlagstelle der Bombe. Deshalb ist für die zerstörende Wirkung der Impuls, das ist $\int p \cdot dt$, maßgebend.

Anders liegen dagegen die Verhältnisse bei der Beanspruchung einer Schutzplatte durch die Stoßwelle einer in der Luft detonierenden Atombombe. Die Zeitdauer des Stoßes ist in diesem Falle lang im Vergleich mit der Eigenschwingungsdauer der Platte, weshalb nun der Maximaldruck p_{max} und nicht der Impuls für die Zerstörung der Platte ausschlaggebend ist. Aus diesem Grunde ist in den „Richtlinien für Schutzbunker“ zu einer etwaigen Bemessung der Stahlbetonplatten von Schutzbunkern eine Ersatzlast für den zu erwartenden äußeren Überdruck festgelegt. Sie beträgt 30 t/m^2 , das ist das 150-fache der Nutzlast einer gewöhnlichen Wohnhausdecke.

3. Die Schutzplatte und ihre Bewehrung

Da wir nunmehr den Mechanismus des Sprengvorganges und das Verhalten der Platte hierbei in groben Zügen kennengelernt haben, lassen sich die Forderungen angeben, die an eine für Schutzbunker brauchbare Betonplatte und ihre Bewehrung gestellt werden müssen.

Wenn eine Stahlbetonplatte gegen eine schwere Sprengbombe volltreffersicher schützen soll, muß sie eine gewisse Mindestdicke aufweisen, damit sich einmal der Sprengtrichter nicht zu tief in die Platte hinein

erstreckt und zweitens der Ausschußkegel eine so große Masse besitzt, daß der Sprengdruck wirksam aufgefangen und abgebremst werden kann. Die Richtlinien legen eine Dicke für Wände, Decken und Sohle von je 3 m fest.

Es ist einleuchtend, daß der Einschußtrichter um so flacher und kleiner wird, je fester und dichter der Beton ist. Deshalb wird für die Schutzbauteile im Gegensatz zu den früheren Bestimmungen eine Betongüte B 450 gefordert. Wenn auch seither bedeutende Fortschritte in der zielsicheren Betonherstellung gemacht worden sind, so bedeutet diese neue Forderung doch eine erhebliche Verschärfung.

Bei der Wahl der Schutzbewehrung sind vornehmlich folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

Die Wirkung bei der Detonation einer Sprengbombe stellt für die Platte eine Art Stanzvorgang dar. Sie entspricht also in erster Linie einer Schub- oder Scherbeanspruchung. Deshalb muß die Schubsicherung einen wesentlichen Bestandteil der Schutzbewehrung bilden.

Versuche haben erwiesen, daß die Größe des Einschußtrichters praktisch unabhängig davon ist, ob die Betonplatte an der Außenseite bewehrt ist oder nicht. Deshalb wird das äußere Drittel der Platte aus Gründen der Stahlersparnis nicht bewehrt. Daneben spricht noch ein weiterer Grund gegen die Anordnung der Bewehrung an der Plattenaußenseite. Liegen nämlich Haken oder Verankerungen im Bereich des Sprengtrichters, so werden sie bei der Sprengung freigelegt und verlieren dadurch ihren Halt. Es ist deshalb zweckmäßiger, die Schutzbewehrung in der neutralen Zone, das ist etwa in der äußeren Drittelinie der Schutzplatte, zu verankern, da dort die geringsten Beschädigungen zu erwarten sind.

Eine der Hauptaufgaben der Bewehrung ist es, den Ausschußkegel mit dem noch gesunden Beton der Platte zu verbinden. Deshalb sollen die Verankerungen der den Schußkegel umfassenden Bewehrungsstäbe möglichst weit vom Detonationszentrum entfernt sein. Da die Bewehrung hauptsächlich durch plastische Dehnungen Arbeit leistet und dabei die Bewegungsenergie aufzehrt, wird derjenige Stahl am geeignetsten als Schutzbewehrung sein, der ein möglichst hohes Verformungsvermögen — gekennzeichnet durch die Größe der Bruchdehnung — besitzt. Die Richtlinien sehen deshalb die Verwendung von Betonstahl I, also St 37, vor. Die Verwendung spröden oder kaltgereckten Stahls kann wegen der geringen Bruchdehnung nicht empfohlen werden.

Da im Bereich des Ausschußkegels die außerhalb der Bewehrung liegende Betonschale meist abplatzt und herabfallende größere Stücke Personen im Innern des Schutzraumes verletzen könnten, darf diese Schale nur ganz dünn sein. Die Richtlinien geben deshalb als Betonüberdeckung 1 cm an.

Von den verschiedenen Arten der Schutzbewehrung haben sich in der Hauptsache nur diejenigen bewährt, deren Stahleinlagen ungleichmäßig über die Dicke der Wand verteilt und nahe der Innenseite angeordnet sind.

Die Braunschweiger Bewehrung (siehe Abb. 2), im Laufe des letzten Krieges im Institut für Baulichen Luftschutz der Technischen Hochschule Braunschweig entwickelt, beruht auf folgenden beiden Konstruktionsgrundsätzen:

1. Anhäufung von rund 60% des Stahlgehaltes an der Unter- bzw. Innenseite der Platte.
2. Große Maschenweite der Stahleinlagen, um die sachgemäße Verarbeitung eines Betons mit grobkörnigen Zuschlagstoffen und niedrigem Wasserzementfaktor zu ermöglichen.

Die Bewehrung erstreckt sich über das mittlere und innere Drittel der Platte, also auf 2 m Höhe, und besteht aus insgesamt vier kreuzweisen Matten und Bügeln, die die Matten umschließen. Lediglich die unterste Matte wird aus einem engmaschigen Rundstahlnetz (Maschenweite 13 cm) gebildet. Sie soll bei Einwirkung von Sprengbomben das Ausbrechen größerer Blöcke an der Unterseite der Platte verhindern. Da diese Matte als unterste liegt und nur von wenig Beton (1 cm) überdeckt ist, behindert sie das Betonieren nicht.

Die Bewehrungsmatten werden durch Bügel in der äußeren Drittellinie (neutrale Zone) verankert. Be-

merkenswert ist die große Hakenlänge von 45 cm. Diese ist notwendig, da bei der Schutzbewehrung im Gegensatz zum gewöhnlichen Stahlbetonbau mit einer Zermürbung des Betons durch den Sprengvorgang gerechnet werden muß und deshalb eine nennenswerte Haftverankerung im Ernstfall nicht erwartet werden darf.

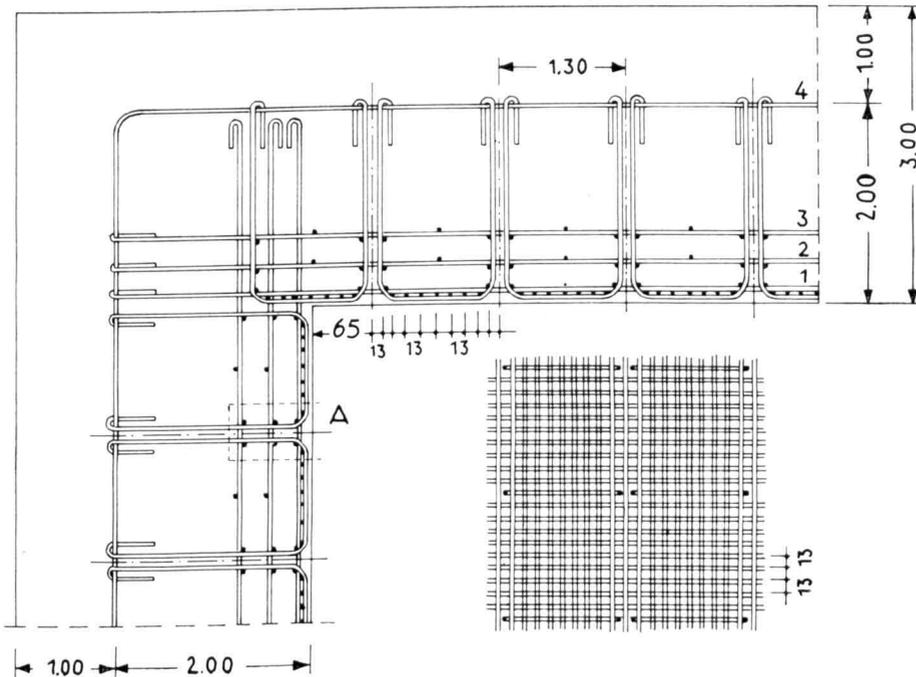
Die Matten werden aus Rundstäben Durchmesser 22 mm, die Bügel aus Durchmesser 30 mm gebildet. Der Bewehrungsgehalt beträgt etwa 30–35 kg/m³ Beton. Versuche haben ergeben, daß durch diese Art der Bewehrungsanordnung die gleiche Schutzwirkung erzielt wird wie durch die früheren, die Platte gleichmäßig durchsetzenden Schutzbewehrungen mit Stahlgewichten von 60–80 kg/m³ Beton.

Einen ähnlichen Aufbau wie die Braunschweiger Bewehrung zeigt die aus der Spiralbewehrung weiterentwickelte Halbkreisbewehrung der Dyckerhoff & Widmann KG. Sie wird gebildet aus einem engmaschigen Bewehrungsnetz nahe der Plattenunterseite und aus halbkreisförmigen, in zwei zueinander senkrechten Richtungen verlegten Scharen von Bügeln. Die Halbkreisform der Bügel führt zu einer guten Anpassung an den Verlauf der Hauptzugspannungen. Infolge der stetigen Krümmung der Bügel ergibt sich die Möglichkeit einer zusätzlichen Verankerung durch Reibungskräfte. Die in der neutralen Zone liegenden Haken der Bügel haben den größtmöglichen Abstand vom jeweiligen Detonationszentrum.

Das Konstruktionselement der Halbkreisbewehrung ist der halbkreisförmig gebogene Bügel mit zwei Endhaken. Die einzelnen Halbkreisbügel werden in bestimmten Abständen zu Matten zusammengefügt. Abb. 3 zeigt eine solche Matte. Die fertigen Matten werden in gegenseitigen Abständen parallel auf der Schalung verlegt. Sodann werden halbkreisförmige Bügel gleicher Abmessungen quer zu den Matten eingefädelt und schließlich die unteren Verteilungsstäbe eingezogen. Auf diese Weise entsteht ein so starker Bewehrungsrost, daß er als Arbeitsgerüst verwendet werden kann.

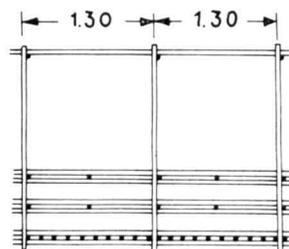
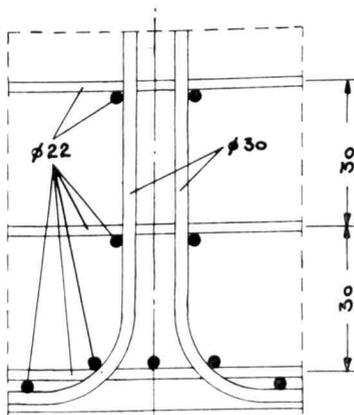
Für die Halbkreisbewehrung werden durchweg Rundstäbe Durchmesser

Längsschnitt



Untersicht 1. Lage

Punkt: A



Querschnitt

Abb. 2

Braunschweiger Bewehrung

22 mm für Matten und Halbkreisbügel verwendet. Das Stahlgewicht beträgt etwa 30—35 kg/m³ Beton.

Die Arbeitsweise zur Herstellung der Matten ist den Erfordernissen der Praxis angepaßt, indem möglichst viele vorbereitende Arbeiten außerhalb des Bauwerkes geleistet werden.

Besonderer Beachtung bedarf die Ausbildung der Stöße der Schutzbewehrung. Erfahrungen bei Bombentreffern haben erwiesen, daß Überdeckungsstöße der Tragbewehrung, die in der Zugzone der Platte liegen, eine geringe Tragfähigkeit besitzen und den Wert einer Schutzbewehrung stark herabsetzen. Sie sind deshalb nicht zulässig. Bei der Halbkreisbewehrung werden nur die Verteilungsstäbe der inneren Matte gestoßen, während die tragenden Halbkreisbügel ungestoßen durchlaufen. Der große Mattenabstand ($a = 85$ cm) ermöglicht ein gutes Aufrauen der Betonierfugen und gestattet die Ausbildung der Fuge in verzahnter Form.

Betonierfugen sollten möglichst nicht in Höhe der Deckenober- oder Unterkante angeordnet werden, da diese Stellen besonders hohen Beanspruchungen ausgesetzt sein können. Zweckmäßig erscheint es, die Betonierfugen, wenn überhaupt erforderlich, bei Wänden in die halbe Geschoßhöhe zu legen.

Bei Deckenstößen wird es vorteilhaft sein, die Matten über aussteifenden Zwischenwänden zu stoßen.

Abb. 4 zeigt die Ausführung einer Eckbewehrung. Besondere Zulagestäbe sichern den Zusammenhang zwischen Wand- und Deckenbewehrung.

4. Allgemeine Angaben über die Planung und Ausführung der Schutzbunker

Bei den Beratungen über die „Richtlinien für Schutzbunker“ war die Frage, ob die Bunker, wie es in den früheren Bestimmungen vorgesehen war, oberirdisch angelegt werden sollen, oder ob es nicht doch zweckmäßiger sei, sie unterirdisch anzuordnen, Gegenstand eingehender Überlegungen.

Hätten wir es bei den Angriffswaffen mit Sprengbomben allein zu tun, so wäre ohne Zweifel der oberirdische Schutzraum günstiger, weil die verdämmende und damit die den Detonationsdruck auf die Schutzwand erhöhende Wirkung des Erdreiches nicht auftreten könnte. Der verdämmenden Wirkung des Bodens wurde früher durch die Forderung Rechnung getragen, alle unterirdischen Schutzwände und Platten mit anderthalbfacher Dicke auszuführen. Diese Bestimmung führte aus wirtschaftlichen Überlegungen zur Entwicklung oberirdischer, mehrgeschossiger Hochbunker.

Demgegenüber mußte neuerdings die Wirkung der Atombomben berücksichtigt werden. Den bei der Detonation ausgelösten starken Druckwellen wird ein unterirdisch angelegtes Bauwerk eher widerstehen können als ein oberirdisches, da sich der hohe Druck nur noch auf die Decke des Schutzbaues auswirken

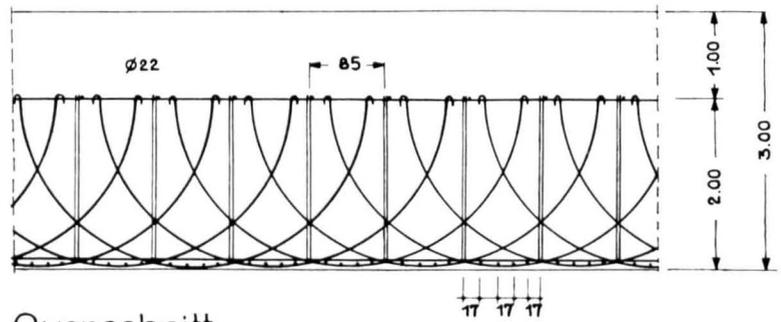
kann, während alle anderen Flächen, im Erdreich eingebettet, der Druckwirkung entzogen sind.

Nach Abwägung aller Für und Wider wurde deshalb, wo immer es möglich sein wird, die unterirdische Lage empfohlen.

Da die Erdüberdeckung der Bunkerdecke ebenfalls verdämmend wirkt, soll die Überschüttungshöhe höchstens 50 cm betragen.

Aus Gründen der Sicherheit sollen nicht mehr Mammutbunker wie früher errichtet werden, da ja auch die Bunker, wie bereits erwähnt wurde, einen absoluten Schutz nicht gewähren können. Das Fasungsvermögen soll deshalb zwischen 250 und 1500 Per-

Längsschnitt



Querschnitt

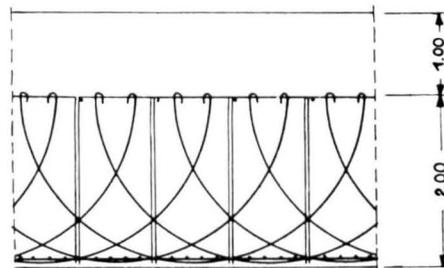


Abb. 3
Halbkreisbewehrung

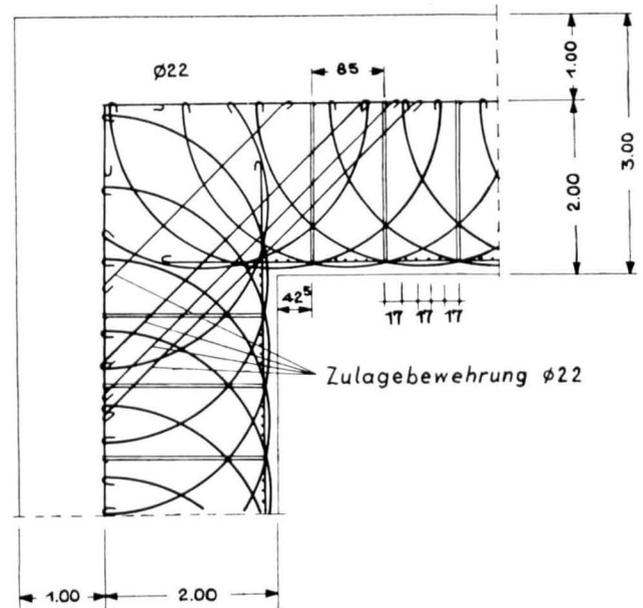


Abb. 4
Eckbewehrung

sonen liegen, wobei die untere Grenze aus wirtschaftlichen Erwägungen gezogen wurde, denn der Baustoffaufwand wächst bekanntlich mit der Abnahme des Fassungsvermögens.

Beispielsweise erfordert der Typenvorschlag nach Abb. 8 der Richtlinien bei einem Fassungsvermögen von 250 Personen 3500 m³ Beton der Schutzbauteile, das sind also 14 m³ Beton je geschützte Person, während der Vorschlag gemäß Abb. 14 der Richtlinien bei einem Fassungsvermögen von 1500 Personen insgesamt 8670 m³, also nur noch 5,8 m³ je Person, erfordert.

Zur Bestimmung der Größe der Aufenthaltsräume mögen folgende Angaben dienen:

Belegungsdichte: 3 Personen je m² Grundfläche
Mindestraumbedarf: 0,75 m³ je Person.

Neben den Aufenthaltsräumen für die im Bunker Schutz suchenden Personen wird eine Reihe von Nebenräumen benötigt. Über deren Art, Anzahl, Größe und Ausstattung geben die Richtlinien Aufschluß.

Für die Sicherheit der Insassen sind von ausschlaggebender Bedeutung die Eingänge des Bunkers. Sie bilden eine schwache Stelle der Bunkerwand und sind durch besondere Eingangsbauwerke zu sichern. Die Eingänge sind mit Drucktüren zu versehen, für die besondere Bestimmungen gelten. Die Eingangsbauten haben die gleiche Dicke wie die Schutzwände, also 3 m. Sie müssen so angelegt sein, daß die Drucktüren weder von Bombensplittern noch vom Detonationsdruck einer Bombe unmittelbar getroffen werden können.

Die Schutzwirkung des Bunkers wird außer von der Konstruktion in hohem Maße von der Ausführung des Baues abhängen. Selbst für die kleinsten Typen der Schutzbunker ergeben sich Betonmengen von über 3000 m³ und ein Bedarf an Betonstahl von rund 100 t.

Diese Baustoffmengen lassen sich nur in einzelnen Bauabschnitten verarbeiten, da aus wirtschaftlichen Gründen eine Herstellung in einem Zuge nur in den wenigsten Fällen durchführbar sein wird. Deshalb müssen die Arbeitsabschnitte nach einem wohlüberlegten Plan schon vor der Ausführung eingeteilt werden. Ihre Größe muß in einem richtigen Verhältnis zur Leistungsfähigkeit der Betonbereitungsanlage stehen. Die einzelnen Bauabschnitte dürfen nur so groß sein, daß beim Betonieren eine Mindeststeiggeschwindigkeit von 15—20 cm/Std. sicher erreicht wird. Ist dies nicht der Fall, so besteht die Gefahr, daß der Beton in der Zwischenzeit abbindet und daß sich waagerechte Schichten nach Art eines Blätterteiges bilden. Erfahrungsgemäß setzt sich beim Abbinden des Betons an der Oberseite eine Schicht Zementschlempe ab, die vor dem Weiterbetonieren mit dem Meißel abgespitzt werden muß. Überhaupt müssen Anschlußfugen so aufgeraut sein, daß der neue Beton ordnungsgemäß an dem alten haftet. Diese Verbundwirkung läßt sich durch eine leichte Bewehrung mit Steckseisen verbessern.

Zum Schluß soll nochmals besonders darauf hingewiesen werden, daß nur ein qualitativ hochwertiger Beton einen wirksamen Schutz für die Bunkerinsassen darstellt. Die Forderung nach einem Beton der Güte B 450 wird den Kreis der Ausführenden, die sich an eine solche Aufgabe heranwagen und für eine sachgemäße Ausführung garantieren können, stark einschränken.

Literatur:

Richtlinien für Schutzbunker, Fassung Juli 1955.

Finsterwalder: Die Sicherheit von Eisenbetonplatten gegen Einschlag und Detonation von Fliegerbomben unter besonderer Berücksichtigung der kubischen Bewehrung und der Dywidag-Spiral-Bewehrung.

Kristen-Ehrenberg: Die Entwicklung der Schutzbewehrung von Wehrbauten, insbesondere LS-Bauten aus Stahlbeton.

Thran: Praktische Anleitung für die Konstruktion und die Herstellung der Halbkreisbewehrung.

Der Schutzstollen und die verschiedenen Arten seines Ausbaues¹⁾

Von Dipl.-Berging. Fritz Ruhe, Duisburg

1. Schutzzumfang und Überdeckungshöhe

Unter den für den Schutz der Zivilbevölkerung gegen Luft- und Erdangriffe vorgesehenen Bauten nimmt der Schutzstollen sowohl in sicherheitlicher als auch in bautechnischer Hinsicht eine Sonderstellung ein. Er bietet Schutz gegen

Volltreffer von Spreng-, Minen- und Splitterbomben jeden Kalibers,

alle Wirkungen von Brandwaffen und sekundäre Brandeinwirkungen, auch gegen Feuerstürme, atomare Kampfmittel, z. B. radioaktive Stäube, sowie gegen biologische und chemische Kampfmittel,

alle Wirkungen von Atom- und Wasserstoffbomben bei Luftdetonation, insbesondere gegen den Druckstoß und die radioaktive Gammastrahlung sowie gegen die thermische Strahlung, den Hitzeblitz.

Die Schutzstollen werden unterirdisch nach bergmännischen Regeln als Hang- oder als Tiefstollen in das Erdreich oder in den Fels vorgetrieben und in Beton oder mit Stahlbögen ausgebaut. Sie können überall dort angelegt werden, wo es die topographischen Verhältnisse, die geologische Beschaffenheit des Erdreichs sowie die hydrologischen Verhältnisse zulassen. Im allgemeinen wird man die Hangstollen den Tiefstollen vorziehen, weil sie einen geringeren Bauaufwand erfordern und auch in kürzerer Zeit herzustellen sind. Da sie bei hinreichender Überdeckungshöhe (vergleiche hierzu die Zahlentafel) und bei entsprechend starkem Ausbau höchsten Schutz gegen alle Kampfmittel und ihre Wirkungen gewährleisten, können sie in einem nach oben hin unbegrenzten Aus-

¹⁾ Siehe auch: „Der Schutzstollen und sein Ausbau in Stahl“ von Dipl.-Bergingenieur Fritz Ruhe, herausgegeben von der Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf.

maß, also für ein beliebig großes Fassungsvermögen gebaut werden. Solche Schutzstollen sind daher in hervorragendem Maße dazu geeignet, als Anlagen des Massenschutzes den überwiegenden Anteil aller Schutzaufgaben zu übernehmen.

**Zahlentafel
Mindestüberdeckung**

Mindestüberdeckung der		Gebirgs- und Gesteinsbeschaffenheit
Tiefstollen	Hangstollen	
15 m	30 m	Gesunder, unzerklüfteter Fels (Basalt, Syenit, Granit, Gneis, harter Sandstein, Muschelkalk, kristalliner Schiefer u. ä. Gesteine)
25 m	40 m	Vorgenannte Gesteine, wenn sie bröckelig sind, sowie bei Tonschiefer, Grauwacke, festgelagerten Schlackenhalde von Hochöfen u. ä.
30 m	45 m	Kies und reiner Sand, dicht gelagert, ohne nennenswerte Tonbeimischungen, Schiefer u. ä.
40 m	60 m	Sandiger Mergel, trockener fester Ton, sandiger Lehm, lehmiger Sand, Ablagerungen, aufgefüllter Boden, falls sandig oder steinig und gut verdichtet.

2. Planung und Auffahrung der Schutzstollen sowie der dazugehörigen Rettungs-, Maschinen-, Vorwärme- und sonstigen Räume

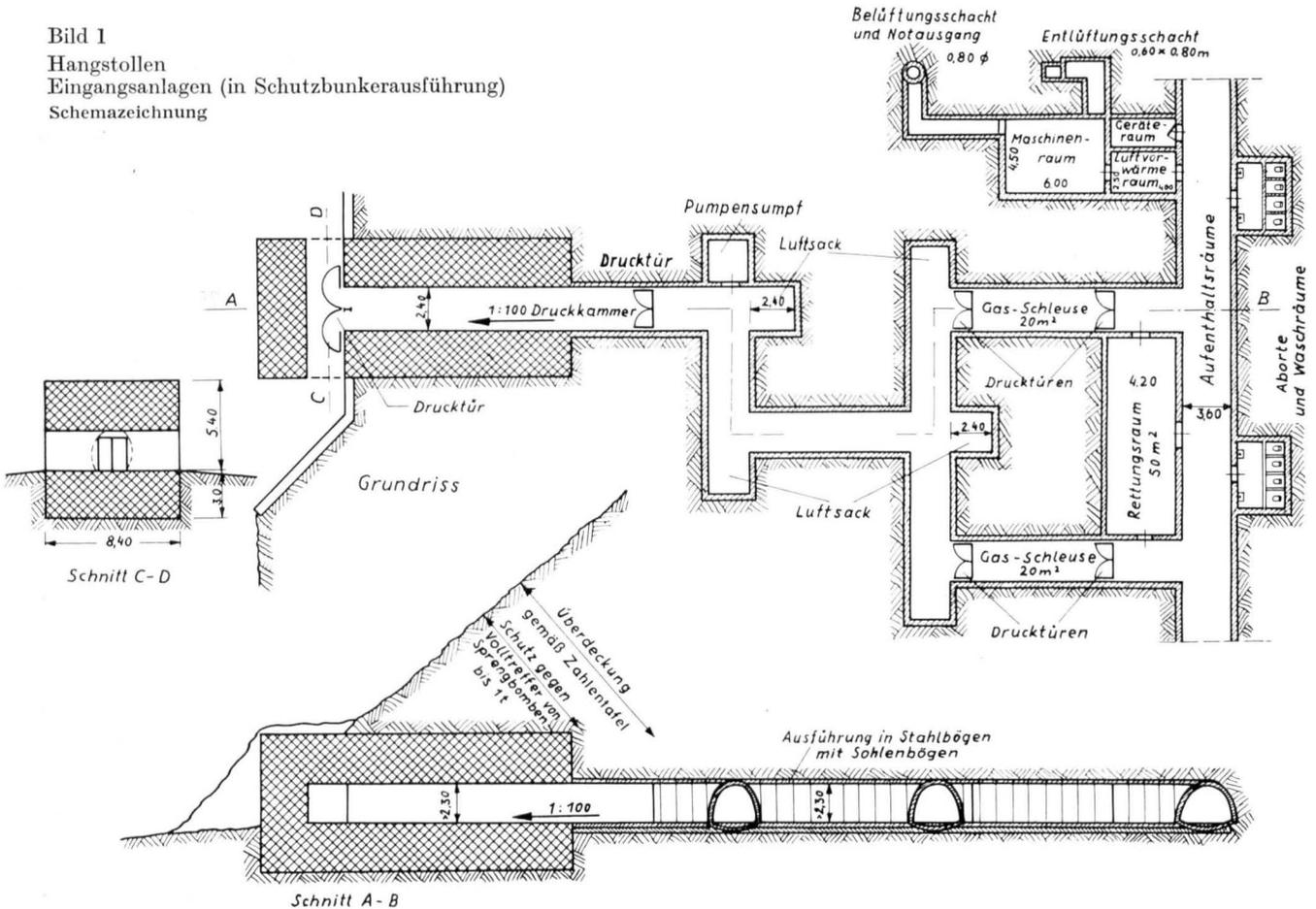
2.1 Lage, Ansatzpunkte, Raumarten und Querschnitte der Schutzstollen

Hangstollen werden vorzugsweise im Hügelland und in Gebirgsgegenden angelegt, aber auch im Flachland, wo geeignete Grubenberge- oder Hochofenschlackenhalden oder sonstige Anschüttungen mit genügender Überdeckungshöhe und mit hinreichender Festigkeit der Anschüttungsmassen vorhanden sind. In allen übrigen Fällen ist die Anlage von Tiefstollen angezeigt, jedoch stets unter der Voraussetzung, daß die Grundwasserverhältnisse und ebenso auch hier die geologische und petrographische Beschaffenheit der zu durchteufenden Erdschichten dies zulassen.

Es bestehen keine Bedenken, Schutzstollen auch unter vorhandenen Bauwerken, Verkehrswegen und Versorgungsanlagen anzulegen; jedoch sollte man Kreuzungen mit Druckrohrleitungen für Wasser, Gas und Dampf sowie mit Kanalisationsrohren vermeiden.

Wenn aus irgendwelchen Gründen — z. B. wegen Erschöpfung der bereitgestellten finanziellen Mittel — das Gesamtbauvorhaben in dem zunächst vorgesehenen Zeitraum nicht verwirklicht werden kann oder wenn der Schutzstollen abschnittsweise angelegt und ausgebaut werden soll, dann ist dennoch jederzeit die Möglichkeit gegeben, den Stollen nach allen Seiten und auch nach der Tiefe hin zu erweitern und neue Aufenthaltsräume für die Schutzsuchenden zu schaffen,

**Bild 1
Hangstollen
Eingangsanlagen (in Schutzbunkerausführung)
Schemazeichnung**



ohne daß damit der volle Schutzzumfang der bereits benutzungsfertigen Teilanlage beeinträchtigt wird und ohne daß damit besondere bautechnische Schwierigkeiten verbunden wären.

Allen Schutzstollen gemeinsam ist die Unterteilung in

- Eingangsanlagen,
- Aufenthaltsräume,
- Rettungs- und Maschinenräume,
- Sanitäre Anlagen.

(Vergleiche hierzu die Abb. 1 und 2.)

Die Eingangsanlage eines Schutzstollens besteht immer aus dem Zugang, dem Eingangsbauwerk mit der Druckkammer, das beim Tiefstollen entweder als treppenförmiges Bauwerk oder als senkrechter Schacht (Abb. 2) ausgebildet werden kann, sowie dem Eingangsstollen mit der Gasschleuse. Jeder Schutzstollen muß für 360 aufzunehmende Personen mindestens zwei Eingangsanlagen besitzen. Bei Stollenanlagen, worunter mehrere durch Querstollen miteinander

oder etagenförmig nach der Tiefe hin untereinander verbundene Schutzstollen zu verstehen sind, errechnet sich die Anzahl der Eingänge nach der Zahl der zusammengefaßten Einzelstollen. Aus Sicherheitsgründen ist anzustreben, die Eingänge möglichst weit voneinander anzuordnen. Grundsätzlich muß mindestens eine Eingangsanlage nach den „Richtlinien für Schutzbunker“ gebaut werden, während die übrigen Eingänge, auch wenn ihre Stollenachse — wie bei den Tiefstollen — versetzt ist, durch Bauwerke gemäß den „Richtlinien für Schutzbauten A“ auszubauen sind. Derartige in „Ausführung A“ geschützte Eingangsanlagen müssen dann jedoch mindestens 60 m und mehr voneinander entfernt sein.

In die Eingangsanlage sind die Abriegelungen gegen den Druckstoß, die Druckkammern, einzubauen, wobei darauf geachtet werden muß, daß die geforderte Mindestüberdeckungshöhe vorhanden und damit der volle Schutz gegen alle Kampfmittel gewährleistet ist.

Die Zugänge zu den Eingangsanlagen der Schutzstollen sind stets oberhalb des Hochwasserspiegels der Talsohle anzusetzen und gegen das Eindringen von Schmelzwasser und Regenwasser zu sichern. Ist die Möglichkeit des unmittelbaren Zugangs zu einem Eingangsbauwerk von Gebäuden aus gegeben, so sind mehrere solcher Zugänge vorzusehen, die alle in „Schutzbauten A“-Ausführung anzulegen sind. Befindensich die Eingangsbauwerke außerhalb von Gebäuden, dann sollen sie nicht im Trümmerbereich dieser Gebäude liegen. Bei Eingangsbauwerken zu einer Schutzstollenanlage, die über mehrere in „Schutzbauten A“-Ausführung ausgebaute Zugänge zu erreichen sind, kann ein Eingangsbauwerk für jeweils 800 Personen in Anrechnung gesetzt werden.

An die Eingangsbauwerke schließen sich ein oder mehrere Eingangsstollen an, in die die Gasschleusen einzubauen sind, welche auch als Druckkammern ausgebildet werden können, falls im Bereich des Eingangsbauwerks der volle Schutzzumfang infolge mangelnder Überdeckungshöhe noch nicht erreicht sein sollte. Das äußere Kennzeichen dieser Eingangsstollen ist,

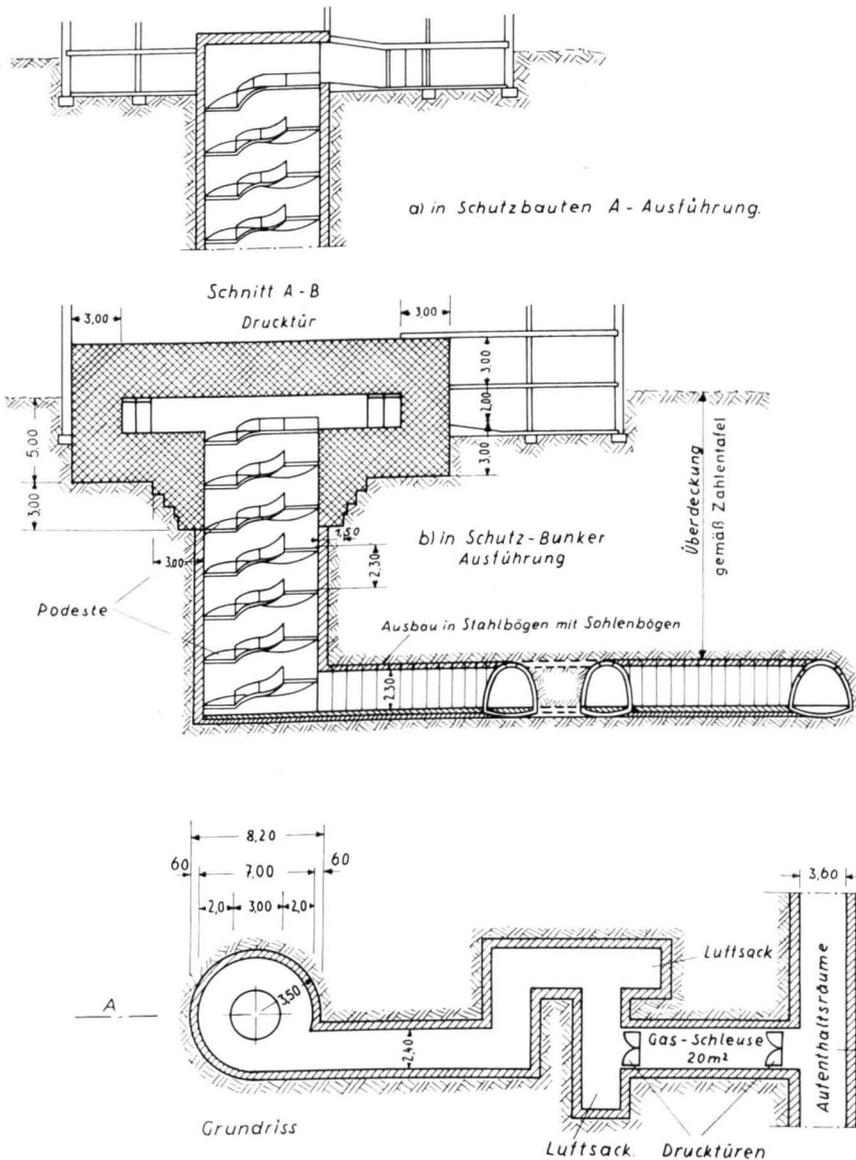


Bild 2
Tiefstollen
Schacht mit Spindel als Zugang
Schemazeichnung

daß sie mindestens dreimal rechtwinkelig geknickt sein müssen und daß vor jeder Abwinkelung ein Luftsack vorhanden sein muß, dessen Länge gleich der Stollenbreite ist. Mit der Anordnung solcher Abwinkelungen und Luftsäcke soll erreicht werden, daß die nach einer A- oder H-Bombenexplosion auftretenden Druckstöße und die Sogwirkung weitgehend vermindert bzw. vernichtet werden, insbesondere dann, wenn die vor den Eingangsstollen eingebauten Druckkammern mit ihren beiden Drucktüren der zerstörenden Wucht der Druckstoßwellen nicht standzuhalten vermöchten.

Die Aufenthaltsräume — einen Ausschnitt hieraus zeigt die Abb. 3 — sind aus sicherheitlichen Gründen weitgehend zu unterteilen, und zwar durch Einbau von Zwischenwänden. In der Regel sollte man in einem Raum nicht mehr als 100 Personen unterbringen. Dabei sind für jede Person mindestens $0,33 \text{ m}^2$ Bodenfläche und mindestens $0,76 \text{ m}^3$ Luftraum vorzusehen. Sobald die Aufenthaltsstollen eine Gesamtbelegungszahl von 1500 Personen erreicht haben, ist eine Aufteilung in eine Schutzstollenanlage erforderlich, wobei die einzelnen Aufenthaltsräume durch Drucktüren gegeneinander abzuschirmen sind.

Wie bei allen anderen Bauten, die für den Schutz der Bevölkerung zu errichten sind, so sind auch bei den Schutzstollen Rettungsräume für die Erste Hilfe bei Unfällen, für Erkrankte sowie für Entgiftungszwecke vorzusehen. Zu den weiteren notwendigen Bestandteilen eines Schutzstollens gehören die sanitären Anlagen sowie die Maschinen- und Vorwärmeräume zur Aufnahme der zur Belüftung, Wasser- und Stromversorgung benötigten technischen Einrichtungen. Die Anzahl und die Größe solcher Räume richten sich nach dem jeweiligen Fassungsvermögen des Schutzstollens.

Für die Eingangsanlagen sind bestimmte Breiten- und Höhenmaße festgelegt worden. Bei einem Fassungsvermögen des Schutzstollens bis zu 180 Personen beträgt die lichte Breite der Eingangsstollen $1,20 \text{ m}$ und ihre lichte nutzbare Höhe $2,30 \text{ m}$. Bei

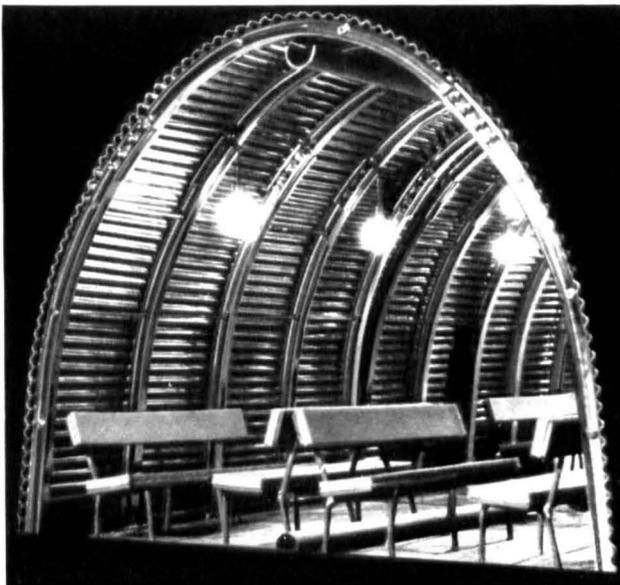


Bild 3

Aufenthaltsraum in einem Schutzstollen



Bild 4

Doppelarmiger Bohrwagen beim Abbohren des Ortsstoßes
Starrer Stahlbogenausbau bis vor Ort

größeren Belegungszahlen hat man diese Stollenquerschnitte — ebenso wie die der Aufenthaltsräume — den genormten Querschnitten des Bergbaus angepaßt. Die Angleichung an die Bergbau-Normenquerschnitte hat den technischen und wirtschaftlichen Vorteil, daß das Ausbaumaterial, in Sonderheit die Stahlbögen, von allen Hersteller- und Zulieferwerken in einheitlichen Abmessungen und in einheitlicher Güte geliefert werden kann. Es wird dann nicht mehr nötig sein, eine Umstellung der Produktion, beispielsweise von stählernen Ausbauteilen für den Bergbau, auf die Belange des Luftschutzes vorzunehmen.

2.2 Stollenvortrieb und Abteufen der Zugangsschächte

Der Vortrieb der Schutzstollen geht im allgemeinen so vor sich, wie er im Bergbau, im Tunnel- und im Wasserstollenbau üblich ist. Vorwiegend wird, insbesondere bei der Auffahrung im festen Gestein, die Bohr- und Schießarbeit zur Anwendung kommen. Für das Abteufen der senkrechten Schächte, für die ein kreisrunder Querschnitt mit einem lichten Durchmesser von 7 m vorgesehen ist, wird fast ausschließlich das „Gewöhnliche Abteufverfahren ohne besondere Vorkehrungen“ in Betracht kommen. Nur plötzlich auftretende und bisher unbekannt starke Wasserzuflüsse oder durch die Aufschlußbohrungen nicht erfaßte ungünstige geologische Verhältnisse würden dazu zwingen, auf andere, jedoch schwierige und kostspielige Verfahren überzugehen. Bei dem gewöhnlichen Abteufverfahren im festen Gebirge muß auch hier das Gestein durch Bohr- und Schießarbeit hereingewonnen werden.

Aus verschiedenen Gründen — besonders aus kriegsbedingter Veranlassung heraus — wird man hohe Vortriebs- und Abteufleistungen fordern müssen: es sind daher die leistungsfähigsten und bewährtesten maschinellen Hilfsmittel, beispielsweise mehrarmige Bohrwagen (Abb. 4), günstigenfalls solche in Verbindung mit Stoßschaufelladern sowie Transportbänder und für das Abteufen Mehrschalengreifer (Abb. 5) einzusetzen, um damit Arbeitskräfte, Zeit und Löhne einzusparen.

3. Der Ausbau der Schutzstollen in Beton, mit starren und mit nachgiebigen Stahlbögen

3.1 Aufgabe des Ausbaues

Der Ausbau vollendet den Schutzstollenbau. Seine Aufgabe besteht im allgemeinen darin, den Stollen gegen Verformungen zu sichern, die Last der auf dem Stollenquerschnitt lagernden aufgelockerten Gesteinsmassen zu tragen und einer weiteren Ausdehnung der Auflockerungszone durch Gebirgsdruck oder durch Verwitterung und damit einem Hereinbrechen loser Gesteinsmassen entgegenzuwirken. Er soll auch dem Gesteinsmantel des Stollens so viel Halt geben, daß dieser nicht in Bewegung gerät. Im vorliegenden Fall des Schutzstollens hat der Ausbau die zusätzliche Aufgabe, die bei der Detonation von Sprengbomben sowie von A- und H-Bomben auftretenden Druckwellen und Erschütterungen des Erdreichs bzw. die erdbebenartigen, über mehrere Sekunden anhaltenden Druckstöße mit nachfolgender Sogwirkung aufzufangen.

Als Baustoffe für den Schutzstollenausbau sind Beton in der Güte B 160 und Stahlbeton B 225 sowie Stahl in Form von Stahlbögen vorgesehen. Die statische Bemessung dieser Bauteile richtet sich einerseits nach der Überdeckungshöhe und nach dem spezifischen Gewicht der überlagernden Gesteine, andererseits sind die dynamischen Kräfte zu berücksichtigen, die durch die Detonation der Bomben und gegebenenfalls auch noch durch Gebirgsbewegungen geologischer Art ausgelöst werden können. Man wird daher an einer über das sonst für den Ausbau von Tunneln oder von Wasserstollen übliche Maß hinausgehenden Dimensionierung des Ausbaues der Schutzstollen nicht vorbeikommen, zumal die Größe und die Richtung der möglicherweise auftretenden dynamischen Kräfte im vor-

aus nicht mit Sicherheit errechnet und bestimmt werden können. Bei den gegenüber der Vergangenheit stark gesteigerten Sprengwirkungen der neuzeitlichen Kampf- und Abwurfmittel bedarf es daher einer sehr sorgfältigen und von hohem Verantwortungsbewußtsein getragenen Prüfung, welche Ausbaumaterialien und in welchen Bemessungen diese zweckmäßig, geeignet, vorteilhaft und auch wirtschaftlich tragbar sind. Man sollte sich dabei die großen Erfahrungen zunutze machen, die der Bergbau in der Wahl seiner Ausbaumaterialien und in der Technik des Ausbaues seiner unter vielartigen und verschieden starken bis überdurchschnittlichen Beanspruchungen stehenden Grubenräume in langen Jahren hat sammeln können.

3.2 Ausbau in Stampf-, in plastischem oder in Stahlbeton

Der Stampf- und der plastische Beton vermögen bekanntermaßen nur geringe Zug- und Biegekräfte aufzunehmen. Dies wird in der Bergbaupraxis vielfach bestätigt. Die genannten Betonarten sind also dort, wo erhebliche Beanspruchungen solcher Art zu erwarten sind, als Ausbaumaterial wenig geeignet. Als Folgen dieser Beanspruchungen platzen mehr oder weniger große Linsen aus dem Ausbau heraus, die eine Unfallgefahr für die Insassen des Schutzstollens bedeuten können. Es ist ferner zu berücksichtigen, daß bei der Herstellung dieses Betonausbaues zunächst eine verlorene, aus Stahlbögen bestehende Zimmerung eingebracht werden muß, um Beschädigungen des Betonmantels durch die Schießarbeit zu verhüten. Ebenso wirkt sich auf Leistung und Kosten ungünstig aus, daß man zum Ausbetonieren Lehrgerüste benutzen muß, die bis zur Verfestigung der Bindemittel das Gewölbe zu tragen haben (Abb. 6).

Wesentlich günstiger liegen die Voraussetzungen einer Anwendung des Betons für den Schutzstollenausbau beim Stahlbeton. Er ist gekennzeichnet durch seine größeren Festigkeitswerte und dadurch, daß er höhere Zugbeanspruchungen als Stampfbeton oder plastischer Beton aufzunehmen vermag. Gegen seine uneingeschränkte Verwendung für den Schutzstollenausbau müssen jedoch einige Bedenken geltend gemacht werden, die einerseits aus den Erfahrungen des Bergbaues, wo er heute in kaum nennenswertem Umfang und auch nur unter bestimmten Voraussetzungen noch angewandt wird, andererseits aus den Beobachtungen im Verfolg der Sprengungen der Verteidigungsanlagen und der Schutzstollen in den Sandsteinfelsen der Insel Helgoland abgeleitet werden. Es zeigte sich nämlich dort, daß sogar in den weitab von den Sprengkerngebieten liegenden, in Stahlbeton von beachtlicher Wandstärke ausgebauten Stollen an mehreren Stellen flächenhaft ausgedehnte Linsen aus der Firste, zum Teil auch aus den Stößen, teilweise sogar der ganze Stahlbetonmantel hereingebrochen waren. Man wird aus diesen und aus den Bergbauerfahrungen die Folgerung ziehen müssen, daß das Maß der Stärke des Stahlbetonausbaues nicht für alle vorkommenden Fälle einheitlich festgelegt werden kann, sondern daß alle in Auswirkung kommenden Komponenten, nämlich von der Gesteinsbeschaffenheit an über die Höhe des Deckgebirges bis zu den maximal auftretenden Detonationsdruckwellen und -druckstößen, Berücksichtigung finden müssen. Das bedeutet, daß schon bei der Planung über die Stärke des Betonmantels und seiner Beweh-



Bild 5

Mehrschalengreifer in Ladestellung beim Schachtablaufen

rung sich Schwierigkeiten ergeben können, da kaum mit Sicherheit angegeben werden kann, von welcher Seite her die Druckbeanspruchungen und die Zug- und Biegekräfte zu erwarten sind. Es wird daher oftmals nicht möglich sein, von vornherein festzulegen, wo die Stahlbewehrung, die ja diese Kräfte aufnehmen soll, zweckmäßigerweise einzubauen ist. Abgesehen von dem nicht unbedeutenden Zeitaufwand, der für das Einbringen dieses Stahlbetonausbaues benötigt wird, ergeben sich auch Schwierigkeiten bei der Instandsetzung eines durch äußere Einwirkungen beschädigten Stahlbetonausbaues insofern, als die darin eingebrachte Bewehrung jeweils nur durch Brennen und Schweißen wiederherzustellen ist.

Gleichermaßen wie beim Stampf- und beim plastischen Betonausbau muß auch beim Stahlbetonausbau ein vorläufiger Streckenausbau mit Stahlbögen eingebracht werden. Da sich diese zusätzliche Arbeit auch auf die Leistung und damit auf den Zeitplanablauf nachteilig auswirkt, sollte man den vorläufigen Stahlbogenausbau beim Vorrücken des Betonmantels nicht jeweils fortnehmen, um ihn dann vor Ort wieder einzubauen, sondern ihn dort, wo er steht, mit einbetonieren. Dies hat den Vorteil, daß man den Schutzstollen ohne Unterbrechung in einem Stück vortreiben und ihn zugleich mit Stahlbögen ausbauen und alsdann den Stahlbeton ebenfalls gewissermaßen „fließend“ einbringen kann. Dadurch können die jeweiligen verschiedenartigen Arbeitsvorgänge unabhängig voneinander erledigt werden und erleiden so keine Unterbrechung; eine Umstellung auf andere Arbeitsverfahren oder eine wechselseitige Heranziehung von Facharbeitern ist dann nicht mehr erforderlich. Auch eine bessere Ausnutzung der technischen Einrichtungen und Hilfsmittel und des Maschinenparks ist damit verbunden. Der gesamte Arbeitsablauf wird zudem störungsfreier vor sich gehen und auch zeitlich gesehen wesentliche Vorteile bringen. Das Hauptanwendungsgebiet des Stahlbetons beim Ausbau von Schutzstollen dürfte neben den Eingangsbauwerken

vornehmlich in den Verwitterungs- und Zerstrümmungszonen der Erdreich- oder Felschichten liegen.

3.3 Ausbau mit starren und mit nachgiebigen Stahlbögen

3.31 Stollenausbaustähle und ihre Eigenschaften

Der Ausbau mit Stahlbögen besitzt eine unvergleichlich höhere Druckaufnahmefähigkeit als der Stahlbetonausbau. Zudem kann er beträchtliche Zug- und Biegebeanspruchungen auf sich nehmen, was für den Stahlbetonausbau nur in beschränktem Umfang zutrifft. Für den Stollenausbau sind solche Stähle am besten geeignet, die eine hohe Zugfestigkeit und eine hohe Streckgrenze sowie eine mittelbare Bruchdehnung haben. Bei Verwendung von besonders behandelten Thomas-Stählen für diesen Ausbauzweck erreicht man Zugfestigkeiten von 70—80 kg/mm², Streckgrenzen von 45—55 kg/mm², Bruchdehnungen von 19 bis 22%, Kerbschlagzähigkeitswerte im gealterten Zustand von 3—5 mkg/cm². Da im Schutzstollen außer mit Beanspruchungen auf Druck auch mit dem Auftreten von Biegebeanspruchungen gerechnet werden muß, sind für den Stollenausbau zähe Stähle zu bevorzugen, bei denen eine Bruchdehnung von mindestens 18% vorhanden sein muß. Durch die hohe Streckgrenze dieser Ausbaustähle sowie durch ihre verhältnismäßig hohe Festigkeit wird eine ganz beachtliche Material- und damit auch Gewichtseinsparung erzielt, und zwar bei gleicher Tragfähigkeit wie bei Verwendung schwerer Profile aus normalen bzw. unbehandelten Stählen. Diese Gewichtseinsparung ist sowohl beim Transport als auch beim Einbau der Stahlbögen von großem technischen und von ebenso großem wirtschaftlichen Vorteil.

Eine erhöhte Bedeutung für den Ausbau von Schutzstollen kommt den Thomas-Sonderstählen dadurch zu, daß sie an der Einbaustelle mittels Biegepressen auf kaltem Wege mehrfach wieder gerichtet und erneut für den vorgesehenen Zweck verwendet werden können, falls sie infolge außergewöhnlicher Druck-, Biege- und Zugbeanspruchungen deformiert sein sollten. Hierdurch können die sonst notwendigerweise aufzubringenden Transport- und Vergütungskosten sowie auch ein Zeitverlust, der hierdurch entsteht, eingespart werden.

3.32 Stollenausbauprofile und Ausbauförmern

Ein weiteres Kennzeichen der Tragfähigkeit und damit der Güte des Stollenausbaustahls ist die Art des Profils und sein Gewicht in kg/m. In Abb. 7 sind die wahrscheinlich am meisten zur Anwendung kommenden Profile für den Stollenausbau darge-

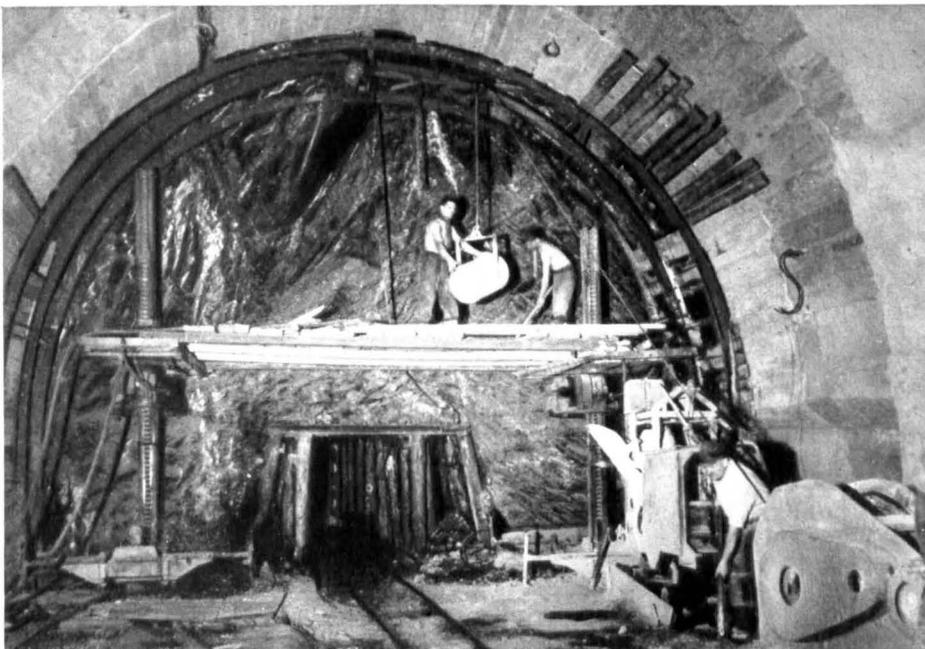
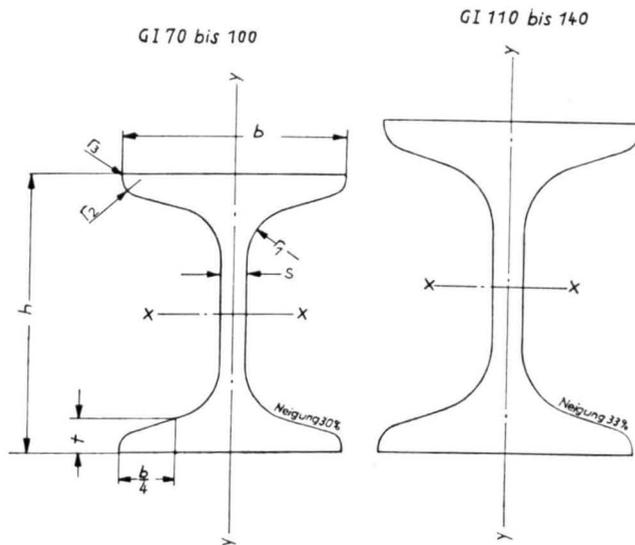


Bild 6

Streckenausbau unter Tage in Beton mit Lehrbögen aus Profilstahl



Kurs- zeichen	h	b	s	t	I			Querschnitt F cm ²	Gewicht (7,85kg/cm ³) kg/m	Für die Biegeachse						
					1	2	3			J _x cm ⁴	W _x cm ³	i _x cm	J _y cm ⁴	W _y cm ³	i _y cm	W _x / W _y
GI 90	90	76	8	11,5	12	4	1,5	22,6	17,7	280	62,3	3,53	61,8	16,3	1,65	3,83
GI 100	100	80	9	12,5	13	4	1,5	26,4	20,7	402	80,4	3,91	80	20	1,75	4,02
GI 110	110	84	10	14	14	5	1,5	31,1	24,5	570	103	4,28	103	24,5	1,82	4,20
GI 120	120	92	11	15,5	15	6	1,5	37,6	29,5	816	136	4,66	150	32,6	2,00	4,16

Bild 7
Profile für Grubenausbaustahl nach Din 21 541

ausbaues sind keine fachlich vorgebildeten Arbeitskräfte erforderlich.

Bei der Zielsetzung, einen für die allgemein unterschiedlichen Erdreich- und Felsverhältnisse und für die zu erwartenden Beanspruchungen in jeder Weise geeigneten Ausbau einzubringen, muß der Grundsatz vorherrschend sein, das Ausbauprofil in der richtigen Stahlqualität, in der erforderlichen Stärke und in der geeigneten Form auszuwählen. Der

Stahlbogen nach DIN 21 533 in dreiteiliger Ausführung, fallweise geschlossen mit Sohlenbogenstück,

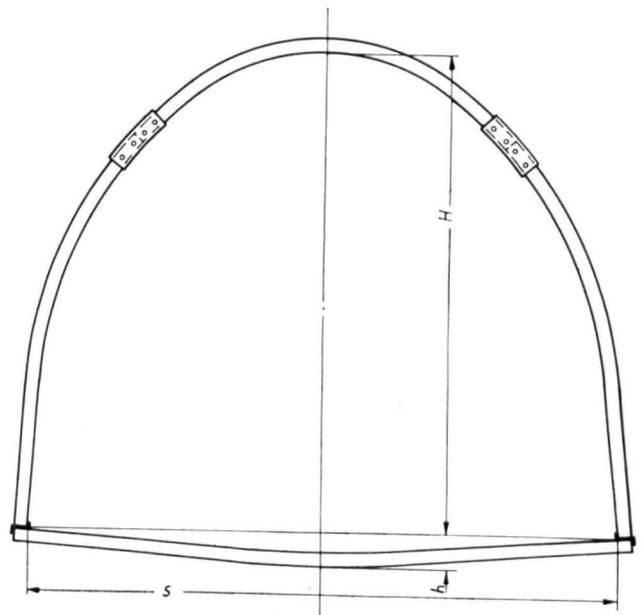
hergestellt aus Sonderstählen im Profil GI 110 oder GI 120 nach DIN 21 541,

in der starren oder beschränkt nachgiebigen Ausbauf orm für Stollenquerschnitte nach DIN 21 531, Blatt I,

erfüllt im allgemeinen die Voraussetzung für seine Verwendung beim Ausbau der Schutzstollen; er ist den dort möglicherweise auftretenden statischen und dynamischen Kräften mit hinreichender Sicherheit gewachsen.

stellt. Es handelt sich dabei um ein I-Profil, das weitgehende Verbreitung im Bergbau als Strecken- Stahlbogen-Ausbau in starrer oder in nachgiebiger Ausführung gefunden hat. Dieser Gruben-I-Stahl DIN 21 541, Blatt I, besitzt eine hohe Widerstandsfähigkeit auf Biegung gegen die X-Achse. Da er auch gegen Druckbeanspruchungen widerstandsfähig ist, eignet er sich besonders gut für den Stahlausbau in Schutzstollen. Die Wahl der Profile steht in Abhängigkeit von dem Ausmaß und der Querschnittsform des auszubauenden Stollens und von der Größe der statischen und der zu erwartenden dynamischen Beanspruchungen; daher müssen die Profile fallweise aus gesucht werden. Im allgemeinen wird man mit Profilen im Gewicht von 20,7 bis 29,5 kg/m auskommen, wenn man hierzu die oben mit ihren Güte werten gekennzeichneten Sonderstähle nimmt. Eine besondere Bedeutung erlangen diese Profile noch dadurch, daß sie wegen ihres geringen Querschnitts im Verhältnis zu der weitaus größeren Wandstärke des Betonausbaus einen wesentlich kleineren Stollenausbruch benötigen.

Die statisch günstigste Ausbauf orm für Schutzstollen ist die Bogenform. Sie ist dadurch gekennzeichnet, daß beispielsweise beim Stahlausbau der Stahlbogen aus zwei oder drei Bogenstücken besteht. Wenn das Gebirge gesund und unzerklüftet ist, dann genügt dieser Ausbau den Anforderungen; sind aber die Gesteine rollig, bröckelig oder sandig, dann muß der Stahlbogen durch ein Sohlenbogenstück in sich geschlossen werden, wie es in Abb. 8 dargestellt ist. Die einzelnen Bogenstücke werden durch geeignete Laschen starr oder begrenzt nachgiebig miteinander verbunden. Für das Einbringen dieses Stahlbogen-



Bogen	S	H	h	Gew.j. Bog. m. Lasch., Schr.u.Sohl-Bg.		
				GI 100	GI 110	GI 120
B 6,3	3230	2650	200	259 kg	301 kg	
B 8	3625	3000	220	267 kg	310 kg	372 kg
B 10	4065	3350	230	279 kg	324 kg	388 kg

Bild 8
Stahlbogen nach DIN 21 533 mit Sohlenbogenstück für Schutzstollen

3.33 Starrer oder nachgiebiger Stollenausbau?

In neuerer Zeit wird die Frage aufgeworfen, ob für Schutzstollen nur der starre und beschränkt nachgiebige Ausbau zuzulassen ist, oder ob auch stark nachgiebige Ausbauarten, wie beispielsweise ineinandergleitende U-förmige Stahlbogenprofile oder Senkstützen, in die die Ausbaurahmen einsinken, wenn ihre maximale Tragfähigkeit erreicht ist, verwendet werden sollen. Diese Problemstellung, die im Bergbau ihre endgültige Lösung noch nicht gefunden hat, dürfte hier etwas einfacher zu beantworten sein. Im Steinkohlenbergbau kommen derartige stark nachgiebige Ausbauarten vielfach dort zum Einbau, wo es gilt, den durch den Abbau eines Flözes oder durch Überschiebungen und Verwerfungen ausgelösten, meistens im voraus in ihrer Richtung bekannten und auf längere Zeit sich auswirkenden Bewegungen des Gebirges auszuweichen, wobei der durch diese Bewegungen hervorgerufene Druck auf den Gebirgskörper selbst verlagert wird. In solchen Fällen genügen dann Profile mit geringer statischer Tragfähigkeit. Beim Schutzstollen dagegen sind Bewegungen des Gebirgskörpers oder des Erdreichs, die durch tektonische Störungen hervorgerufen werden können, im allgemeinen unerwünscht und auch kaum zu erwarten. Die für eine sorgfältige Planung unerläßlichen Aufschlußbohrungen zeigen erfahrungsgemäß mit hinreichender Genauigkeit diejenigen geologischen Störungszonen und die hydrologischen Verhältnisse auf, die zu größeren dynamischen Druckauswirkungen führen können. Es ist dann leicht, diese Zonen zu umfahren, wenn keine Möglichkeit der Verlegung der geplanten Schutzstollenanlage in ein günstigeres und ungestörtes Gebirge vorhanden ist.

Treffen nun durch die Detonation von Sprengbomben oder von A- und H-Bomben ausgelöste Druckwellen bzw. Druckstöße auf den Schutzstollenausbau, so bietet der starre Stahlbogenausbau den Vorteil, daß gerade durch das plastische Verhalten der I-Profile etwaige Überbeanspruchungen des Ausbaues aufgefangen werden, wobei die Art der Belastung gleichgültig ist. Bei nachgiebigen Ausbauarten kann ein Nachgeben des konstruktiven oder des im Profil liegenden Überlastungsschutzes in Abhängigkeit stehen von der Art der Belastung, die im vorliegenden Fall in ihrer Richtung und Größe meistens unbekannt sein wird. Es kann dadurch vorkommen, daß die Nachgiebigkeit im Ausbaurahmen überhaupt nicht wirksam wird und dieser sich dann so verhält, als ob er starr wäre. Dann besteht unter ungünstigen Voraussetzungen die Möglichkeit, daß ein solcher nachgiebiger Ausbau vorzeitig zerstört wird. Im übrigen wird man den Schutzstollenausbau hauptsächlich nach statischen Gesichtspunkten ausführen, da beim Schutzstollen die Schutzwirkung zum überwiegenden Teil in der Erdreich- oder Felsüberdeckung und weniger in der Art und Stärke seines Ausbaues liegt. Statisch gesehen ist aber das I-Profil bei gleichem Gewicht und bei gleicher Festigkeit des Stahls den im Bergbau vornehmlich zur Verwendung kommenden nachgiebigen Grubenausbauprofilen in seiner Tragfähigkeit weit überlegen. Es ist ferner zu bedenken, daß eine Nachgiebigkeit des Stollenausbau zu erheblichen Querschnittsverengungen des Schutzstollens führen kann, die gerade hier sowohl aus psycho-

logischen als auch aus technischen Gründen durchaus unerwünscht sind. Die Verwendung stark nachgiebiger Ausbauarten für den Schutzstollenausbau wird sich daher nur auf Fälle besonders gelagerter Art beschränken; ihr Einsatz bedarf sorgfältiger Überlegung und weit vorausschauender Planung.

4. Ausbau der Zugangsschächte zu den Tiefstollen

Der Schachtausbau wird hauptsächlich durch allseitig gleichmäßige, waagerechte, zentrisch wirkende Kräfte belastet, wenn sich der Schacht in einem standfesten, ungestörten, flachgeschichteten und an Fließbewegungen der Schwimmsandschichten freien Gebirge befindet. Bei der Detonation von Bomben in den angrenzenden Erdreich- und Felschichten muß jedoch mit einer Störung der gleichmäßigen Druckverteilung und mit einer erheblichen Steigerung der sonst üblichen Drücke gerechnet werden. Die dadurch ausgelösten Beanspruchungen der Schachtauskleidung auf lotrechten und seitlichen Druck, auf Pressung, Stauchung, Biegung und Zerrung als Folge dieser horizontalen und vertikalen Druckwellen bzw. Druckstöße können nur von geschlossenen Ausbauringen in Stahl aufgenommen werden; sie allein vermögen diesen Kräften den optimalen Widerstand entgegenzusetzen. Betonausbau dürfte hierfür kaum geeignet sein, er ist auch in der Bergbaupraxis bisher wenig zur Anwendung gekommen. Als Ausbaustahl ist auch hier der Gruben-I-Stahl nach DIN 21541, Blatt I, in der starren, höchstens aber beschränkt nachgiebigen Art zu bevorzugen (Abb. 9).

Für den Ausbau der schrägen Zugangsschächte zu den Tiefstollen, die mit einer Treppenanlage versehen werden, können sowohl Beton als auch Stahlbögen Verwendung finden. Infolge der nicht senkrechten Stellung der Schachtstöße können naturgemäß Druckerscheinungen auftreten, die für Beton unerwünscht sind, vom Stahlausbau jedoch aufgefangen werden. Man wird auch hier je nach der Stärke der zu erwartenden Gebirgsdrücke einen starren oder einen begrenzt nachgiebigen, genormten Bogenausbau mit ge-



Bild 9

Ausbau eines Schachtes mit Stahlringen im Gruben-I-Profil in starrer Ausführung

normten Profilen wählen, wie er in der Abb. 10 dargestellt ist, die dem Grubenbetrieb entnommen wurde.

Bei der Anlage eines Schutzstollens sind ferner Lüftungsschächte vorzusehen, und zwar für die Zufuhr von Frischluft zu den Schutzräumen sowie für die Abführung der verbrauchten Luft und der Verbrennungsgase von den Kraftmaschinen, die zum Antrieb der Raumlüfteranlagen, der Frischwasser- und der Entwässerungspumpen und sonstiger maschineller Einrichtungen benötigt werden. Man sollte diese Frischluftschächte weitgehend als Notausgänge und für Rettungszwecke nutzbar machen und ihnen dementsprechend große Querschnitte geben.

5. Ausstattung der Schutzstollen

Für den Aufenthalt im Schutzstollen werden an Einrichtungsgegenständen noch benötigt Drucktüren, die gegen einen wiederholten, drei bis vier Sekunden anhaltenden Druckstoß von 10 atü und gegen einen Luftsoog von 1 atü widerstandsfähig sein müssen, sowie gassichere Abschlüsse für die Schleusen, ferner Bänke, Liegen, Wasser-, Lebensmittel- und Arzneimittelbehälter, Befreiungswerkzeug und viele andere Ausstattungsgegenstände.

6. Zusammenfassung

Der hohe Grad des Schutzzumfangs, die Sicherheit gegen schwerste Luft- und Erdwaffenwirkung, die der



Bild 10

Ausbau eines mit 52° einfallenden Gesteinsberges mit genormten Stahlbögen

Bevölkerung in Hang- und Tiefstollen als Anlagen des Massenschutzes gegeben werden können, sollten Veranlassung geben, derartige Stollen überall dort anzulegen, wo es die topographischen und geologischen Verhältnisse, die Bevölkerungsdichte sowie sonstige örtliche Gegebenheiten und Notwendigkeiten zulassen bzw. erfordern.

Drucksichere Schutzraumabschlüsse

Von Dr.-Ing. W. Westhoff, Braunschweig

1. Anwendungsbereich

Die deutschen technischen Richtlinien des baulichen Luftschutzes sehen eine Anzahl verschiedener Schutzbauwerk-Typen vor, die sich im wesentlichen durch ihren Schutzzumfang unterscheiden und je nach der Luftgefährdung ihres Standortes angewandt werden sollen.

Die schwächsten Stellen dieser Schutzbauwerke sind die Öffnungen in ihren Wandungen; es werden daher möglichst wenig Öffnungen angeordnet und diese unbedingt erforderlichen Öffnungen durch bauliche Maßnahmen und durch Schutzraumabschlüsse besonders gesichert. Da mit der richtigen Ausbildung der Schutzraumabschlüsse die Sicherheit des ganzen Schutzraumbauwerkes steht oder fällt, hat das Bundesministerium für Wohnungsbau in enger Zusammenarbeit mit Fachkundigen besondere „Richtlinien für Abschlüsse von Schutzraumbauten“ aufgestellt, die den Erfahrungen des vergangenen Krieges und den neuesten Erkenntnissen über die Wirkung moderner Angriffswaffen Rechnung tragen.

Eine ausführliche Übersicht über die gestellten Anforderungen und über praktische Ausführungen der bis Dezember 1954 entwickelten und im Handel befindlichen Schutzraumabschlüsse gibt Dipl.-Ing. W. Ricklefs¹⁾. In den folgenden Zeilen soll versucht werden, einen Überblick über die in den letzten Mo-

naten durchgeführten Entwicklungsarbeiten an drucksicheren Abschlüssen zu geben.

Drucksichere Türen sind im zivilen Luftschutz etwas grundsätzlich Neues: sie sind eingeführt worden, nachdem man erkannt hatte, daß es mit verhältnismäßig einfachen Mitteln möglich ist, Schutzbauten zu bauen, die auch in der Nähe des Bodennullpunktes ausreichenden Widerstand gegen die Wirkungen einer detonierenden Atombombe leisten. So sind z. B. Schutzstollen bei der vorgeschriebenen Felsüberdeckung durch eine in der Luft detonierende Atombombe praktisch nicht zu zerstören. Ihre Eingangsbauwerke dagegen sind sehr empfindlich und müssen, da von ihrem Funktionieren die Erhaltung von einigen tausend Menschen abhängen kann, besonders sorgfältig ausgebildet werden. Sie sollen sicher gegen Sprengbomben-Volltreffer nach den „Richtlinien für Schutzbunker“ oder aber mindestens nahtreffersicher nach den „Richtlinien für Schutzbauten A“ konstruiert sein. Auf jeden Fall widerstehen die Eingangsbauwerke der Schutzstollen ebenso wie die Schutzbunker und Schutzbauten A mindestens einem Luftstoß von 9 atü und sind mit drucksicheren Abschlüssen von 10 atü Widerstandsfähigkeit zu verschließen.

Die nahtreffersicheren Schutzbauten B und C, deren Umfassungsbauteile einem Überdruck von 3 atü bzw. 1 atü standhalten, werden nicht mit drucksicheren Abschlüssen ausgerüstet, da im Falle der Zerstörung der normalen Schutzraumabschlüsse der

¹⁾ Dipl.-Ingenieur W. Ricklefs, Düsseldorf: „Schutzraumabschlüsse“, Zeitschr.: „Ziviler Luftschutz“, Heft 12/54, S. 313.

menschliche Körper kurzzeitige Drücke bis 3 atü, ohne Schaden zu leiden, ertragen kann.

2. Anforderungen

Über die Zeitdauer und Größe des Explosionsdruckes von Atombomben berichtete bereits Professor Dr.-Ing. Schardin²⁾; es sei hier nur wiederholt, daß beide von der Größe der Bombe, der Detonationshöhe sowie der Entfernung des Zielobjektes vom Bodennullpunkt abhängen. Die Zeitdauer des Druckstoßes, die bei Sprengbomben in der Größenordnung von $\frac{1}{1000}$ bis $\frac{1}{20}$ Sekunden liegt, beträgt bei Atombomben je nach Größe und Entfernung $\frac{1}{2}$ bis 5 Sekunden; nach neuesten Erkenntnissen könnte eine 1000-x-Bombe in 5 bis 10 km Entfernung sogar Druckstöße bis zu 10 Sekunden Dauer verursachen, doch wird der Druck in dieser Entfernung nur etwa 1 atü betragen.

In der folgenden Zahlentafel 1 sind die Entfernungen zusammengestellt, in denen die Drücke 1, 3 und 9 atü bei der Detonation von Atombomben in optimaler Höhe (H_{opt}) und halber optimaler Höhe wirken. Unter „optimaler“ Höhe ist dabei die Detonationshöhe zu verstehen, bei der „optimal“ verteilte Druckwerte erreicht werden.

Im allgemeinen wird sie so gewählt, daß am Bodennullpunkt ein Druck von 3,5 atü erzeugt wird, doch kann es auch Zielobjekte geben, zu deren Zerstörung höhere Drücke erforderlich sind und dafür eine kleinere bestrichene Fläche in Kauf genommen wird. In diesen Fällen kann ein Angreifer die Bombe beispielsweise in $\frac{1}{2}$ „optimaler“ Höhe ($\frac{1}{2} H_{opt}$) zur Detonation bringen.

Zahlentafel 1

Druck und Entfernung bei Detonation verschiedener Atombomben in optimaler und $\frac{1}{2}$ optimaler Höhe (Entfernungen in km)

Druck	X-Bombe		100-X-Bombe		1000-X-Bombe	
	$H_{opt} = 600$ m km	$\frac{1}{2} H_{opt}$ km	$H_{opt} = 2800$ m km	$\frac{1}{2} H_{opt}$ km	$H_{opt} = 6000$ m km	$\frac{1}{2} H_{opt}$ km
1 atü	1,0	0,8	4,7	3,7	10,0	8,0
3 atü	0,2	0,5	0,7	2,3	1,6	5,0
9 atü	—	0,3	—	1,5	—	3,3

Drucksichere Abschlüsse sollen die Öffnungen der Umfassungsbauteile von Schutzstollen, Schutzbunkern und Schutzbauten A mit Sicherheit verschließen können und gegen einen wiederholten, mehrere Sekunden anhaltenden Luftstoß von 10 atü = 100 t/m² sowie einen anschließend wirkenden Luftsog von 1 atü widerstandsfähig sein.

Nach den Richtlinien für Schutzstollen und für Schutzbunker sind die am Eingang dieser Schutzbauwerke angeordneten Gasschleusen als Druckschleusen auszubilden, d. h. die Schleusenräume sind sowohl nach außen als auch zum Innern des Bauwerkes durch Drucktüren abzuschließen. Die auf diese Weise entstehenden „echten Druckkammern“ sollen ermöglichen, die bei Luftgefahr in das Schutzbauwerk strömenden Menschen so einzuschleusen, daß

die verhältnismäßig große Zahl der Insassen in keinem Augenblick der Gefahr des tödlichen Luftstoßes ausgesetzt ist. Als Voraussetzung für die Wirksamkeit dieser baulichen Sicherheitsmaßnahmen müssen natürlich beide Drucktüren so eingebaut werden, daß sie mit dem Druckstoß zuschlagen, und es muß beim Belegen des Schutzbauwerkes darauf geachtet werden, daß sie nicht gleichzeitig geöffnet werden. Da diese Druckkammern auch die Funktion von Gasschleusen zu erfüllen haben, sollen die drucksicheren Abschlüsse gasdicht schließen, um das Eindringen von Gasen und radioaktiven Stäuben in die Schutzbauten zu verhindern.

Zur Sicherung gegen den an einen Luftdruckstoß anschließenden Sog von maximal 1 atü sollen Drucktüren durch vier schwere Verschlusshebel verriegelt werden. Die Verschlüsse müssen ebenso wie die Verschlüsse normaler Schutzraumabschlüsse von innen und von außen zu betätigen sein; auch sie sollen durch Druck von oben in die Verschlussstellung gehen, damit das mitunter recht große Eigengewicht der Verschlusshebel nicht bei sehr leicht gehenden Verschlüssen ein selbsttätiges Öffnen bewirken oder aber herumfliegende oder stürzende Trümmer die Türen öffnen können.

Solche Tümmen haben im vergangenen Kriege oft die Bergung von Schutzrauminsassen dadurch unmöglich gemacht, daß sie ein Öffnen der Türen verhinderten; die heutigen Richtlinien schreiben daher vor, auch bei Drucktüren ein auf die Zarge schlagendes Türblatt zu verwenden und die Bänder so auszubilden, daß ein Hub von 40 mm zum Aushängen der

Drucktür ausreicht. Es wird besonderer Wert darauf gelegt, daß die Türen auch bei geschlossener Verriegelung und ohne Demontage von Verschlussteilen ausgehoben werden können, damit eventuell eingeschlossene Menschen auch ohne eigene Mitwirkung von außen befreit werden können.

Wie allen übrigen Schutzraumabschlüssen ist auch den Drucktüren in jedem Falle ein Schutzbauteil aus Stahlbeton vorgelagert, welches ausreichend dick bemessen ist, um Bombensplitter von der Tür fernzuhalten und etwa bei einer Atomexplosion auftretende radioaktive Strahlungen abzuschirmen bzw. ihre Intensität auf ein ungefährliches Maß herabzusetzen. Die drucksicheren Abschlüsse brauchen also selbst weder splittersicher zu sein noch einen Schutz gegen Atombomben-Strahlenwirkungen zu bieten.

Auch wird eine besondere Widerstandsfähigkeit gegen Feuer und strahlende Wärme von Drucktüren nicht gefordert, da die bisher bekannten drucksicheren Türen

²⁾ H. Schardin, H. Molitz und G. Schöner, Weil am Rhein: „Wirkungen von Spreng- und Atombomben auf Bauwerke“, Zeitschr.: „Ziviler Luftschutz“, Heft 12/54, S. 283.

unverhältnismäßig teuer würden, wenn sie auch gleichzeitig feuerhemmende Eigenschaften besitzen sollten. Der erforderliche Schutz wird durch andere, ohnehin notwendige Bauteile erreicht: der vorgesetzte Schutzbauteil hält die Hitzestrahlung eines evtl. außen wütenden Flächenbrandes ab; falls die Hitze durch Luftkonvektion an die Tür herangeführt wird und das Blatt erwärmt, sind die Schutzraumsassen durch die vorgeschriebene Anordnung mehrerer hintereinanderliegender Schutzraumtüren hinreichend geschützt.

Zur Vereinfachung der Planung und Vereinheitlichung der Produktion schreiben die „Richtlinien für Abschlüsse von Schutzraumbauten“ in Anlehnung an die Rohbau-Richtmaße nach DIN 18100 einige verbindliche Fertigkeitmaße für normale und drucksichere Schutzraumabschlüsse vor, die in Spalte 2 und 3 der folgenden Zahlentafel 2 aufgeführt sind:

Zahlentafel 2

Abmessungen drucksicherer Abschlüsse

Schutzraum-Abschluß	Rohbau-Richtmaß cm	Fertig-lichtmaß cm	Mindest-Durchgangs- breite cm
Notauslaß-Abschluß (Druckklappe)	65 × 85	60 × 80	90
Drucktür-Normalgröße	87,5 × 187,5	82,5 × 180	120
größere Drucktür für Bunker, Stollen usw.	125 × 212,5	120 × 205	160
Zweiflügelige Drucktür mit herausnehmbarem Mittelpfosten	250 × 212,5	245 × 205	160

Da bei der Planung von Schutzbauwerken dem Entwerfenden leicht Fehler in der Wahl des Abstandes Schutzbauwand—Splitterschutzwand (äußerer Schutzbauteil) unterlaufen können, seien an dieser Stelle in Spalte 4 „Mindest-Durchgangsbreiten“ angegeben, die nach bisher dem Bundesministerium für Wohnungsbau bekannten Entwürfen der Industrie als Anhaltswerte angenommen werden können. Steht die genannte Breite nicht zur Verfügung, muß der Planende auf andere Konstruktionen (z. B. drucksichere Schiebetüren) zurückgreifen.

3. Bisherige Erfahrungen

Wie schon erwähnt, sind Drucktüren im zivilen Luftschutz bisher nicht verwendet worden, doch konnten glücklicherweise in den vergangenen Jahren schon gewisse Erfahrungen mit explosionsdruck-sicheren Brandtüren im Bergbau gesammelt werden. Bergassessor *H. Schultze-Rhonhof* und Dipl.-Ing. *K. Klinger*³⁾ berichten über Versuche mit solchen

Türen, die wetterdicht und so kräftig sein sollen, daß sie den Stoß einer im Brandfeld entstehenden Schlagwetter- oder Brandgasexplosion standhalten können. Die Versuchsobjekte wurden in der Versuchsgrube „Tremonia“ in Dortmund unter Tage in einem hinten geschlossenen Querschlag so eingebaut, daß eine rund 300 m³ große Explosionskammer entstand. Durch Füllung dieser Explosionskammer mit einem Grubengasluftgemisch und geeignete Initialzündung konnten künstliche Explosionen erzeugt werden, deren Größe und Druckverlauf in gewissen Grenzen regelbar waren. Der zeitliche Verlauf der Explosionen wurde verfolgt und aufgezeichnet. Dem genannten Bericht wurden folgende Untersuchungsergebnisse entnommen:

3.1 Hölzerne Tür (75 mm dick), beiderseits mit je 4 mm Blech verkleidet. Türöffnung 110 × 180 cm. Zarge aus Profilstählen.

Das Türblatt wurde durch Druck von etwa 2 atü um 30 mm eingedrückt, hat aber im übrigen dem Explosionsdruck standgehalten. Einer zweiten Explosion von 4 atü hielt die Tür nicht stand, sie wurde zerstört und 40 m weit durch den Querschlag geschleudert. Eine Wiederholung der Versuche hatte dasselbe Ergebnis: hölzerne Drucktüren halten lediglich leichten Explosionen stand.

3.2 Gewölbte Stahltür durch Streben verstärkt. Gewicht des Türblattes 290 kg. Rechnerische Widerstandsfähigkeit 10 atü. Explosion drückt in die Wölbung der Tür, so daß Material auf Zug beansprucht wird. Die Tür hielt einer Explosion von 3 atü ohne Beschädigungen stand. Durch eine anschließende Explosion von mehr als 10 atü gab offenbar der Türrahmen in dem gelockerten Mauerwerk einseitig nach, so daß die rechnerismäßigen Voraussetzungen für die Widerstandsfähigkeit der Tür nicht mehr vorhanden waren. Das Türblatt wurde von der Explosion durch die Türöffnung hindurchgepreßt und zerrissen, Einzelteile bis 65 m weit geschleudert. Deutliche Risse im Mauerwerk ließen vermuten, daß es durch die vorhergehenden Explosionen stark zermürbt war.

3.3 Gewölbte Stahltür annähernd gleicher Konstruktion, Wölbung der Explosion zugekehrt. Die Tür hielt einer ersten Explosion von etwa 4 atü ohne Beschädigung stand. Bei zweiter Explosion mit über 10 atü Druck erhebliche Beschädigung: Die Bänder wurden abgerissen, das Türblatt durch den an die Druckphase anschließenden Sog in Richtung zum Explosionsort umgekippt. Die Wölbung der Stahltür war durch den Druckstoß zur anderen Seite durchgedrückt und die Verstärkungen abgerissen. Türrahmen und Mauerwerk waren zwar unbeschädigt geblieben, doch hat wahrscheinlich das Widerlager nachgegeben.

3.4 Gewölbte und verstärkte Stahltür, Gewicht des Türblattes 360 kg. Wölbung der Explosion abgekehrt (wie Versuchsobjekt 2).

Die Tür hielt einer ersten, sehr heftigen Explosion mit über 10 atü Explosionsdruck stand. Die stählerne Türzarge hatte sich zwar an einigen Stellen etwas abgesetzt, auch hatte die Dammmauer einige Risse bekommen, doch waren am Türblatt keine Veränderungen festzustellen. Beim Wiederholungsversuch mit derselben Beanspruchung wurde das Türblatt zerstört, einzelne Teile bis 70 m durch den Querschlag geschleudert und sogar Teile der Zarge herausgerissen.

³⁾ Bergassessor a. D. Herbert Schultze-Rhonhof und Dipl.-Ingenieur Konrad Klinger, Dortmund: Berichte der Versuchsgrubengesellschaft, Heft 9 „Grubenbrand-Versuche“, S. 129, Verlag Glückauf GmbH., Essen-Kettwig 1948.

Da der Mauerblock stark mit Rissen durchsetzt war, ist anzunehmen, daß die bei der ersten Explosion entstandenen Schäden schon die Festigkeit der ganzen Absperrung beträchtlich herabgemindert hatten. Das Widerlager war scheinbar trotz guter Verbindung mit der Ausmauerung des Querschlages im ganzen etwas ausgewichen.

3.5 Ebene Stahltür mit Rand- und Diagonalversteifungen. Die Tür hielt einer Explosion mit einem Maximaldruck von 4 atü ohne Beschädigung stand; bei einer zweiten Explosion mit einem Druckanstieg bis über 10 atü wurde sie leicht beschädigt.

Zusammenfassend ist festzustellen, daß sich bei den bis zum Jahre 1948 durchgeführten Untersuchungen zweierlei herausgestellt hat:

- a) Es ist möglich, mit Stahltüren solche sehr heftigen Explosionen von 10 atü aufzuhalten.
- b) Es kommt wesentlich darauf an, das Türwiderlager unbedingt standfest auszubilden und die Türzarge fest und gleichmäßig anliegend mit diesem zu verbinden.

Da die Schutzbauwerke durchweg als biegesteife Stahlbetonbauten ausgebildet werden, dürfte diese Frage des standfesten Widerlagers bei Luftschutzbauten einfacher und besser zu lösen sein als bei den Grubenversuchen, bei denen die Versuchstüren stets in Dammbauwerken aus Mauerziegeln eingesetzt waren. Die Wichtigkeit einer satt anliegenden und gut vergossenen Zarge wird durch die geschilderten Grubenversuche unterstrichen.

4. Drucktüren für den zivilen Luftschutz

Für die speziellen Belange des Luftschutzes sind im Laufe des vergangenen Jahres einige gasdichte Drucktüren entworfen und z. T. auch schon gebaut worden. Die Entwicklung ging dabei dahin, Drucktüren von möglichst großer Widerstandsfähigkeit und möglichst geringem Gewicht und Raumbedarf zu konstruieren, da Schutzraumabschlüsse leicht zu handhaben und in den engen Rettungswegen nicht zu viel Platz beanspruchen sollen.

Im folgenden werden einige drucksichere Schutzraumabschlüsse aus Stahl beschrieben, die z. T. schon lieferbar sind.

Die genannten Firmen legen Wert auf die Mitteilung, daß die beschriebenen und dargestellten Konstruktionen patentamtlich geschützt bzw. Schutzrechte angemeldet sind.

Die Widerstandsfähigkeit der Türen gegen einen Luftdruckstoß von 10 atü ist im Augenblick nur rechnerisch nachgewiesen; auf Veranlassung des Bundesministeriums für Wohnungsbau werden die Drucktüren in den nächsten Wochen einem statischen Druckversuch unterworfen, von dessen Ergebnis die Erteilung einer „vorläufigen Zulassung“ abhängt. Eine endgültige Zulassung wird erst nach dem Bestehen praktischer Explosionsversuche ausgesprochen, die nach den Plänen des Bundesministeriums für Wohnungsbau bis Ende dieses Jahres in einer noch zu erbauenden Versuchsanlage durchgeführt werden sollen.

Von den oben erwähnten Möglichkeiten der Türblatt-Ausbildung ausgehend, liegen Entwürfe von gewölbten (in Druckrichtung und gegen die Druck-

richtung) und ebenen Blättern vor, die sämtlich auf die Zarge schlagen:

4.1 Druckklappe 60×80 cm mit Wölbung in Druckrichtung als Abschluß für Notausgänge.

Die in Abb. 1 dargestellte Konstruktion wird so eingebaut, daß ein Luftdruckstoß in die Wölbung der Klappe hineindrückt. Die Druckklappe besteht aus Profilstahl-Zarge und Blatt. Die wesentlichen Bestandteile des Blattes sind ein Tonnenblech, drei Rohre und vier Vorreiberverschlüsse. Das auf Zug beanspruchte Tonnenblech ist eingeschweißt in einen Rahmen aus Winkelprofilen (seitlich) und geschlossenen Kastenprofilen (oben und unten). Bei einem Luftstoß bekommen die drei Streben Druck; es wurden hier kräftige Rohre gewählt, da für einen auf Druck beanspruchten Stab das Rohr mit seinem nach allen Seiten gleichgroßen Trägheitsmoment den günstigsten Querschnitt besitzt.

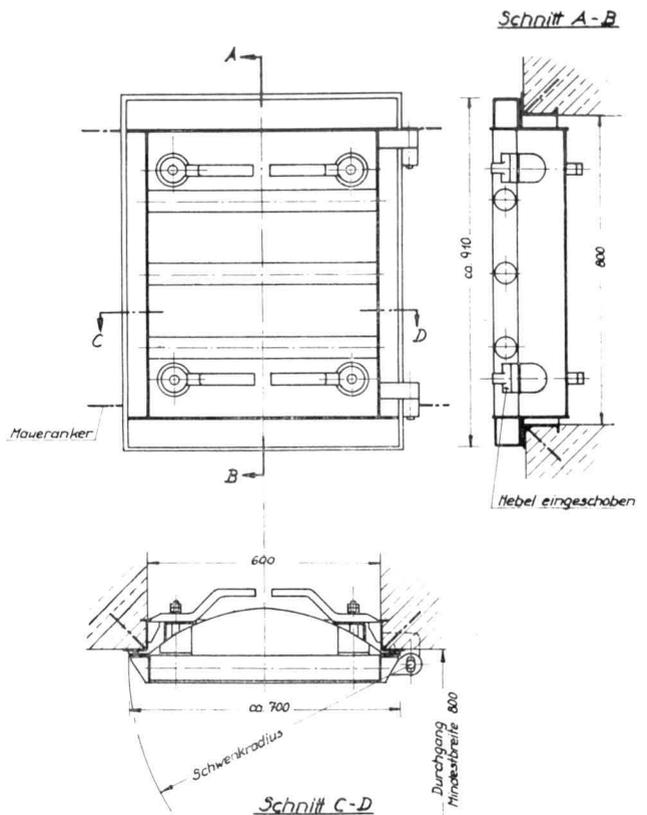


Abb. 1

Druckklappe für 10 atü,
Lichtmaß 60 × 80 cm, Mannesmann-Stahlblechbau,
Solingen-Ohligs

Das Blatt der Druckklappe ist an zwei Bändern so aufgehängt, daß es durch einen Hub von 40 mm ausgehoben werden kann. Am Türblatt ist eine umlaufende Gummidichtung befestigt; die vier von außen und von innen zu bedienenden Vorreiber pressen Blatt mit Dichtung kräftig gegen die Zarge

4.2 Drucktür mit Wölbung in Druckrichtung.

Nach dem gleichen Konstruktionsprinzip wie die Druckklappe werden vom gleichen Hersteller auch Drucktüren von 82,5×180 cm und 120×205 cm her-

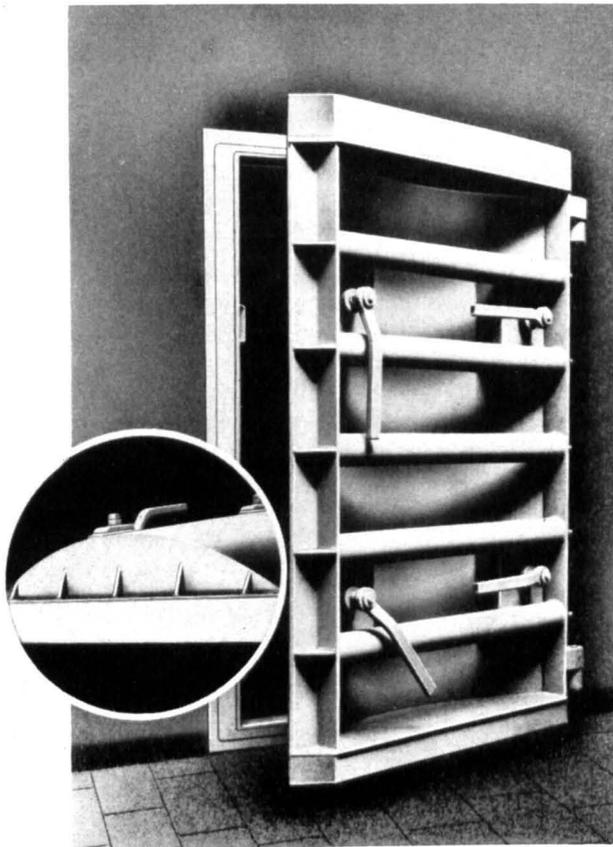


Abb. 2

Drucktür für 10 atü, Lichtmaß 120×205 cm, Mannesmann-Stahlblechbau, Solingen-Ohligs. Vorderseite (außen)

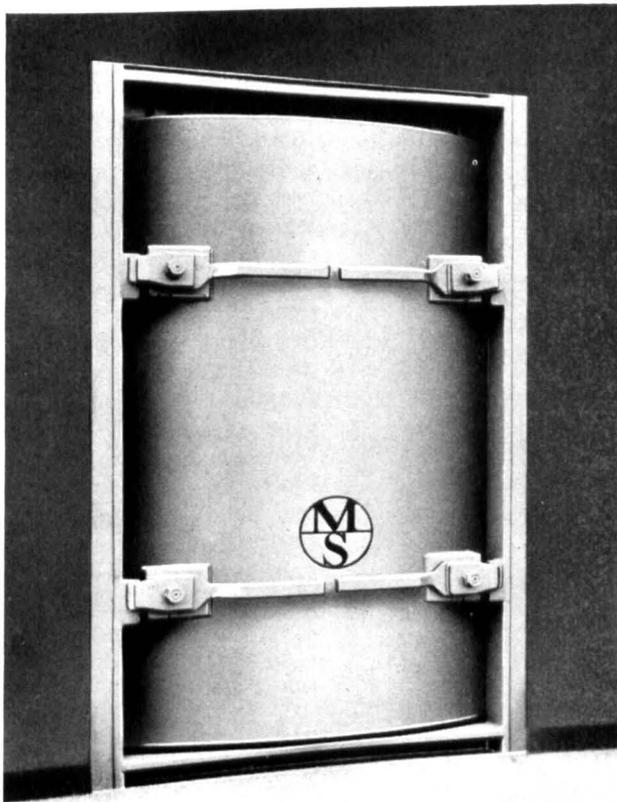


Abb. 3

Drucktür für 10 atü, Lichtmaß 120×205 cm, Mannesmann-Stahlblechbau, Solingen-Ohligs. Rückseite (innen)

gestellt; infolge der wesentlich größeren Türfläche sind von den Konstruktionselementen größere Kräfte aufzunehmen, so daß Blechdicke und Anzahl der Streben erhöht und in die Winkelprofile kräftige Steifen eingesetzt wurden.

Abb. 2 zeigt die Außenansicht der geöffneten Tür (im Kreis Ansicht des Tonnenblech-Anschlusses an den Versteifungsrahmen des Türblattes), Abb. 3 die Innenansicht bei geschlossenen Vorreibern.

4.3 Drucktür mit Wölbung gegen die Druckrichtung.

Abb. 4 und 5 zeigen eine Tür mit einem gegen die Druckrichtung gewölbten Blatt. Diese Türform wurde in über 50jähriger Erfahrung mit Dammverschlüssen im Bergbau unter Tags in großer Zahl und bis zu 100 atü Druckaufnahme ausgeführt. Die Bewährung im Einsatz bestätigte in allen Fällen die Richtigkeit der Konstruktion.

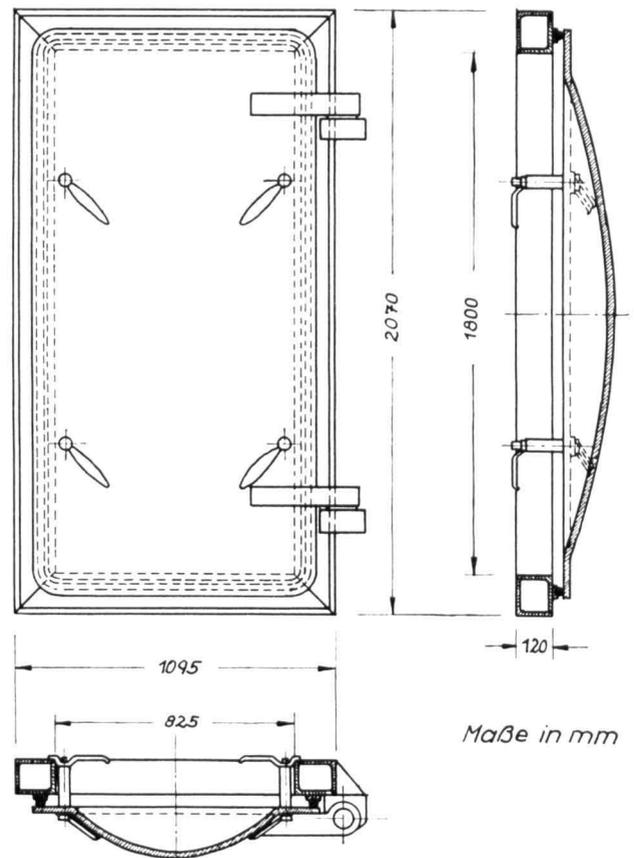


Abb. 4

Drucktür für 10 atü, Lichtmaß $82,5 \times 180$ cm
Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum

Wegen der besonderen Wichtigkeit eines standfesten Widerlagers betont die Herstellerfirma die Zarge und bildet sie als geschlossenes Kastenprofil steif aus. Das auf die Zarge schlagende Blatt ist an zwei kräftigen Bändern aushebbar aufgehängt. Für das Ausheben von innen können als Ansatzpunkte die schweren unteren Türverschlüsse benutzt werden.

Zur Erzielung der Gasdichtigkeit ist eine umlaufende Dichtung an der Zarge befestigt. Das Türblatt wird

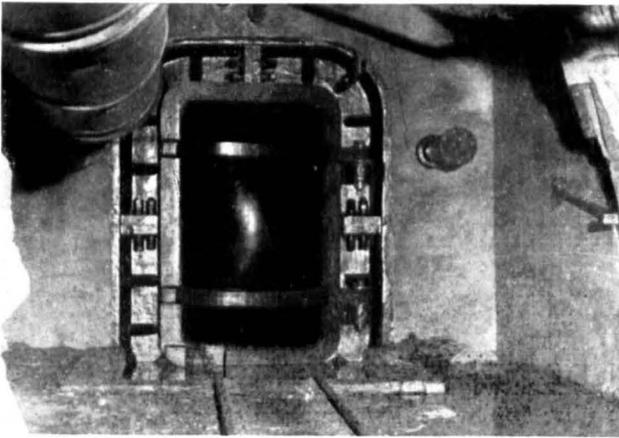


Abb. 4a

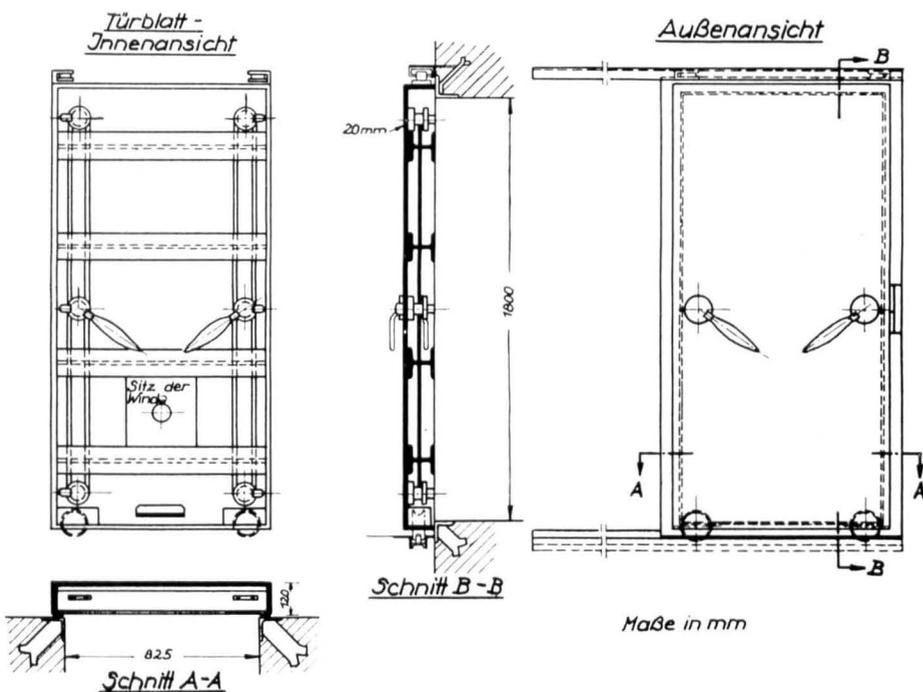
Drucktür für 50 atü, als Dammverschluß, Bochumer Eisenhütte

beim Verschließen gleichmäßig an die Zarge herangezogen, da die Bolzenlöcher im Türblatt als Langlöcher ausgebildet sind. Dadurch wird eine hinreichend sichere Dichtung gewährleistet. Die Tür ist in Größen von $82,5 \times 180$ cm und 120×205 cm vorgesehen.

4.4 Ebene Druck-Schiebetür.

Bei beschränkten Raumverhältnissen wird häufig die Anordnung einer Schiebetür nach Abb. 5 zweckmäßig sein: Das Türblatt besteht im wesentlichen aus 20 mm dickem Stahlblech, das innen durch vier Breitflanschträger ausgesteift ist. Die Tür soll durch sechs Drehkeilverschlüsse gasdicht verschlossen werden, die mit Hilfe von zwei Handgriffen und je einem doppelten Gestänge sowohl von innen als auch von außen

Abb. 5 Druckschiebetür für 10 atü, Lichtmaß $82,5 \times 180$ cm
Himmelmann und Hoffmann, Dortmund; Türsystem Menkhoff



zu bedienen sind. Die erforderliche Gasdichtigkeit wird durch eine am Türblatt angebrachte Gummidichtung erzielt.

Je zwei Rollen an der unteren und oberen Kante des Türblattes werden durch Profilstäbe so geführt, daß das Blatt schon beim Zuschieben dicht vor die Zarge gelangt. Die Rollen sind so angeordnet, daß das Türblatt notfalls ausgehoben werden kann.

4.5 Zweiflügelige Drucktür.

Wenn größere Türöffnungen durch eine Drucktür verschlossen werden sollen, werden die Türblätter einfacher Flügel- oder Schiebetüren zu schwer und unhandlich. Für diesen Fall ist eine Doppeltür vorgesehen, die aus zwei normalen, einflügeligen Drucktüren besteht. Die beiden Flügel schlagen auf einen gemeinsamen Mittelpfosten, der bei friedensmäßiger Nutzung des Schutzbaues auch herausgenommen werden kann. Der Mittelpfosten ist ebenso wie die Türblätter nach der Größe des Druckstoßes zu bemessen.

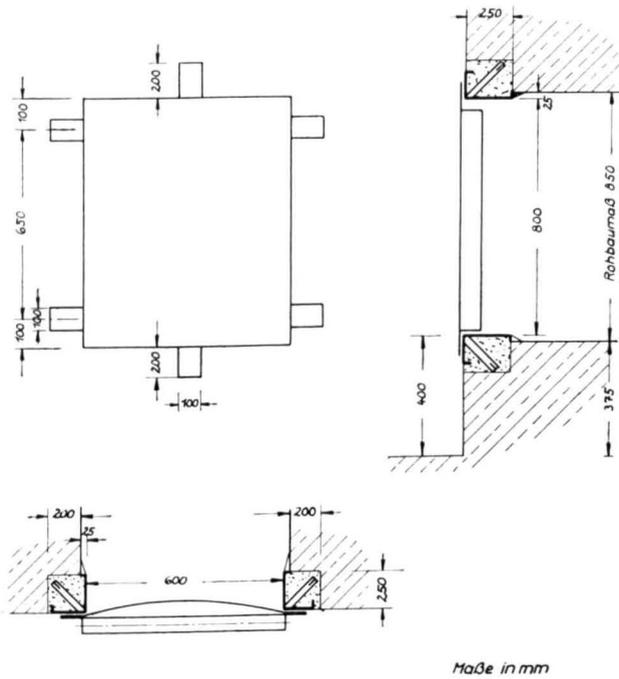
4.6 Drucktür aus Stahlbeton.

Wie Dr.-Ing. Meyer-Hoissen berichtet⁴⁾, werden auch bereits Wege beschritten, eine Drucktür in Kalottenform aus Stahlbeton herzustellen. Nach dem genannten Bericht würde eine Flügeltür aus Beton B 300 mit einer ausreichenden Widerstandsfähigkeit gegen 25 atü etwa 1500 kg wiegen, so daß eine solche Konstruktion wohl nur in besonderen Fällen angewendet werden kann. Auch hier kann erst nach praktischen Sprengversuchen etwas über die Brauchbarkeit und Wirtschaftlichkeit der Drucktür ausgesagt werden.

4.7 Ankerpläne.

Da seit einigen Monaten bereits Schutzbauten gebaut werden, die mit Drucktüren auszurüsten sind, solche Drucktüren aber zum Zeitpunkt der Drucklegung dieses Berichtes mit einer Ausnahme noch nicht geprüft, geschweige denn zugelassen sind, wird der Baufortschritt durch das Fehlen verbindlicher Angaben über Ankermaße usw. gehemmt. Die Firma Mannesmann - Stahlblechbau regte aus diesem Grunde an, zur Vermeidung späterer schwieriger und kostspieliger Stemmarbeiten die Anordnung der Anker unbeschadet eventueller Konstruktionsänderungen schon jetzt festzulegen, und

⁴⁾ Dr.-Ing. Meyer-Hoissen „Die Ausführung der Versuchsbauten“ in „Wissenschaftliche Mitteilungen des Drägerwerkes“, Heft Nr. 23 von Dr. Dräger, Dr. Meyer-Hoissen, Dr. Stampe und Professor Dr. Schardin, Lübeck, Februar 1955.



Anmerkung: Auch verwendbar für feuerbeständige Abschlüsse für Brandwanddurchbrüche und Notausgänge, sowie gasdichte Innenblenden. Lichtmaß 60 × 80 cm.

Abb. 6

Ankerplan für Druckklappe, Lichtmaß 60 × 80 cm

schlägt die als Abb. 6 und 7 angeführten Ankerpläne vor. Der Fachausschuß „Bautechnischer Luftschutz“ des Bundesministeriums für Wohnungsbau empfiehlt, dem Vorschlag zu folgen, da er mit aller Wahrscheinlichkeit in die bautechnischen Richtlinien aufgenommen wird.

5. Zusammenfassung

In den vorhergehenden Zeilen wird dargelegt, daß die Türen als schwächste Stellen der Bauwerke des zivilen Luftschutzes durch geeignete Abschlüsse gesichert werden müssen.

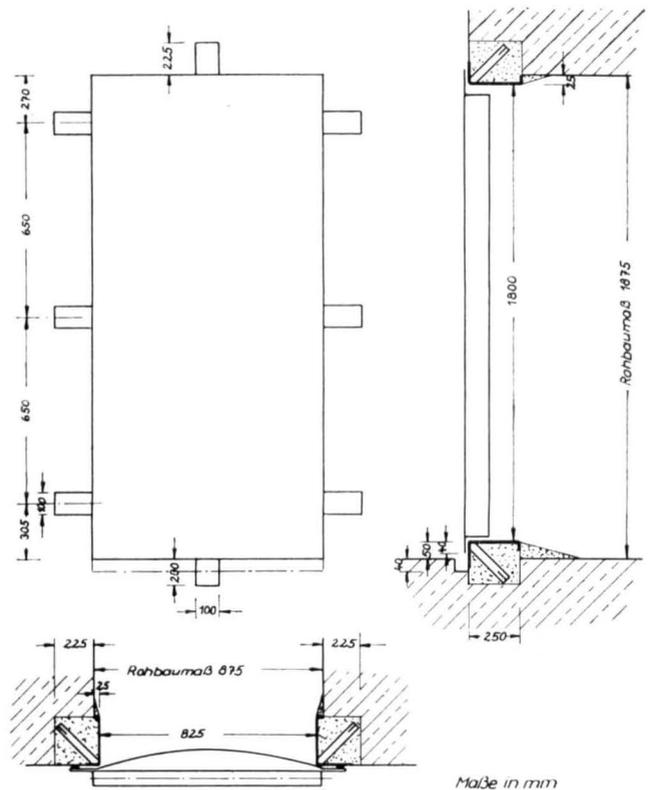
Bei Schutzstollen, Schutzbunkern und Schutzbauten A sind Drucktüren mit einer Widerstandsfähigkeit gegen 10 atü anzuordnen. Schutzbauten B und C erhalten keine Drucktüren.

Im Absatz „Anforderungen“ werden die Wirkungen moderner Luftangriffsmittel kurz angeführt und die darauf beruhenden Forderungen der vom Bundesminister für Wohnungsbau im Einvernehmen mit dem Bundesminister des Innern herausgegebenen „Richtlinien für Abschlüsse von Schutzraumbauten“ kommentiert. Ein Vergleich der bisher mit explosionsdrucksicheren Brandtüren im Bergbau gemachten Erfahrungen zeigt, daß es unter Beachtung gewisser

Konstruktionsgrundsätze möglich ist, mit Stahltüren die in der Nähe des Bodennullpunktes einer Atom-bombe auftretenden Drücke von den Schutzrauminsassen fernzuhalten. Bei früheren planmäßigen Untersuchungen spielten die satte Auflagerung der Türzarge und die Standfestigkeit des Widerlagers eine besonders wichtige Rolle. Aus diesem Grunde wird die Einführung eines einheitlichen Ankerplanes für zweckmäßig gehalten, um nachträgliche Stemmarbeiten und evtl. Zerschneiden der Bewehrung in den Umfassungsbauanteilen der Schutzbauten zu vermeiden.

Der Bericht zeigt einige beispielhafte konstruktive Lösungen von stählernen Drucktüren auf, die, am Ende einer umfangreichen Entwicklungsarbeit stehend, nun erprobt werden sollen.

Da im Augenblick schon Schutzbauten nach den neuen bautechnischen Richtlinien im Bau oder sogar schon fertiggestellt sind, stellt das Bundesministerium für Wohnungsbau vorläufige Zulassungen für Drucktür-Konstruktionen aus, die mit einem statischen Druck von mindestens 10 atü geprüft sind. Explosionsversuche als Grundlage für eine endgültige Zulassung sind in Vorbereitung.



Anmerkung: Auch verwendbar für feuerbeständige und gasdichte Schutzraumtüren. Lichtmaß 82,5 × 180 cm

Abb. 7

Ankerplan für Drucktür, Lichtmaß 82,5 × 180 cm



AUSRÜSTUNGEN

für den Einzel- und Sammelschutz

IM LUFTSCHUTZ

AUERGESELLSCHAFT AG. BERLIN N 65
ABTEILUNG GEWERBESCHUTZ



Im November 1955 erscheint:

Luftschutzrecht

Kommentar

zu einem späteren Luftschutzgesetz sowie zu allen vorbereitenden und ergänzenden Vorschriften

von

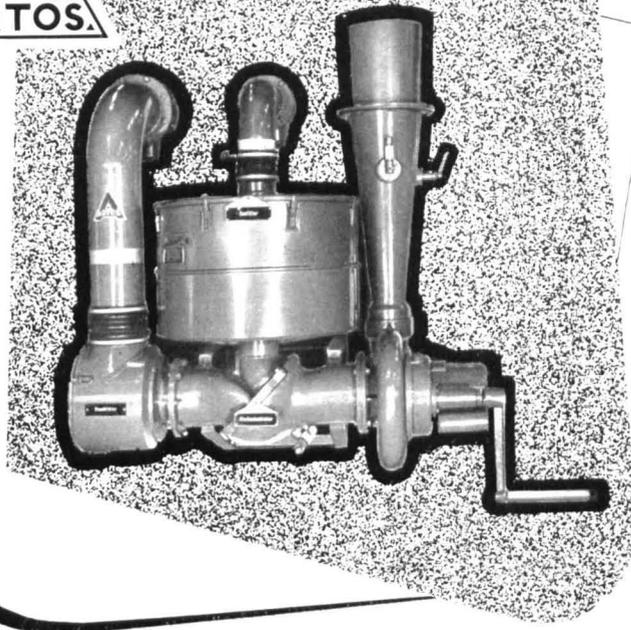
Dr. Willy Zinkahn und **Hermann Leutz**
Ministerialrat Dipl.-Ing., Oberregierungsrat
im Bundesministerium für Wohnungsbau

Loseblattausgabe

I. Lieferung. Etwa 250 Seiten 8⁰. In Leinenordner etwa DM 12,80.

Beide Verfasser sind als Referenten, der eine mit der juristischen, der andere mit der technischen Vorbereitung der Luftschutzvorschriften befaßt und daher in hervorragender Weise zur Erläuterung des neuen und schwierigen Rechtsgebietes berufen. Die I. Lieferung des geplanten neuen Standardwerkes zum Luftschutzrecht wird die Richtlinien für Schutzraumbauten mit eingehendem Kommentar enthalten.

C. H. Beck'sche Verlagsbuchhandlung München und Berlin



Luftschutzraum- Belüftungs- Anlagen

ARTOS-Maschinenbau

Dr.-Ing. Meier-Windhorst KG, Hamburg 36, Fontenay 1a / Ruf Sa.-Nr. 45 03 51



Wir liefern seit
Jahrzehnten
Dammverschlüsse
bis 100 atü

BOCHUMER EISENHÜTTE HEINTZMANN & CO. BOCHUM

SCHRIFTENREIHE ÜBER ZIVILEN LUFTSCHUTZ

Heft 1

Grundfragen des zivilen Luftschutzes

Luftschutztagung des Bundesministeriums des Innern vom 17. bis 19. Juni 1953
in Bad Pyrmont

Herausgeber: Bundesministerium des Innern, Bonn

Umfang 160 Seiten Din A 5, in festem Kartonumschlag broschiert

Preis 3,60 DM

Heft 2

Luftverhältnisse in Luftschutzräumen in Verbindung mit Grobsandfiltern

Von

Dr. Dr. H. Dählmann, Dr. H. Eisenbarth,
Dr. W. Mielenz und Dr. G. Stampe
unter Mitwirkung von Dr. F. Bangert

Die Arbeit wurde vom Bundesministerium für Wohnungsbau veranlaßt
Broschüre auf Kunstdruckpapier · 111 Seiten mit 110 Abbildungen und Skizzen

Preis 4,80 DM

Heft 3

Luftschutz-Außenbauten

Vorschläge und Hinweise für den Bau von gassicheren Luftschutz-Kleindeckungsgräben
und -Außenanlagen

Von

Dr. Heinrich Dräger, Lübeck

Broschüre auf Kunstdruckpapier · 91 Seiten mit zahlreichen Abbildungen und Skizzen

Preis 3,60 DM

Heft 4

Richtlinien für Schutzraumbauten

Veröffentlichung des Bundesministeriums für Wohnungsbau im Einvernehmen
mit dem Bundesministerium des Innern

Vollständige Texte mit über 60 Zeichnungen und genauem Sachregister
Unentbehrliches Nachschlagewerk für Behörden und die gesamte Bauwirtschaft

Preis 4,80 DM

Heft 5

Gesundheitswesen im Luftschutz

Sammlung von Vorträgen bei medizinischen Fachtagungen in der Bundesanstalt
für zivilen Luftschutz, Bad Godesberg

Z. Z. in Vorbereitung · Erscheinen voraussichtlich November 1955

Zu beziehen durch den Buchhandel oder direkt vom

VERLAG G A S S C H U T Z U N D L U F T S C H U T Z
DR. EBELING / KOBLENZ

Im LUFTSCHUTZ
der BRANDSCHUTZ
durch

ALBERT DIEDR. DOMEYER
BREMEN

Leher Heerstraße 101

Sammelruf 49 60 33 · Fernschreiber 024 707

Ewald Berninghaus
Duisburg

liefert:

Stahltore und Türen nach DIN-Vorschriften und
Wünschen, feuerbeständige und feuerhemmende
Türen

Drucktüren bis 10 atü Druck
Stahlzargen

Telefon: 2 15 21/25

Fernschreiber: 085 57 58

Luftheizungsanlagen

mit und ohne Druckluft

Großraumluftherhitzer

für Koks und Ölfeuerung

Be- und Entlüftungen

Klimaanlagen

und sonstige lufttechnische Anlagen

durch

MONSUN G.m.b.H. Frankfurt/Main-Niederrad

Tel. 6 73 30 und 6 44 49

BAUSTAHLGEWEBE

KEIN SCHNEIDEN

KEIN BIEGEN

KEINE HAKEN

KEIN KNÜPFEN

SCHNELL

EINFACH

SAUBER

SICHER

ein Begriff im Stahlbeton!

*Fordern Sie unsere
Druckschriften.*

BAUSTAHLGEWEBE
G.M.B.H.
DUSSELDORF

RUF: 3 42 26

Planung

*von Belüftungsanlagen in
Schutzraumbauten*

KLIMATECHNISCHES BÜRO

Ingenieur Jakob Horst

BONN · MECKENHEIMER STRASSE 35

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT / FRANKFURT (MAIN)



HOCHBAU · TIEFBAU · INDUSTRIEBAU
BRÜCKENBAU · WASSERBAU · SPANNBETON



Elektrotor

Sirenen
für alle Verwendungszwecke, z. B. Luftschutzanlagen, Feuer, Alarm, Überfall, Pausen usw.

Morsesirenen
für Spezialzwecke

Handantriebs sirenen

Fahrzeugsirenen
für Polizei und Feuerwehr usw.
(mit und ohne Flackerlicht)

KARL W. MÜLLER
ELEKTROTECHNISCHE FABRIK
ESSLINGEN/NECKAR 36

Das Heft 12/1954
erschien als

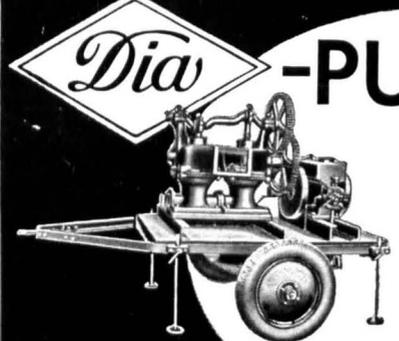
Baulicher Luftschutz

Einführung und Übersicht über die Probleme
des baulichen Luftschutzes

1. Folge

Verkaufspreis DM 5,60
zuzügl. Versandkosten

Bestellungen durch den Buchhandel
oder direkt beim Verlag



Dia -PUMPEN

für schnelle
Einsätze

Unempfindlich
gegen alle
Verunreinigungen

Hammelrath & Schwenzer, Düsseldorf 374



MINIMAX

Für den Luftschutz

zur Brandbekämpfung
eignen sich die in der
Praxis bewährten

MINIMAX - Kübelspritzen

MINIMAX A. G. STUTTGART
Postfach 612

**Be- und
Entlüftungsanlagen**

- **Klimaanlagen**
- **Klimaschränke
und -Truhen**
- **Lufttechnische
Anlagen aller Art**

KESSLER & LUCH KG
GIESSEN (Lahn)
Fabrik lufttechnisch. Apparate



**AWG FEUERLÖSCH-
ARMATUREN**

normgerecht und von höchster Qualität,
formschön und strömungstechnisch richtig

MAX WIDENMANN
GIENGEN / BRENZ

„Gesundheit und Lebensfreude“

die volkstümliche, medizinische Zeitschrift
unterrichtet Sie über vorbeugende Medizin,
Hygiene, Arbeitsschutzmedizin, Erste Hilfe
bei Unfällen und Katastrophen.

Erscheint 6 mal im Jahr - Einzelpreis DM 0,30 und Zustellgebühr.

Zu beziehen bei jedem Postamt der Bundesrepublik und West-Berlins
sowie durch den Verlag Paul S. K. Müller, Hannover-Linden 2.