

Zeitschrift: Schweizer Ingenieur und Architekt
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 102 (1984)
Heft: 51/52

Artikel: Projektierung und Ausführung des Kernkraftwerkes Leibstadt:
ausgewählte Kapitel aus der Sicht des Bauingenieurs
Autor: Bansac, Denis / Gut, Hans / Wüthrich, Willy
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-75593>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.02.2025

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

Projektierung und Ausführung des Kernkraftwerkes Leibstadt

Ausgewählte Kapitel aus der Sicht des Bauingenieurs

Von Denis Bansac, Hans Gut und Willy Wüthrich, Zürich

Auch für Bauingenieure bietet die Kerntechnik aussergewöhnliche Probleme, die in den meisten Fällen mit der Forderung verbunden sind, extrem hohe Lasten für die Auslegung der Baustrukturen zu berücksichtigen. Dies führt oftmals zur Wahl sehr massiver Baustrukturen, zu deren Ausführung konstruktiv zum Teil neuartige Lösungen entwickelt werden müssen. Besonders anspruchsvoll sind in diesem Zusammenhang die mit Temperatur, Temperaturdifferenzen, Duktilitäts- und Steifigkeitsanforderungen verbundenen Probleme: Rissebeschränkung im Beton in Zusammenhang mit der Festlegung von minimalen Bewehrungsgehalten, geschweisste Stahlkonstruktionen als Abstützungen für hochempfindliche Nuklearkomponenten usw.

Ziel dieses Aufsatzes ist es, einzelne Aspekte der Projektierung und der Ausführung der Baustrukturen anhand des Kernkraftwerkes Leibstadt zu beleuchten. Nebst der Vorstellung der Gesamtanlage und einiger wichtiger Baustrukturen wird über die Grundsätze zur Auslegung und Bemessung der Baustrukturen, die Merkmale der Hauptbaustrukturen des Reaktorgebäudes – insbesondere zweier wichtiger Verbundkonstruktionen – und das Befestigungskonzept berichtet.

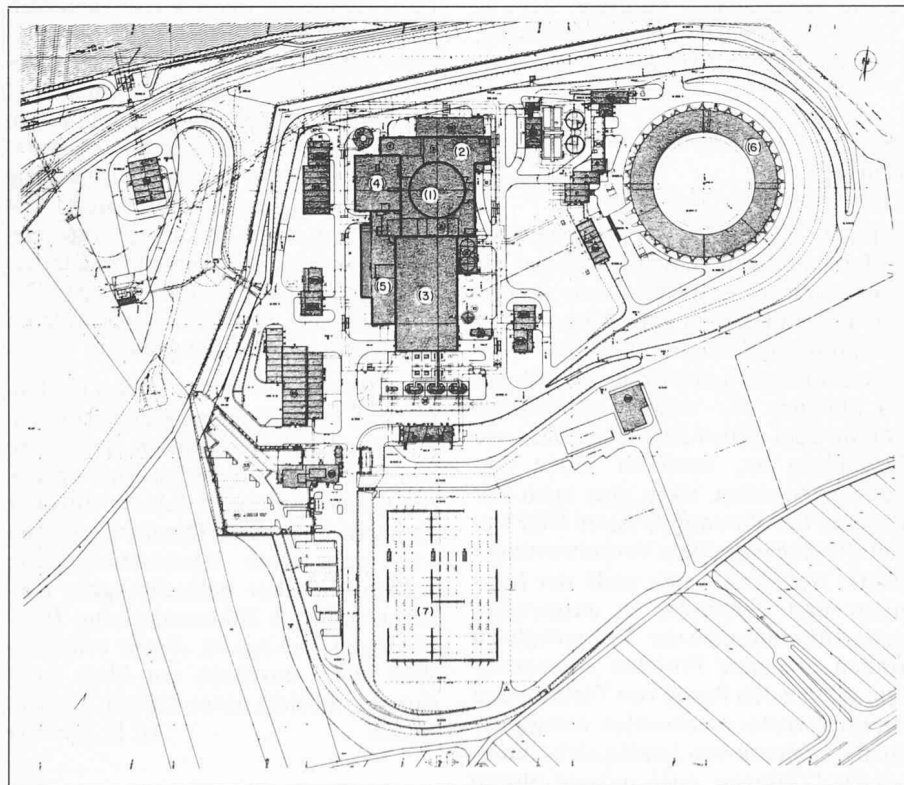
Die Gesamtanlage

Das Kernkraftwerk Leibstadt, das kürzlich in Betrieb gegangen ist, liegt auf dem Gebiet der Gemeinde Leibstadt am aargauischen Ufer des Rheins unmittelbar nach der Aare-Mündung. Es ist mit einem General-Electric-Siedewasserreaktor des Typs BWR6 ausgerüstet.

Die Gesamtanlage besteht aus über 30 Bauten, wovon im folgenden nur die wichtigsten erwähnt werden (Bild 1):

- das Reaktorgebäude (1)
- das Reaktorhilfsanlagen- und Brennelementlagergebäude (2)
- das Maschinenhaus (3)
- das Aufbereitungsgebäude (4)
- das Betriebsgebäude (5)
- der Kühlturm (6)

Bild 1. Übersicht über die Gesamtanlage des Kernkraftwerkes Leibstadt



- die 380-kV-Freiluftschaltanlage (7)

Zur Projektierung und Ausführung der Anlage erteilte die Kernkraftwerk Leibstadt AG einen Auftrag an das Konsortium BBC-Getco für das sogenannte «Schlüsselfertige Los» und an die Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG für das sogenannte «Unabhängige Los». Zum schlüsselfertigen Los gehören unter anderem die Bauten (1) bis (5), zum unabhängigen Los die Bauten (6) und (7). Die *Detailprojektierung* und einen Teil der *Fachbauleitung sämtlicher Baustrukturen* der Anlage führte die Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG durch.

Für die Überprüfung der baulichen Sicherheit wurden die unabhängigen Experten, Ingenieurbüro Basler & Hofmann und Ingenieurbüro F. Preisig, Zürich, durch die Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen (HSK) des Bundesamtes für Energiewirtschaft beauftragt. Zur Ausführungsüberwachung der sicherheitsrelevanten Stahlkonstruktionen wurde ferner der Schweiz. Verein für Druckbehälterüberwachung, Nuklearabteilung (SVDB Nuklear) beigezogen. Experten, HSK und SVDB Nuklear werden nachfolgend vereinfachend Behörden genannt.

Im Gegensatz zum normalen Hochbau besitzen die Tragkonstruktionen einiger Gebäude und Bauteile der Kernkraftwerkanlagen bedeutende betriebspezifische Funktionen und müssen für aussergewöhnliche Lasteinwirkungen ausgelegt werden. Auch die Abmessungen und die Beschaffenheit dieser Tragkonstruktionen und Bauteile weichen vom Üblichen ab und stellen spezielle bauliche Probleme, über deren Lösung im Rahmen der nächsten Kapitel berichtet wird.

Einige wichtige Baustrukturen des Kernkraftwerkes Leibstadt

Von den wichtigsten Bauteilen des Kernkraftwerkes Leibstadt weist das Reaktorgebäude die meisten Merkmale eines ausserordentlichen Gebäudes auf, dessen Projektierung der Baustrukturen besonders anspruchsvoll war. Stellvertretend für andere interessante Bauten der Anlage werden die wichtigsten Bauteile dieses Gebäudes vorerst vorgestellt (Bild 2).

Der Pedestal

Der Pedestal ist ein vertikaler Zylinder von rund 1,8 m Dicke, dessen Aussen-

durchmesser rund 9,6 m beträgt. Seine Höhe misst rund 9,2 m.

Der Pedestal besteht aus einem inneren und einem äusseren tragenden Blechmantel, welche mit Querrippen und Schubstäben zusammen verbunden und in der Fundamentplatte verankert werden. Der Innenraum ist mit tragendem Beton gefüllt. Der Pedestal dient hauptsächlich als Auflager des Reaktor-druckgefässes. Daran werden auch wichtige Rohrleitungen und Komponenten befestigt.

Der biologische Schild

In der Fortsetzung des Pedestals nach oben steht der biologische Schild. Sein Aussendurchmesser beträgt auch rund 9,6 m bei einer Wandstärke von 0,6 m. Seine Höhe misst rund 7,7 m. Die Konstruktion des biologischen Schildes ist ähnlich wie diejenige des Pedestals.

Der biologische Schild dient hauptsächlich zum Schutz des Drywellraumes gegen Strahlung und Überhitzung. An ihm werden ferner - wie am Pedestal - wichtige Rohrleitungen und Komponenten befestigt.

Der Drywell

Der Drywell besteht aus einer zylinderförmigen, vertikal stehenden Schale, an welcher verschiedene Decken und Wände angeschlossen sind. Nach oben wird er ebenfalls mit Decken zum Teil abgeschlossen und mit Wänden fortgesetzt, welche die Böden und Ränder der Wasserbecken bilden. Sein Aussendurchmesser beträgt rund 25,3 m, seine Wände sind rund 1,5 m dick, und seine Höhe misst rund 27,8 m.

Im unteren Bereich wird der Drywell ähnlich wie der Pedestal konstruiert und besitzt einen äusseren und einen inneren Blechmantel, welche in der Fundamentplatte verankert werden. Im oberen Bereich wird der Drywell aus Stahlbeton ausgeführt. Der Drywell ist baulicher Bestandteil des Druckabbausystems und hat verschiedenartige Tragfunktionen zu erfüllen. Er muss insbesondere einen Innenüberdruck von etwa 2 bar aufnehmen können und grosse Wasserbecken tragen.

Die Stahlbühnen am biologischen Schild und am Drywell

Wichtige Bauteile bilden die Stahlbühnen, die an der Aussenseite des biologischen Schildes und des Drywells als auskragende Strukturen einseitig befestigt sind. Sie sind über den ganzen Umfang und die ganze Höhe unregelmässig verteilt.

Die Stahlbühnen sind aus Walzprofilen und geschweissten Trägern konstruiert,

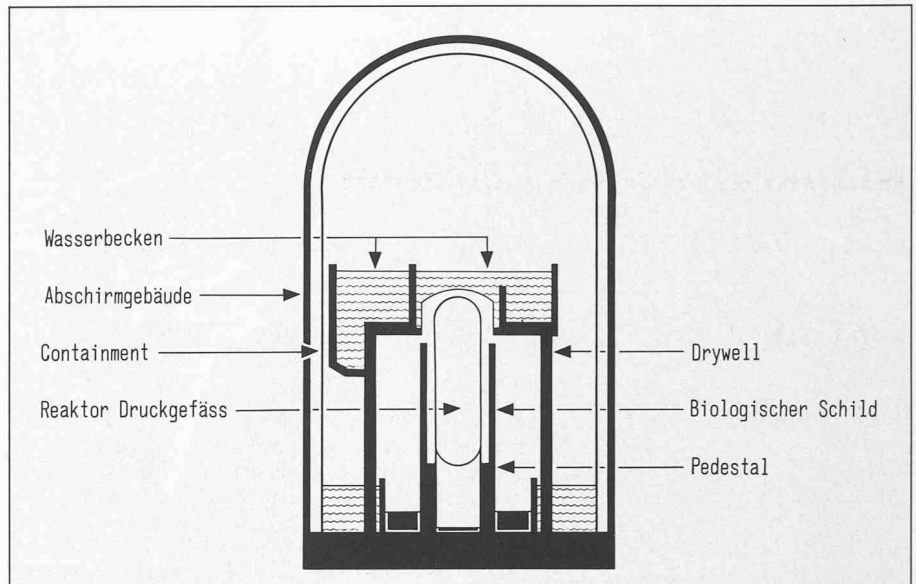


Bild 2. Die wichtigsten Bauteile des Reaktor Gebäudes

und die Abdeckung erfolgt grösstenteils mit Gitterrosten. Sie dienen zur Aufnahme von betriebswichtigen Komponenten und Rohrleitungsabstützungen, ferner zur Aufnahme von Bauteilen während Revision oder Laden (Bild 3).

Das Containment

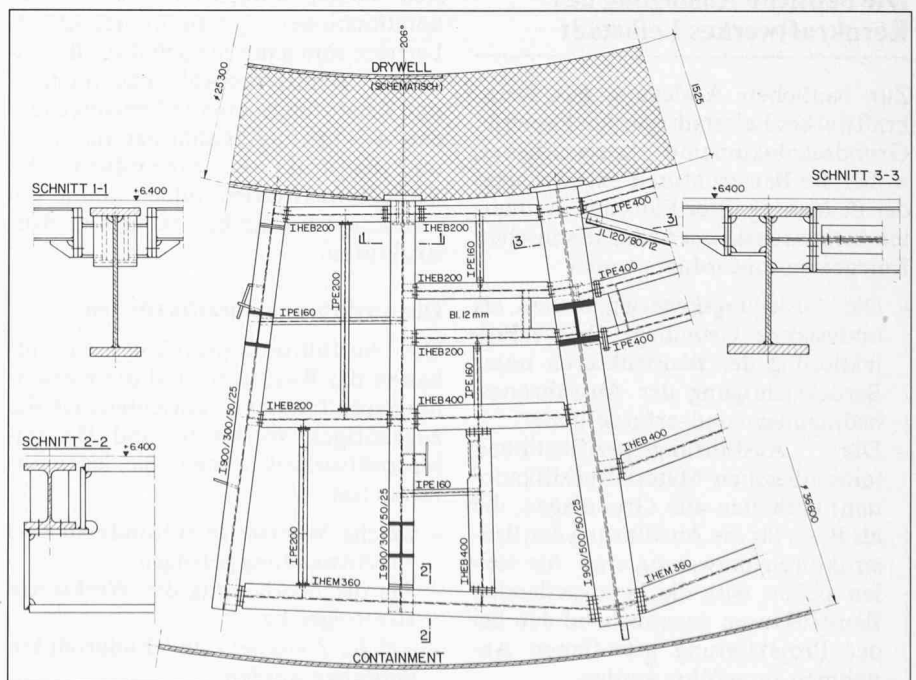
Das Containment wird nicht als Baustruktur, sondern als nukleare Komponente angesehen. Es besteht aus einer zylinderförmigen Stahlschale mit Abschlusskuppel. Die 38 mm starke Blechwand hat einen Durchmesser von rund 36,6 m und misst rund 62,7 m (bis OK Kuppel). Das Containment ist - wie der Pedestal und der Drywell - in der Fundamentplatte verankert und mit einem Bodenliner aus Stahl verschweisst.

Zusammen mit dem Bodenliner bildet das Containment eine absolut dichte Haut. Diese Haut dient hauptsächlich dazu, die durch einen allfälligen Unfall entstandene Radioaktivität innerhalb des Reaktor Gebäudes zurückzuhalten.

Das Abschirmgebäude

Das Abschirmgebäude hat die gleiche Form wie das Containment, wobei sein Aussendurchmesser 42,0 m beträgt, seine Wände 1,2 m dick sind und seine Gesamthöhe 65,6 m misst. Es wird aus Stahlbeton ausgeführt und bildet die äussere Struktur des Reaktor Gebäudes. Das Abschirmgebäude schützt alle inneren Strukturen gegen äussere Einwirkungen und dient insbesondere als Abschirmung gegen Flugzeugabsturz.

Bild 3. Beispiel einer Stahlbühne am Drywell (Ausschnitt der Hauptkonstruktion)



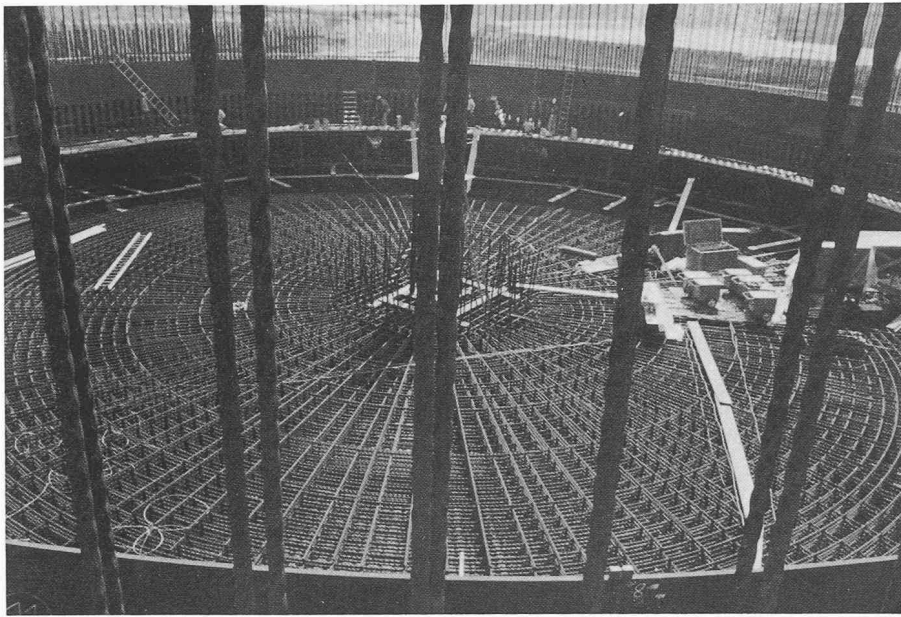


Bild 4. Die untere Bewehrung der Fundamentplatte und die bereits verlegten Verankerungsbleche des Containments und des Drywells

Die Fundamentplatte

In der Fundamentplatte aus Stahlbeton werden alle bisher erwähnten Baustrukturen (ausgenommen Stahlbühnen) verankert (Bild 4). Sie hat eine kreisrunde Form. Ihr Durchmesser beträgt 42,0 m, und ihre Stärke misst 4,50 m. Sie besitzt eine dichte Haut an der Oberfläche (Bodenliner) und wird vom Baugrund mit einer Grundwasserisolation getrennt.

Die Fundamentplatte des Reaktorgebäudes steht weit oberhalb des Grundwasserspiegels auf sehr gutem, tragfähigem Niederterrassenschotter, der aus frostsicherem, dicht gelagertem, sauberm Sand mit wenig Kies besteht.

Die bauliche Auslegung des Kernkraftwerkes Leibstadt

Zur baulichen Auslegung des Kernkraftwerkes Leibstadt wurden zweierlei Grundsatzdokumente ausgearbeitet, wobei die Baustrukturen entsprechend der Bedeutung ihrer Funktion definierten Sicherheitsklassen und seismischen Kategorien zugeordnet wurden:

- Die Auslegungskriterien dienen als umfassende Grundlage für die Projektierung der Baustrukturen unter Berücksichtigung der Ausführungsbedingungen und -erfordernisse.
- Die Ausführungsspezifikationen (einschliesslich Materialspezifikationen) enthalten alle Grundlagen, die als Basis für die Ausführung der Baustrukturen notwendig sind. Sie stellen sicher, dass die herzustellenden Baustrukturen entsprechend den bei der Projektierung getroffenen Annahmen ausgeführt werden.

Die Auslegungskriterien und die Ausführungsspezifikationen sind die Instrumente einer aktiven Qualitätssicherung der Baustrukturen, und ihnen kommt eine zentrale Bedeutung zu. Ihre Basis und ihren sehr wichtigen Bestandteil bilden die einschlägigen Bau-normen, die zur Auslegung der gewöhnlichen Baustrukturen dienen. Insbesondere sind sämtliche in den Bau-normen enthaltenden Grundsätze zur Sicherstellung der Tragfähigkeit und der Duktilität der Baustrukturen unbeschränkt gültig.

Die Auslegungskriterien

In den Auslegungskriterien werden die Belastungen, die auf die Baustrukturen wirken, detailliert spezifiziert. Die Lasten werden aufgelistet und in Lastkombinationen zusammengefasst. Letztere sind dann je nach ihrer Bedeutung (Auftrittswahrscheinlichkeit und Zerstörungspotential) entsprechenden Ausnutzungsgraden der Baustoffe und Baustrukturen zuzuordnen. Die Auslegungskriterien bilden somit die Grundlage für die Bemessung der Baustrukturen.

Die Ausführungsspezifikationen

Die Ausführungsspezifikationen enthalten die Werkstoff- und die Herstellungsspezifikationen einschliesslich die zugehörigen Werkstoff- und Herstellungsprüfspezifikationen. Sie legen im Detail fest:

- welche Werkstoffe (Grundmaterial) zur Anwendung gelangen
- wie die Bearbeitung der Werkstoffe zu erfolgen hat
- welche Zwischen- und Endprodukte entstehen werden

Bei jeder Stufe der Werkstoffbearbeitung – beginnend beim Grundmaterial bis zum Endprodukt – werden die Qualitätsanforderungen gestellt und die Art, wie die Qualitätskontrolle zu erfolgen hat, angegeben.

Generelle Aspekte zur Bemessung der Baustrukturen

Als Grundlage für die Bemessung der Baustrukturen dienen die Auslegungskriterien. Dabei gibt es grundsätzlich drei verschiedene Beanspruchungsarten zu beachten, deren wichtigste Merkmale im folgenden beschrieben werden.

Die *erste Beanspruchungsart* beinhaltet die Hauptlasten im Betriebszustand, d. h. im wesentlichen das Eigengewicht der Struktur und die nominellen Betriebslasten (ohne die Zwangsbeanspruchungen infolge Temperatur usw.). Zu den nominellen Betriebslasten gehört zum Beispiel das in den Auslegungskriterien normierte Betriebserdbeben. Wie bei konventionellen Bauten soll sich die Tragstruktur unter dieser ersten Beanspruchungsart *weitgehend elastisch* verhalten. Die Materialspannungen sind bei diesem Lastniveau entsprechend klein und in der Regel nicht massgebend bei der Bemessung. Viel einschneidender sind – insbesondere bei Stahlstützkonstruktionen von Rohrleitungen – die extrem hohen Steifigkeitsanforderungen, die oft zu ungewöhnlich grossen Querschnittsdimensionen der Stahlträger führen.

Die *zweite Beanspruchungsart* besteht im wesentlichen aus der Kombination von Betriebs- und *Sonderlasten*. Unter Sonderlasten verstehen wir Belastungsfälle, die mit sehr *geringer Wahrscheinlichkeit* während der Betriebsdauer der Anlage auftreten können. Es sind dies zum Beispiel:

- Rohrleitungsbrüche, die zu Überflutung gewisser Räume und zu hohen Druck- und Temperaturbeanspruchungen der Baustruktur führen können
- das sogenannte Sicherheitserdbeben mit etwa doppelten Grundbeschleunigungswerten gegenüber dem Betriebserdbeben
- den Lastfall Flugzeugabsturz, bei dem nebst der Geschosswirkung durch die Triebwerke (Durchstanzefekt) auch extrem hohe lokale Flächenlasten aufzunehmen sind (Bild 5).

Für solche Sonderlasten werden entsprechend geringere Lastfaktoren für den Nachweis der Tragsicherheit der Struktur zugrunde gelegt. Die sicher-

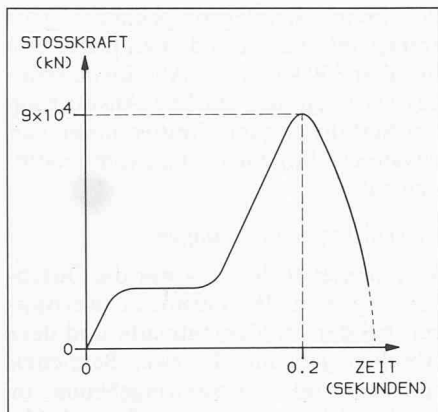


Bild 5. Stoßkraft infolge Flugzeugabsturz in Funktion der Zeit

heitsrelevanten Einrichtungen müssen jedoch auch bei diesen Belastungsarten noch funktionstüchtig bleiben, so dass nur in beschränktem Masse lokale, plastische Deformationen in Kauf genommen werden dürfen. Aufwendige dynamische Berechnung der Strukturen zu den Lastfällen Erdbeben und Flugzeugaufprall (Berechnung der Antwortspektren der Schwingungen in jedem Raum) müssen durchgeführt werden, um deren Einfluss auf die eingebaute Anlage zu ermitteln. Beim Reaktorhilfsanlage-Gebäude ist es sogar zweckmässig, eine «Prallwand» (Bild 6) vor der eigentlichen Tragstruktur aufzubauen. Damit sind die Einrichtungen im Innern des Gebäudes vor Erschütterungen und Beton-Abplatzungen infolge Flugzeugabsturz geschützt. Die Anforderung an diese Prallwand ist nur, dass ihre Tragfähigkeit, gerechnet mit Hilfe der Plastizitätstheorie, grösser ist als die Stoßbelastung infolge Flugzeuganprall.

Durch die Sonderlasten ergeben sich oft aussergewöhnlich grosse Querschnittsabmessungen der Strukturen. Auch die resultierenden Bewehrungsgehalte werden relativ hoch und führen nicht selten zu schwierigen Konstruktionsaufgaben. Immer muss jedoch eine genügende Verformbarkeit der Struktur gewährleistet sein, damit speziell bei allfälligen schockartigen Belastungen genügend plastische Deformationsenergie vor dem Kollaps der Struktur aufgenommen werden kann (Duktilitätsnachweis).

Die dritte Beanspruchungsart besteht aus Zwangsbeanspruchungen. Kennzeichnend für die Baustrukturen des nuklearen Teils des Kernkraftwerkes sind die massigen Bauteile, bedingt einerseits durch den erforderlichen Strahlenschutz und andererseits durch die ungewöhnlich hohen Sonderlasten, die der Bemessung zugrunde gelegt werden müssen.

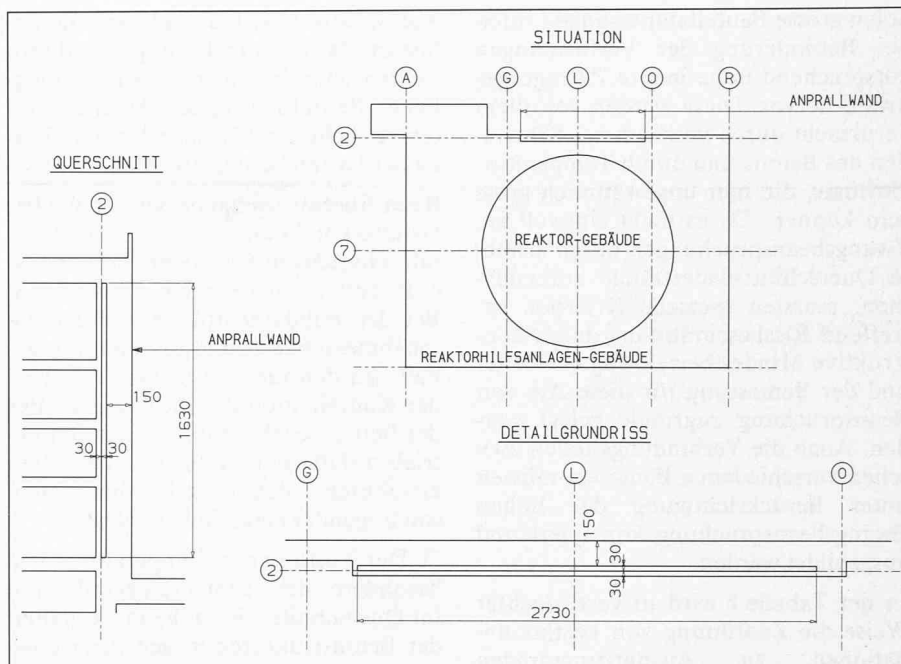


Bild 6. Anprallwand auf der Ostseite des Reaktorhilfsanlagen-Gebäudes (alle Masse in cm)

Tabelle 1. Lastkombinationen und dazugehörige Ausnutzungsgrade

Lastkombination	Betriebslasten		Sicherheitserdbeben oder Unfall infolge Rohrleitungsbruch	Flugzeugabsturz
	1)	2)		
Ausnutzungsgrad	0.55	0.60	0.67	1.0
Globaler Sicherheitsfaktor	1.80	1.65	1.50	1.0
Nachweis im Querschnitt				Nachweis für Tragstruktur
1) ohne Betriebsbeben und ohne Zwängungskräfte				
2) mit Betriebsbeben und mit Zwängungskräfte				

Tabelle 2. Mindestbewehrung in massigen Bauteilen

Stabdurchmesser	Stärke des Bauteils	≤ 50 cm	≥ 50 cm
		μ_{min} des Gesamtquerschnittes pro Seite	$f_{e, min}$ pro Seite
∅ ≤ 16 mm		0,30 %	15 cm ² /m
∅ = 18 mm		0,33 %	17 cm ² /m
∅ = 20 - 26 mm		0,38 %	19 cm ² /m
∅ ≥ 30 mm		0,40 %	20 cm ² /m
Maximaler Abstand der Armierungsstäbe: 20 cm			

Tabelle 3. Zulässige Materialspannungen für Bauteile, bei denen Betriebslasten zusammen mit hohen Zwangsbeanspruchungen massgebend werden

Lastkombination	Beton $\beta_{w28} = 30 \text{ N/mm}^2$	Bewehrungsstahl III
Betriebslasten+Zwängungen	Randspannungen	Zugspannungen
Zulässige Spannungen	18 N/mm ²	370 N/mm ²

Solch grosse Bauteilabmessungen rufen bei Behinderung der Verformungen entsprechend hohe innere Zwängungskräfte hervor. Diese werden vor allem verursacht durch verhindertes Schwinden des Betons und durch Temperatureinflüsse, die hier ungewöhnlich gross sein können. Da es nicht sinnvoll ist, Zwangsbeanspruchungen durch erhöhte Querschnittswiderstände aufzunehmen, mussten spezielle Kriterien betreffend Rissbeschränkung durch konstruktive Mindestbewehrung erarbeitet und der Bemessung für diese Art von Beanspruchung zugrunde gelegt werden. Auch die Verbindungsstellen zwischen verschiedenen Bauteilen müssen unter Berücksichtigung der hohen Zwangsbeanspruchung konzipiert und ausgebildet werden.

In der Tabelle 1 wird in vereinfachter Weise die Zuordnung von Lastkombinationen zu Ausnutzungsgraden wiedergegeben. Der Ausnutzungsgrad ist definiert als Verhältnis zwischen maximaler Querschnittsbeanspruchung zu rechnerischem Bruchwiderstand (plastisches Gelenk) des Querschnittes. Es ist der reziproke Wert des globalen Sicherheitsfaktors. Die Tabelle 2 zeigt, auf welche Art das Kriterium der Mindestbewehrung bei massigen Bauteilen angewendet wurde.

Für Bauteile, bei denen die *Betriebslasten zusammen mit hohen Zwangsbeanspruchungen* infolge Temperatureinflüssen massgebend waren, wurden Kriterien in Analogie zum ASME-Code erstellt. In diesen Bemessungskriterien werden wesentlich höhere Materialspannungen gegenüber den üblichen SIA-Werten zugelassen (Tabelle 3).

Merkmale der Hauptbaustrukturen des Reaktor Gebäudes

Die Hauptbaustrukturen des Reaktor Gebäudes mussten für die verschiedensten – zum Teil erheblichen – Lasten ausgelegt werden (Betriebslasten, Erdbeben, Flugzeugabsturz usw.). Sie werden durch zum Teil sehr grosse Abmessungen und hohen Ausnutzungsgrad gekennzeichnet.

Die Stahlbetonkonstruktion

Zu den anspruchsvollsten Stahlbetonkonstruktionen des Kernkraftwerkes Leibstadt zählen das Abschirmgebäude und die Fundamentplatte des Reaktor Gebäudes.

Belastungen und Lastkombinationen

Von massgebender Bedeutung für die Bemessung der Baustrukturen des

Kernkraftwerkes Leibstadt war die Erfassung der Einzelbelastungen und ihre richtige Zuordnung einer Anzahl möglicher Betriebszustände. Dabei musste die zeitliche und örtliche Kompatibilität der Lasten beachtet werden.

Beim Abschirmgebäude wurden die Belastungskombinationen mit dem Lastfall Flugzeugabsturz oder Sicherheitserdbeben, je nach Bereich, massgebend. Bei der Fundamentplatte wurden Betonabmessungen und Armierungsgehalte an den meisten Stellen aufgrund der Kombination der Sicherheits- oder der Betriebserdbebenlasten mit den Betriebsunfalllasten bestimmt. Bei allen erwähnten Belastungskombinationen soll folgendes betrachtet werden:

□ Der Einfluss der Temperatur – insbesondere der Temperaturgradienten im Querschnitt – kann beim Verhalten der Betonstrukturen wegen ihrer grossen Abmessungen eine massgebende Rolle spielen. Innerhalb des Drywell, zwischen Oberkante Fundamentplatte und Füllbeton, musste sogar eine spezielle Isolierschicht zur Vermeidung übersetzter Temperaturspannungen in der Fundamentplatte – als Folge eines zu postulierenden Betriebsunfalles – eingebaut werden.

□ Reduzierte Sicherheitsfaktoren wurden gegenüber der SIA-Norm 162, Ausgabe 1968, samt z. T. nachträglich erschienenen Richtlinien eingeführt, um die Einwirkung der aussergewöhnlichen Lasten entsprechend ihrer Bedeutung und Auftretenswahrscheinlichkeit zu berücksichtigen.

Ermittlung der Schnittkräfte und Bemessung

Zur Ermittlung der Schnittkräfte und anschliessenden Bemessung des Abschirmgebäudes und der Fundamentplatte wurden anhand verschiedener Finite-Element-Programme, je nach Struktur und Belastungsgrad, umfangreiche Berechnungen durchgeführt.

□ Beim Abschirmgebäude wurden die Schnittkräfte für alle Lastfälle, ausgenommen Flugzeugabsturz, mit axisymmetrischen Schalenelementen des Finite-Element-Programmes ANSYS ermittelt. Für den Lastfall Flugzeugabsturz wurde mit einem Programm mit isoparametrischen, axisymmetrischen, dünnwandigen Elementen von Chan et al gerechnet.

□ Bei der Fundamentplatte kamen mehrere Finite-Element-Programme zum Einsatz, darunter das Programm STRIP für den Lastfall Erdbeben und das Programm ANSYS für die übrigen Lastfälle.

Trotz ihrer grossen Abmessung weisen Fundamentplatte und Abschirmgebäu-

de hohe Armierungsgehalte (über 150 kg/m^3 in der Fundamentplatte und bis über 350 kg/m^3 im Abschirmgebäude) als Folge der starken Ausnutzung des Stahlbetonquerschnittes unter den aussergewöhnlichen Lastkombinationen auf.

Bewehrungsschweissungen

Von grosser Bedeutung war die Durchführung von Bewehrungsschweissungen bei der Fundamentplatte und dem Abschirmgebäude: In zwei Bereichen (Einspannstelle Abschirmgebäude in der Fundamentplatte und Kuppel Abschirmgebäude) genügte der Platz im Beton für die Überlappung der Stahlbewehrung nicht, und die geschweissten Stossverbindungen kamen als einzige – allerdings sehr kostspielige – Alternative zur Anwendung (Bild 7). In der Fundamentplatte wurden rund 6000 Schweisstösse durchgeführt, in der Kuppel des Abschirmgebäudes rund 12 000.

An diese Stossverbindungen wurden hohe Anforderungen gestellt, indem sie in keinem Fall die Schwachstelle der Bewehrung darstellen durften (Sollbruchstelle ausserhalb der Schweissung). Die Sicherstellung der erforderlichen Schweissnähte erfolgte durch den Einsatz von geprüften Schweissern, geprüften Schweissverfahren, örtlicher Schweissüberwachung und das Anfertigen von Parallelschweissungen für zerstörende Prüfungen. Der ganze Vorgang erfolgte aufgrund behördlich genehmigter Spezifikationen.

Die Stahlbühnen am Drywell

Die Stahlbühnen am Drywell stellen schwere Konstruktionen mit mehrheitlich biege- und torsionssteifen Verbindungen dar. Sie werden durch aufwendige Stirnplattenverbindungen und beträchtliche Schweissvolumen gekennzeichnet. Die Gesamttonnage des montierten Stahles belief sich auf rund 550 t.

Das statische System

Die am Drywell einseitig befestigten Stahlbühnen – keine Abstützung am Containment möglich – bilden als statisches System auskragende Strukturen, die teils über mehrere Ebenen zusammenhängen. Die aus dem Layout des Reaktorsystems herrührende, sehr unregelmässige Gestalt der Bühnen und die vom Betriebssystem sowie den Sicherheitsfunktionen gestellten hohen Anforderungen bezüglich Belastung und Federsteifigkeit – dies bei beschränkt zur Verfügung stehendem Platz für die Stahlträger – führten zwangsläufig zu teilweise ungewöhnlichen Konstruktionsformen.

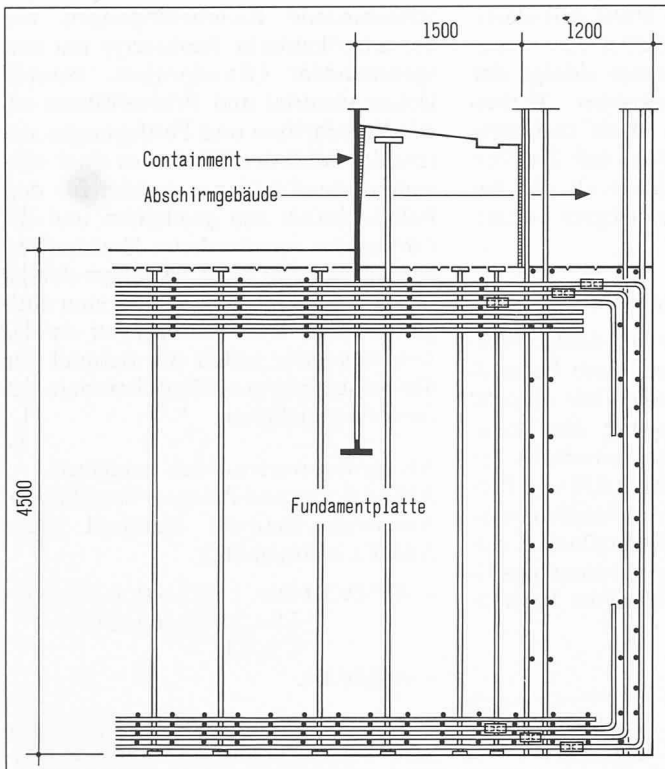


Bild 7. Detail des Bewehrungsanschlusses zwischen Fundamentplatte und Abschirmgebäude des Reaktorgebäudes

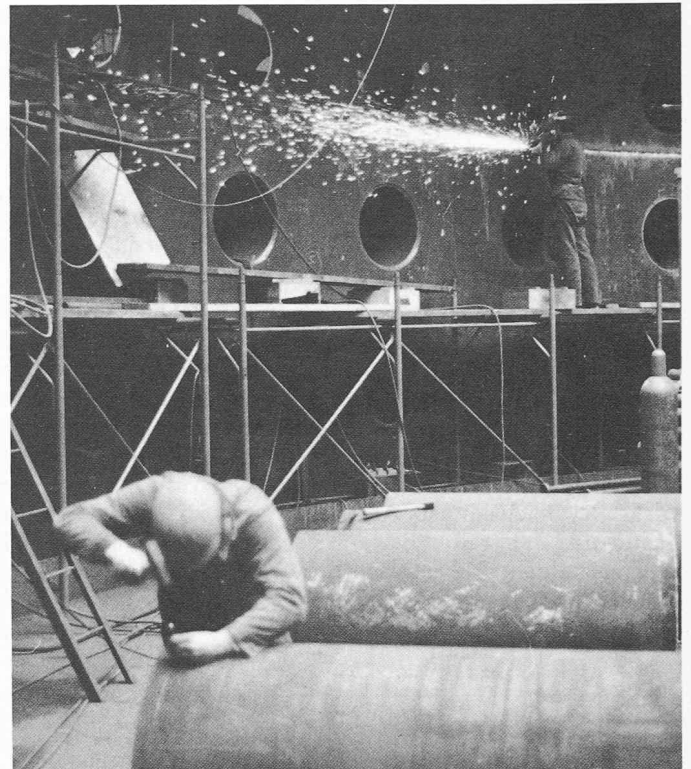


Bild 8. Montagearbeiten am Drywell. Vorbereiten eines VO-Rohres zum Ablängen vor dem Einbau

Es ergaben sich, im Verhältnis zur Stablänge, sehr starke Träger mit grösstensteils steifen Verbindungen untereinander sowie meist starre Einspannungen in der Betonstruktur. Bei den sich daraus ergebenden statisch hochgradig unbestimmten Systemen ist deshalb die Schubverformung relevant, und sie wurde bei der Berechnung mitberücksichtigt.

Die Berechnung

Die Berechnung erfolgte nach der Elastizitätstheorie I. Ordnung. Die Ermittlung der Schnittgrössen, Spannungen und Deformationen geschah zum grössten Teil mit Hilfe des Computerprogramms «STATIK».

Die Bühnenstrukturen sind in Konstruktionsetappen eingeteilt worden, die in der Regel ein für sich eigenes statisches System bildeten. Das Zusammenwirken mit benachbarten Konstruktionsetappen wurde ersatzweise durch entsprechende einzugebende Randbedingungen berücksichtigt. Um die temperaturbedingten Zwängungskräfte in Grenzen zu halten, sind verschiedentlich zwischen und auch innerhalb der Konstruktionsetappen Freiheitsgrade in Form von in Stabachse verschieblichen Gelenken eingebaut.

Die Ingenieurspezifikation und Stahlqualitäten

Die Stahlbühnen am Drywell wurden auf der Basis einer Ingenieurspezifikation projektiert und ausgeführt, die

eine Erstaussage dieser Art darstellte. Sie wurde in der Absicht erstellt, einen Ausführungsstandard zwischen den hohen Anforderungen an den eigentlichen nuklearen Stahlkomponenten wie Reaktordruckgefäss, Containment und dem «gewöhnlichen Stahlhochbau» gemäss SIA-, SZS- oder AISC-Standard zu schaffen. Angewendet wurden in erster Linie Stahlgüten gemäss DIN 17100 «Allgemeine Baustähle». Zu den Festigkeitsstufen 37 und 52 gehörten die Gütegruppen 2 und 3.

Die Verbundkonstruktionen

Vor allem aus konstruktiven Gründen wurden einige der ursprünglich als Stahlbetonkonstruktion vorgesehenen Baustrukturen – oder Teile davon – als Verbundkonstruktionen ausgebildet: Dies sind insbesondere das Reaktoredestal und der untere Teil des Drywells. Der Querschnitt dieser Bauteile wird an manchen Orten durch grosse Öffnungen und Aussparungen empfindlich geschwächt, wo die wirkenden Lasten am grössten sind. Anstelle eines Auswechslens der Armierung in diesen Bereichen – mit entsprechender unzulässiger Massierung der Bewehrungsstäbe, die nicht fachgerecht hätten einbetoniert werden können – wurden an den Aussenseiten der Betonquerschnitte Bleche angeordnet. Diese Bleche dienen als flächenmässige «verschmierte» Bewehrung, deren kraftschlüssige Verbindung mit dem Beton durch Kopfbolzendübel gewährleistet wird. Über einzelne

Aspekte der Bemessung, der Konstruktion und der Ausführung dieser Verbundkonstruktion wird im nächsten Kapitel berichtet.

Die Verbundkonstruktionen des Drywells und des Pedestals

Die Verbundkonstruktion mit Kopfbolzendübel eignet sich in ganz besonderem Masse, um beim Bau von Kernkraftwerken mit den speziellen Anforderungen bezüglich Auslegung und Sicherheiten angewandt zu werden. Bei der Anlage Leibstadt wurden im Nuclear-Island-Bereich der Pedestal ganz und der Drywell im unteren Bereich in Verbundkonstruktion ausgeführt. Ausser dem Zusammenwirken von Stahl- und Stahlbeton galt es bei beiden Bauteilen, noch zahlreiche andere Probleme wie Verankerungen, Krafteinleitungen, Fragen der Fertigung usw. zu lösen. Die nachfolgenden Ausführungen beschränken sich in erster Linie auf Begründen und Darstellen der getroffenen Lösungen; auf die Statik, auch bei komplizierten Systemen heute zweckentsprechend lösbar, wird nur summarisch eingegangen.

Beide Bauteile – Drywell und Pedestal – sind von ihrer Grundform her stehende dickwandige Zylinder. Innen- und Aussemäntel bestehen aus Stahlblechen, welche mit dem tragenden und bewehrten Betonkern mittels Kopfbolzen ver-

dübelt sind. Die grosse Sicherheit einer solchen Konstruktion beruht im wesentlichen auf den folgenden Eigenschaften:

□ Hinsichtlich der Stabilität ist die Verbundkonstruktion jeder reinen Stahlkonstruktion überlegen, da ein Beulen weder im Gesamten noch örtlich auftreten kann.

□ Aus der erfolgten Berechnung mit starren Dübeln resultiert eine weitere Tragreserve, bedingt durch die Nachgiebigkeit der Dübel. Örtliche Kräfteinleitungen finden allmählich und in grösseren Bereichen statt, was sich in verschiedener Hinsicht günstig auswirkt. Bei gleichzeitigem Auftreten von Schub- und Zugkräften liegt die effektive Tragkraft der Dübel wesentlich über den der Berechnung zugrunde gelegten Werten.

□ Die durchgeführte Statik mit elastischem Nachweis beinhaltet eine weitere Sicherheitskomponente infolge der Möglichkeit zu plastischer Verformung. Diese Reserve ist im vorliegenden Fall und mit Bezug auf die Verbundkonstruktion grösser als die der Berechnung zugrunde gelegten konservativen Sicherheiten.

Die Ausführungsgrundlagen

Für die Realisierung der beiden Verbundstrukturen Drywell und Pedestal dienten gemäss vorstehendem Kapitel «Die bauliche Auslegung des Kernkraftwerkes Leibstadt», einerseits die Auslegungskriterien für Statik und Projekt sowie andererseits die Ausführungsspezifikation für die Herstellung. Letztere, die sogenannte «Ingenieurspezifikation», wurde ebenfalls vom Projektverfasser erarbeitet.

Verschiedene Randbedingungen wie der amerikanische Reaktortyp mit entsprechendem Grundprojekt, europäisches Material und Prüfverfahren sowie Vorschriften und Festlegungen seitens der Behörden führten zu einer «Ingenieurspezifikation», welche für den Fall Leibstadt neu geschaffen und Erfordernisse verschiedener Herkunft zu berücksichtigen hatte. Es folgen daraus und aus Anschlusspezifikationen einige Auszüge. Die Bedingungen an das Grundmaterial sollen als Beispiel für die vielseitigen qualitätssichernden Anforderungen dienen.

Als Basisnormen wurden festgelegt: ASME Boiler and Pressure Vessel Code American National Standard (kurz ASME), insbesondere

- ASME III Div. 1 Subsection NE, NF Div. 2 Subsection CA, CB, CC
- ASME IX.

Als Grundmaterial wurde der schweisbare Feinkornbaustahl WStE 36 verwendet. Spezifikation gemäss:

- SEW 089-70 (Schweisbare Feinkornbaustähle - Gütevorschriften)
- SEW 088-69 (Schweisbare Feinkornbaustähle - Richtlinien für die Verarbeitung)
- SEL 072-69 (Ultraschallgeprüftes Grobblech, Techn. Lieferbedingungen)
- SEL 096, 1. Ausgabe (Beanspruchungen senkrecht zur Erzeugnisoberfläche)

VdTUV Werkstoffblatt 12-354, 2.72

sowie weitere im Zusammenhang mit Materialprüfung und zerstörungsfreier Prüfung beigezogene DIN-Normen und AD-Merkblätter.

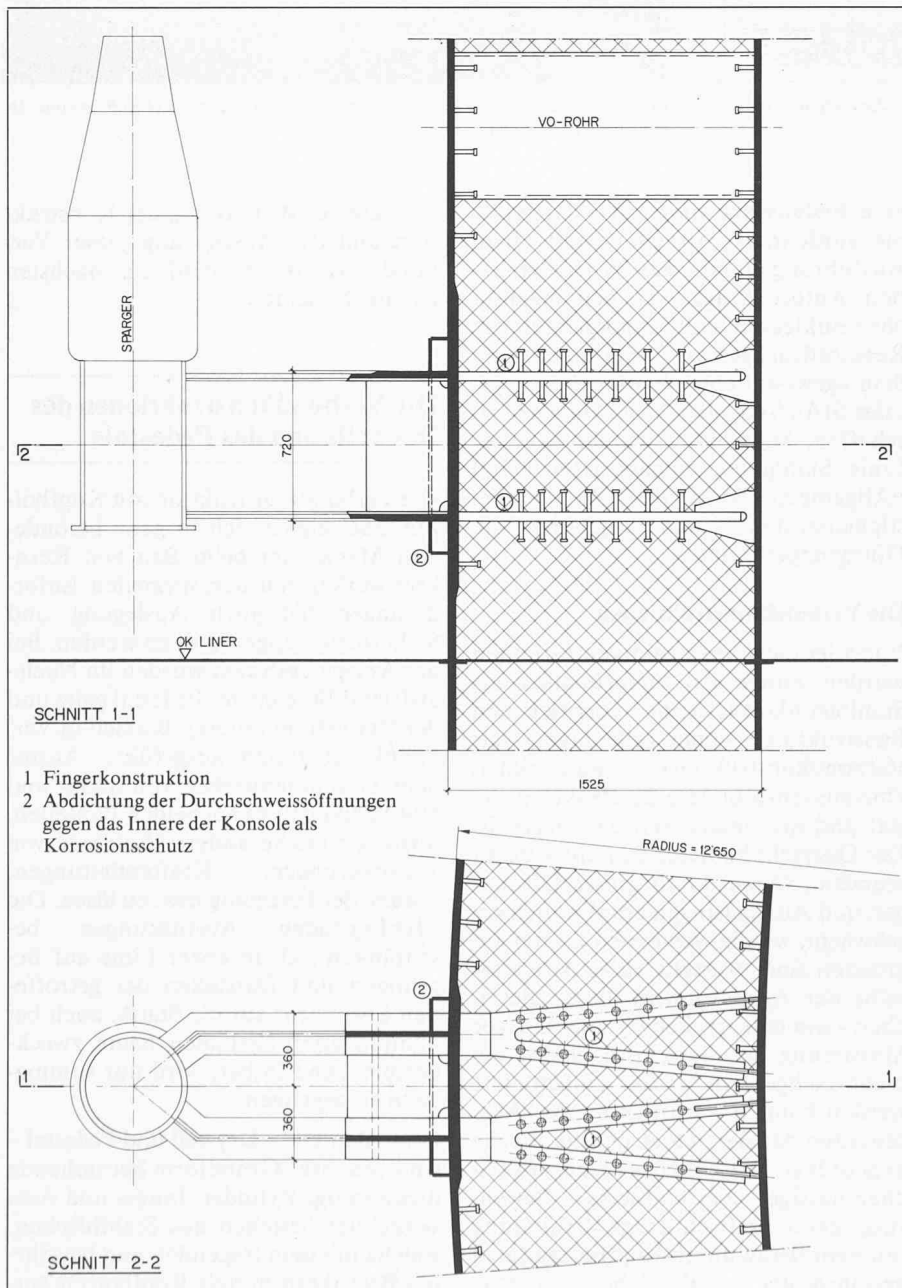
Provenienz: Acciaierie e Ferriere Lombarde Falck, Sesto S. Giovanni (Italien) sowie Acierie Marrel SA, Rive de Gier (Frankreich).

Chemische Analysen gemäss SEW 089-70

Mechanische Prüfungen gemäss SEW 089-70, namentlich:

- Zugproben in Dickenrichtung gemäss SEL 096. Vom Material des Pedestalkopfs zusätzliche Warmzugversuche bei 300 °C.
- Zusätzliche Prüfungen an Blechen, die während der Fabrikation spannungsarm gegläht werden: die Wärmebehandlung der Probeabschnitte im Lieferwerk mit einer Haltezeit von 6 h bei einer Temperatur von 555 ± 25 °C
- Ultraschall-Flächenprüfung, Klasse 2, Fläche und Randzonen. Nachkontrollen im Werk des Herstellers bei besonders senkrecht zur Blechoberfläche beanspruchten Zo-

Bild 9. Sparger-Abstützung mit Verankerung:



nen gemäss ASME III in Anlehnung an SEL 072-69, Klasse 1-2

- Informative Prüfungen: Bestimmung der Steilabfallage bei dicken Blechen, Feststellung der seitlichen Breitung und des Trennbruchanteiles gemäss ASME III.

Als *Kopfbolzendübel* wurde der Typ Nelson KD in St 37-3 K und St 52-3, gemäss Werksnormen des Lieferanten und DIN 17100. Schweissverfahren nach ASME III bzw. Merkblatt DVS (Deutscher Verband für Schweisstech-nik) 0905 vom Dezember 1972.

Die *Stäbe der Schubbewehrung im Pedestal* wurden sinngemäss zu DIN 6914, 6915, 6916/17200, Festigkeitsklasse 10.9 nach DIN 267 spezifiziert. Kerbzähigkeit in Anlehnung an ASME III, Ermittlung der seitlichen Breitung ebenfalls nach ASME III.

Behandlung der *Schweisszusatzwerkstoffe* gemäss Werksnormen der Lieferanten und als Richtlinie für Schweissen, Schweisserprüfungen und Schweissverfahrensprüfungen nach ASME IX.

Ferner wurden *Abnahmeprüfzeugnisse* 3.1B gemäss DIN 50049 zur Belegung der Materialgüte verlangt. Beim Grundmaterial sind zusätzliche Verwechslungsprüfungen mit Spezialstempel und in Anwesenheit des Projektverfassers durchgeführt worden.

Besonderes Gewicht legten die Behörden auf die Schweisserprüfungen, die Schweissverfahrensprüfungen und vor allem auf die eigentliche *Schweissarbeit* sowie die zerstörungsfreien Prüfungen an den Werkstücken. Richtlinien dazu waren ASME sowie in Ergänzung dazu die einschlägigen SVDB-Vorschriften. Für die Schweissungen am Werkstück wurden nebst den gewohnten Fertigungsplänen speziell erstellt:

- Schweisspläne
- Schweissplan-Übersichten
- Schweissnahtnumerierungspläne
- Fertigungs- und Prüfungspläne
- Protokolle über die Vorprüfungen, die laufende Arbeitskontrolle und die zerstörungsfreien Prüfungen.

Eine besondere Spezifikation regelte die *Reparatur* von Oberflächenfehlern an den Blechen und von Schadstellen der Schweissungen.

An *zerstörungsfreien Prüfungen* standen die üblichen Verfahren zur Verfügung:

- US-Prüfung
- Röntgen
- Oberflächenriss-Prüfung mit Farbeindringverfahren.

Der genaue Umfang der Prüfungen wurde im Detail anhand der Ferti-

gungs- und Prüfungspläne bestimmt und vom behördlichen Inspektor direkt an Ort und Stelle angeordnet.

Der Drywellunterteil

Zentrisch im Reaktorgebäude angeordnet weist der Drywell in seinem unteren Bereich einen Aussendurchmesser von 25,300 m bei einer Wandstärke von 1,490 m auf. Äusserer und innerer Mantel bestehen aus 35 mm Stahlblech, ihre Höhe reicht ab Kote -8,520 bis auf +2,000 bzw. bis auf +7,000 im Bereiche der Schleusen. Der Drywell ist in der Fundamentplatte eingespannt, der mittragende Betonkern auf die ganze Höhe zusätzlich bewehrt. Die folgenden Zusätze - von oben nach unten - beanspruchen im örtlichen Rahmen ebenfalls Stahlmäntel und Betonkern:

- 2 Auffangwannen für Pumpenaggregate, die sogenannten Sumpfe
- zahlreiche vorbereitete Abstützungen für die Befestigung der Stahlböden
- 3 x 40 Vent-Openings-Rohre (VO-Rohre) in 3 Ebenen angeordnet
- 19 Sparger-Abstützungen bzw. Futterrohre für die Abblasedüsen.

Die Mantelbleche einschliesslich aller Zubehöre umfassen einen Stahlumfang von 636 Tonnen (Bild 8).

Die Durchführung der *Detailstatik* - ausgehend von den Einzelbelastungen, den Belastungskombinationen und -kategorien - erfolgte in drei Stufen:

□ Teil 1: Ermittlung der für die Stahlbleche massgebenden Belastungskombination mittels Finite-Element-Modellen. Dabei musste auch dem unterschiedlichen Materialverhalten Stahl/Beton Rechnung getragen werden.

□ Teil 2: Definition eines räumlichen Finite-Element-Modelles «Vent region model» (VRM) zur Berechnung der resultierenden Beanspruchungen unter den ausgewählten Kombinationen. Wiederholung mit veränderten Materialkennwerten.

Die Rohre der Vent openings sind ebenfalls modelliert worden, so dass die Verbundwirkung und die daraus resultierende Beanspruchung bestimmt werden konnte, insbesondere auch die Anzahl Kopfbolzendübel. Dank der dreidimensionalen Modellierung konnten auch die Eigenspannungen einigermaßen realistisch im Bereiche der Öffnungen berücksichtigt werden.

□ Teil 3: Überlagerung der Globalbeanspruchungen mit den Auswirkungen der Krafteinleitungen aus den Sparger-Abstützungen, den zugehörigen Abblasmantelrohren, den Bühnenabstützungen und Sumpfen. Konventionelle Detailstatik der Anschlusskonstruktion

und Verbindungen anhand der vorgegebenen Belastungen.

Folgende konstruktive Lösungen wurden gewählt:

□ Im *Verankerungsbereich* zwischen der Fundamentplatte und dem Drywellunterteil war eine volleingespannte Verbindung zu realisieren, die zudem den Bodenliner im Innenraum des Containers zu durchdringen hatte. Die ausgeführte Lösung zeigt Bild 11, Teil A, grundsätzlich das gleiche Prinzip, des Pedestals:

- Direktes Überführen der Mantelbleche in die Fundamentplatte und Perforierung durch senkrecht stehende Schlitze
- Gleichmässig verteilte Kraftübertragung mittels Kopfbolzendübel
- Zweimalige Unterbrechung des Bodenliners.

Dadurch wurde bezüglich Krafteinleitung eine optimale Situation geschaffen, verbunden mit einer stahlbetongerechten konstruktiven Lösung.

□ Die *Grundstruktur des aufgehenden Bereiches* weist folgende Merkmale auf:

- Innen- und Aussenmantel sind regelmässig entsprechend den auftretenden Kräften mit Kopfbolzen Durchmesser 22 mm und Länge 175 mm verdübelt. In der Nähe von Montage-schweissstellen sind letztere aus Platzgründen nur 75 mm lang. Bei der Festlegung der Teilung wird die maximale Bolzenzugkraft auf 10 kN begrenzt.
- Der Stahlbetonkern ist durch ein orthogonales Netz in der verdübelten Zone zur Unterstützung der Kraftausbreitung Dübel/Beton und Sicherung des Betons gegen Zugkräfte aus der Wärmedehnung des Mantels zusätzlich bewehrt.

□ Anhand der Abstützungskonstruktion für die Spargers - 19 Stück, verteilt auf den ganzen Drywellumfang - soll das gewählte *Krafteinleitungsprinzip* in die *Verbundkonstruktion* beschrieben werden (Bilder 9 und 10):

- Tangentiale und vertikale Querkräfte übernimmt über Stumpfnähte bzw. Kehlnähte direkt der Mantel; bei grösseren Werten ist unter Umständen eine örtliche Verdickung der Blechschale erforderlich. Desgleichen kann, vektoriell gesehen, ein radiales Torsionsmoment angeschlossen werden.
- Normalkräfte und Kräftepaare aus Biegemomenten werden, konventionell gerechnet, als resultierende Einzelkräfte durch den geschlitzten Mantel durchgeleitet und dann aufgefächert über eine «Fingerkonstruktion» und Kopfbolzendübel im

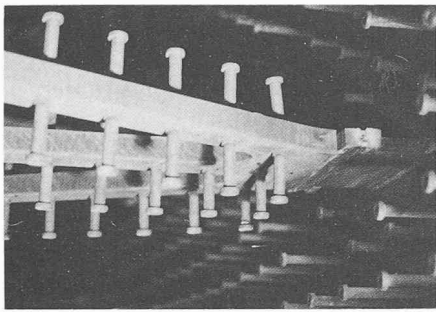


Bild 10. Fingerkonstruktion während des Einbaues

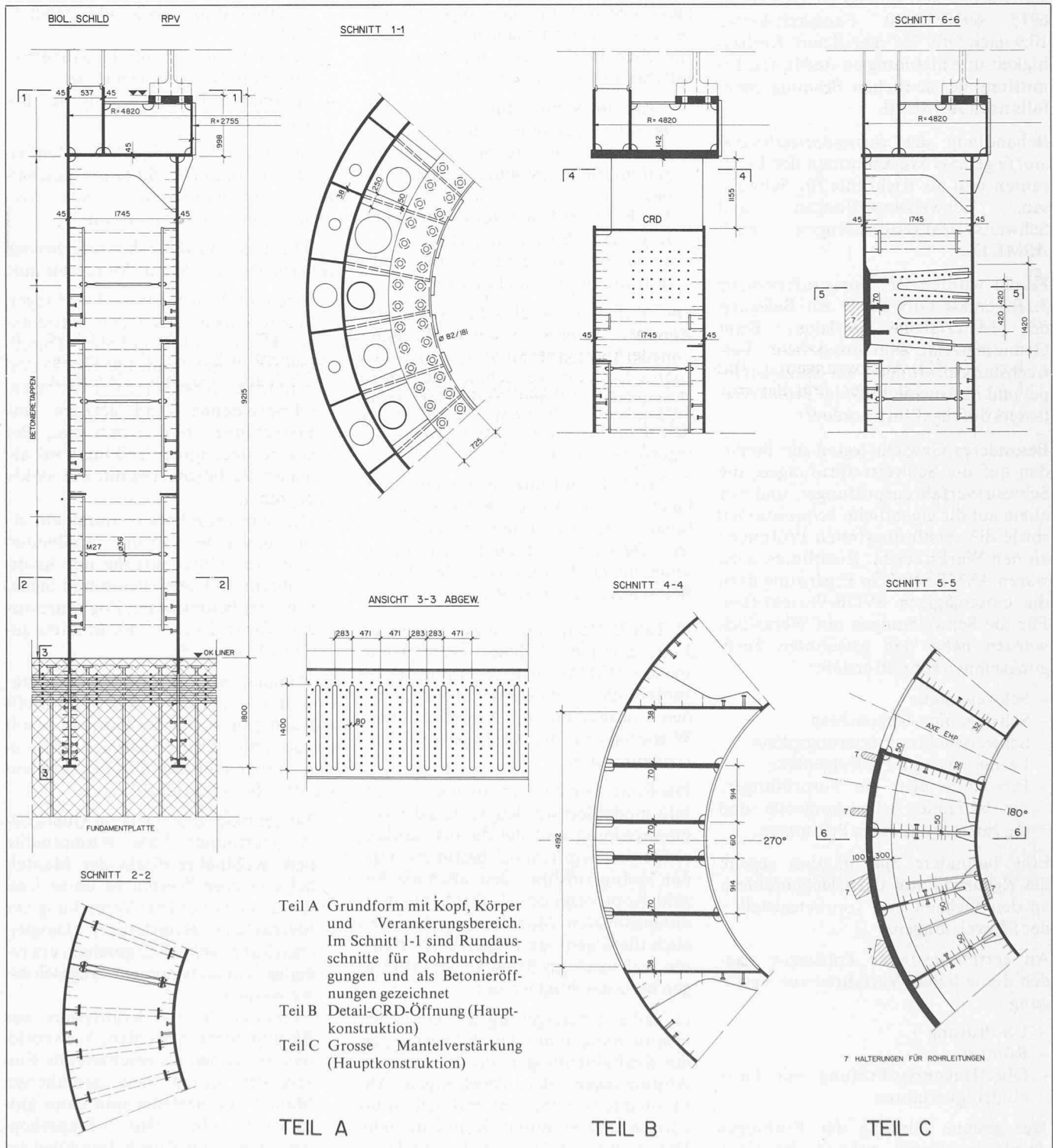
Betonkern verankert. Die Finger bestehen aus rechteckigen Vollquerschnitten, Anzahl der Stäbe, Länge, Spreizung und Dübelzahl können dem vorhandenen Platz und den Betonbedingungen angepasst werden.

- Im Fall Leibstadt sind die Finger aus montage-technischen Gründen bis zum Gegenmantel verlängert. Die dortige Verbindung wirkt dabei gleichzeitig noch als Sicherheitsreserve.

Der Pedestal

Als Auflager für das Reactor Pressure Vessel (RPV) im Zentrum des Reaktorgebäudes hat der Pedestal eine besondere Bedeutung. Er besteht aus einem 9215 mm hohen stehenden Zylinder, dessen Aussendurchmesser 9640 mm und der Innendurchmesser 5970 bzw. 5510 mm betragen. Das RPV ist mit der Bearing Plate als oberstes Pedestalelement verschraubt. Nach oben setzt sich der biologische Schild fort, der eben-

Bild 11. Konstruktion des Pedestals:



falls mit dem Pedestalkopf als Auflager fest verbunden ist. Zudem sind eine Anzahl wichtiger Rohrleitungen und Komponenten an den Mänteln befestigt (Bild 11).

Haupttragelement des *Pedestalkopfes* sind 24 je 15° über dem Umfang angeordnete Rippen von 50 mm Stärke als Hauptabmessung. Eingebunden in dieses Rippensystem sind der Innen- und Aussenmantel des biologischen Schildes und darauf aufgelagert die Bearing Plate. Zur Aufnahme der radialgerichteten Kräfte aus den Lastumleitungen dient ein über die volle Kopfbreite durchgehender und das Rippensystem durchdringender horizontaler Basisring mit Stärke 45 mm (Bild 16).

Die Wand des *Pedestalkörpers* ist 1835 mm dick und mit 45 mm starken Stahlblechen innen und aussen abgegrenzt. Vertikale Innenrippen, eine massive Verdübelung und eine spezielle Quersugbewehrung stellen die Verbindung zum mittragenden Betonkern her (Bild 15).

Es gibt im Körper drei grössere Öffnungen:

- Zwei gegenüberliegende horizontale, flache Aussparungen von rund $4,2 \times 1,1$ m, genannt Control-Rod-Drive-(CRD)-Aussparungen. Ihre Lage ist direkt unter dem Basisring des Kopfes (Bild 11, Teil B).
- Eine Bedienungsöffnung für den Innenraum von rund $1,2/0,8 \times 2,1$ m, genannt Equipment-Handling-Platform-(EHP)-Aussparung.

Eingefügt in die Grundstruktur des Pedestalkörpers sind zwei grössere verstärkte Zonen sowie Einzelverankerungen, bedingt durch die zum Teil grossen Anschlusskräfte der Rohrleitungen und Komponenten. Dazu durchlaufen zahlreiche Rohrdurchdringungen verschiedener Durchmesser die Zylinder-

wand. Das Stahlgewicht des Pedestals beträgt 387 Tonnen.

Detailstatik

Zur Durchführung der Detailstatik wurde für den Pedestal ein ähnliches Verfahren wie bei der Berechnung des Drywellunterteils gewählt. Dieses kann zusammengefasst wie folgt beschrieben werden:

□ Teil 1: Berechnung der Beanspruchungen anhand eines umfassenden dreidimensionalen 360° -Finite-Element-Modelles NASTRAN im ungerissenen homogenen Zustand. Die Detailstatik der Fundamentplatte lieferte dabei die Entscheidungsgrundlage für die Wahl der Belastungskombinationen, die die grössten Beanspruchungen erzeugen und alle wichtigen dynamischen und thermischen Lastfälle enthalten. Die nicht vorhandene Achsensymmetrie infolge der drei grossen Aussparungen wie auch die örtliche Lage der antisymmetrischen Lastanteile im Pedestalkopf sind dabei berücksichtigt.

□ Teil 2: Analysierung der Computerergebnisse an den Nahtstellen der Pedestalbauteile und Ermittlung der Kraftumlagerungen infolge Aufreissens des Betons. Aus Kostengründen wurde auf Wiederholungsberechnungen via kleineres E-Modul verzichtet und die im homogenen Modell ermittelten Betonzugspannungen, falls grösser als 1 N/mm^2 , integriert und den Stahlmänteln zugewiesen. Der Wert von 1 ist deshalb so niedrig angesetzt, weil es sich um einen dreiachsigen Spannungszustand handelt. Es folgten die Dimensionierung der Verdübelung und der Quersugbewehrung. Ein spezieller Bruchsicherheitsnachweis für die Schubbeanspruchungen mit Einbezug der zahlreichen konstruktiven Inhomogenitäten im Pedestalkörper wurde ebenfalls durchgeführt.

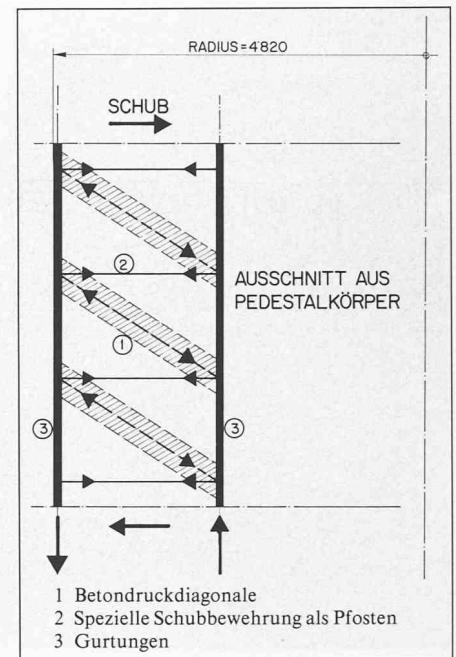


Bild 12. Schematische Darstellung der Wirkung der Schubbewehrung im Ersatzfachwerk

□ Teil 3: Spannungsnachweise an kritischen Stellen wie Pedestalkopfteile, Aussparungen und im Bereiche grösserer Öffnungen. Einbezug der Stahlstreckgrenze in Abhängigkeit von der Temperatur bei der Bestimmung zulässiger Spannungen bzw. Sicherheiten.

□ Teil 4: Bemessung aller Anschlüsse an das Pedestal und deren Verankerungen mit entsprechenden Mantelverstärkungen. Für die Stahlmäntel handelt es sich um lokale Kräfteinleitungen, die auf den globalen Spannungszustand des Pedestals keinen Einfluss haben, da z. B. einzelne Rohrbruchkräfte in globalen Einzelbelastungen bzw. Lastkombinationen zusammengefasst sind.

Während Teil 1 eine Computerberechnung darstellt, wurden die Teile 2 bis 4 vornehmlich durch Handberechnung,

Bild 13. Inneres des Pedestalkörpers mit Bewehrungsstäben

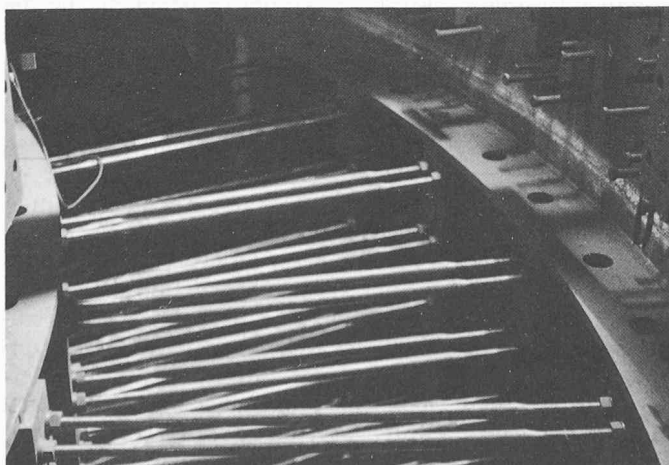
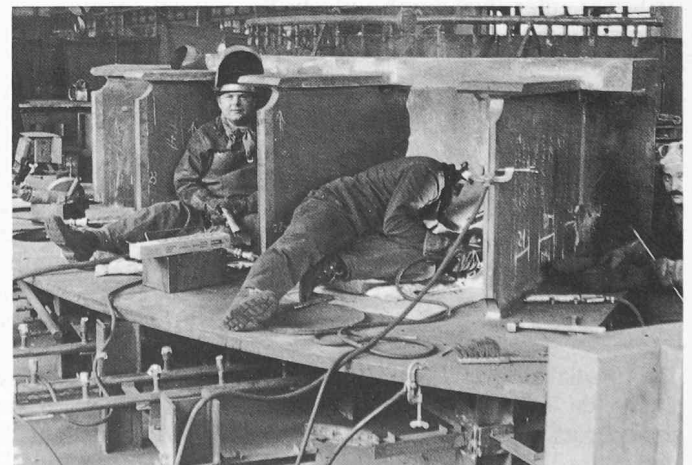


Bild 14. Ein Kopfteilstück bei den Schweissarbeiten im Werk. Durch das kontinuierliche und allseitige Vorwärmen entstanden für die Schweisser harte Bedingungen



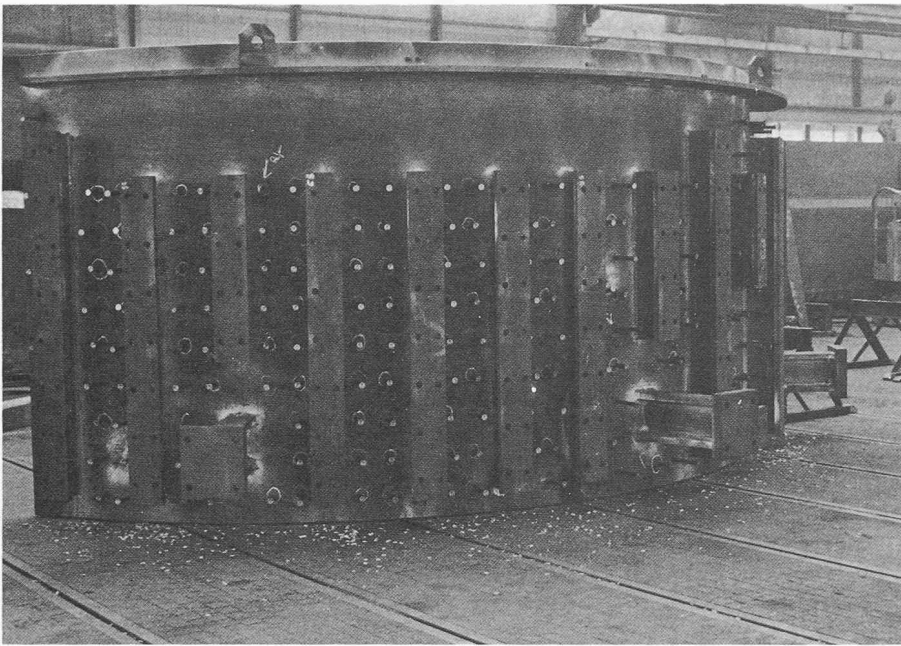
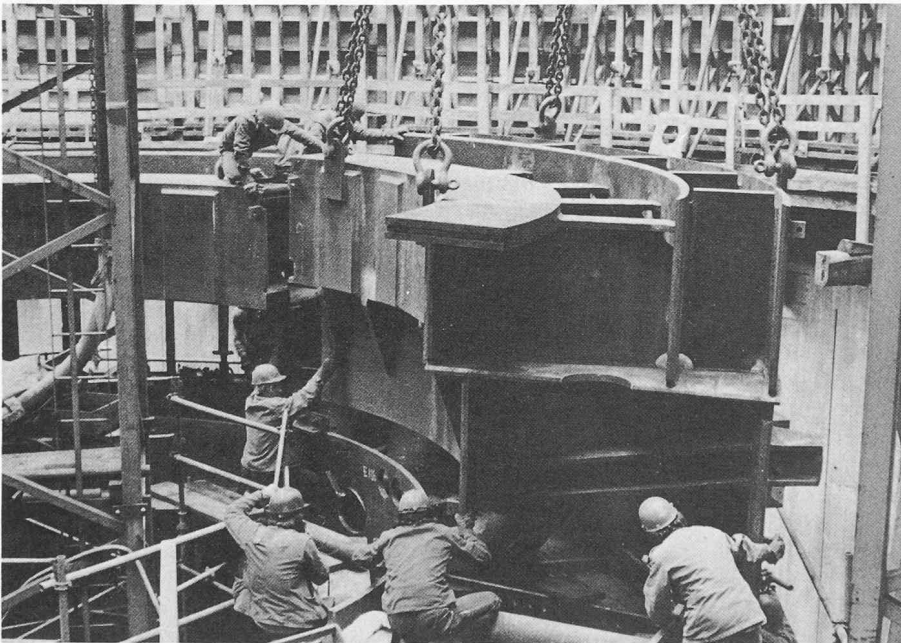


Bild 15. Montageeinheit des Innenmantels im Werk. Die Grundstruktur ist durch Einzelverankerungen von Anschlusskräften örtlich unterbrochen

Bild 16. Montage eines Kopfteilstückes auf der Baustelle



teilweise unterstützt durch einfache Rechenprogramme, angewandt auf ein lokales System, gelöst.

Aus der Reihe der gewählten technischen Lösungen wird nachfolgend auf die Schubbewehrung des Betonkerns und auf die grossen Mantelverstärkungen im Bereiche der Anschlusskräfte eingegangen. Der Verankerungsbereich des Pedestals weist die gleiche Ausbildung wie derjenige des Drywells auf.

Schubbewehrung

Die radialgerichtete Schubbeanspruchung im Verbundquerschnitt erreicht eine Grössenordnung, die vom Beton einschliesslich einer Schlaffbewehrung

nicht mehr aufgenommen werden kann. Ausserdem sind die Platzverhältnisse infolge von Durchdringungen, Rippen, Verankerungen und Aussparungen im Innern des Pedestals eng. Es drängte sich daher die Anwendung einer speziellen Schubbewehrung mit Stäben aus hochfestem Stahl auf. Die Schubkräfte werden durch das Zusammenwirken von Betondruckdiagonalen innerhalb des Kerns mit den horizontal auf Zug beanspruchten Stäben im System eines fiktiven Ständerfachwerkes aufgenommen. Die Gurtzuwachskräfte in den Knoten werden über die Kopfbolzendübel auf die Stahlmäntel geleitet (Bilder 12 und 13).

Als Materialqualität für diese Bewehrungsstäbe wurde die Festigkeitsklasse 10.9 gewählt. Die Stäbe sind mit Doppelmutter und teilweiser Vorspannung beidseitig über den Flansch einer Vertikalrippe mit T-Querschnitt mit den Mänteln verschraubt. Dazwischen ist die Ausnutzung der Stäbe auf einen gegenüber der Festigkeit reduzierten Wert begrenzt, damit die gleichen Dehnungsverhältnisse wie bei voller Ausnutzung des Stahles III gemäss SIA-Norm 162, Richtlinie 34, vorherrschen. Damit sollen keine nachteiligen Einflüsse auf das Tragverhalten des Bauteils infolge grösserer Rissbreiten, Verformungen und geringerer Steifigkeiten in Kauf genommen werden.

Ein spezielles Prozedere wurde angewandt, um bei den Verschraubungen der Stäbe keine unerwünschten Zwängungen zu erhalten.

Mantelverstärkung

Grosse Mantelverstärkungen wurden an manchen Orten notwendig: Zwischen den Azimuthen 125° bis 191° und 305° bis 11° je im oberen Bereich des Pedestalkörpers treffen aus Komponenten und Rohrleitungshalterungen eine Reihe grösserer Kräfte auf den Aussenmantel. Die Querschnittsformen der später anzuschliessenden Component supports sind dabei samt der Lage innerhalb einer gewissen Toleranz bekannt, dadurch auch der Wirkungsbereich der Lasten. Diese bewegen sich – als Beispiel dynamischer Lasten aus Rohrbruch – bis zu ± 2760 kN tangential bzw. ± 1840 kN radial sowie 370 kNm senkrecht als Vektor. Die Werte beziehen sich auf Mantelaussenkante (Bild 11, Teil C).

Als Primärmassnahme wird das Mantelblech in diesen Sektoren auf 100 mm verstärkt. Mit innenseitig angeschweissten Horizontalrippen wird ein durchlaufender Träger über vier Felder gebildet, wobei die Abstützungen aus den Rückverankerungen bestehen, die die Auflagerkräfte in den Betonkern übertragen. Die in bezug auf den Querschnittsschwerpunkt exzentrisch angreifenden Kräfte mit den sich daraus ergebenden Torsionsmomenten werden in Kräftepaare umgewandelt und jeweils den äusseren Teilquerschnitten zugewiesen. Als Verankerungen dienen, wie beim Drywell, den Platzverhältnissen angepasste Fingerkonstruktionen mit der nötigen Anzahl Kopfbolzendübel und einer Verbindung zum Innenmantel. Als Zusatzbelastung erhalten die Finger auch noch denjenigen Anteil an Kraft aus der Querbewehrung, die sie verdrängen bzw. ersetzen.

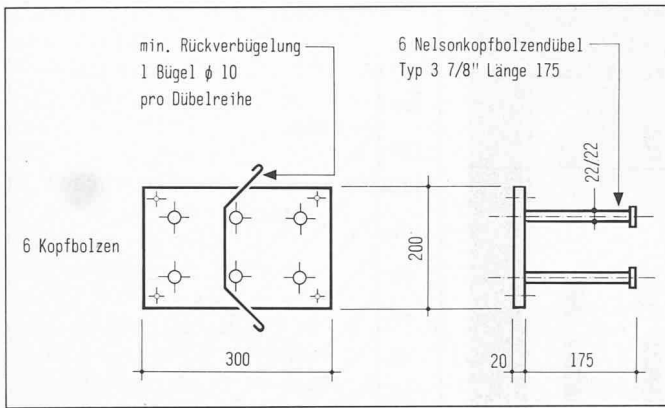


Bild 17. Ankerplatte 300/200 mit 6 Kopfbolzendübeln

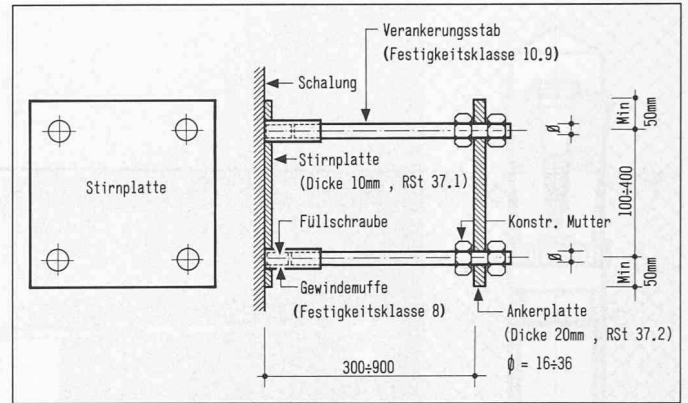


Bild 18 Prinzipkonstruktion der Ankerbolzen

Herstellung

Fabrikation und Montage stellten beim Pedestal überdurchschnittlich hohe Anforderungen an die Unternehmung. Im Mittelpunkt standen dabei der grosse Aufwand an Schweissarbeiten, die geforderte hohe Nahtqualität und die Toleranzen (Bild 14).

Die Aufteilung in Montageeinheiten umfasste, angepasst an die konstruktive Gliederung, vom Pedestalkopf einschliesslich der obersten Partie des Pedestalkörpers die Sektoren 1 bis 8 und vom Rest des Pedestalkörpers je 8, bzw. 6 Montageeinheiten des Aussen- und Innenmantels. Die gesamte Konstruktion musste, bedingt durch die Materialstärken, wärmebehandelt werden mit anschliessender nochmaliger vollständiger Ultraschallprüfung der Schweissnähte. Es wurde auch eine vollständige Werkmontage durchgeführt.

Für die Mantelelemente waren spezielle Formlehren erforderlich, die während der Schweissarbeiten und der nachfolgenden Wärmebehandlung das Einhalten der Rundung gewährleisten mussten. Die Kopfbolzen, Güte St 37-3K, wurden erst hinterher angebracht (Bild 15).

Bei den Kopfsektoren mit dem schwersten Teilstück von 36 Tonnen ergab sich folgender Arbeitsablauf:

- Brennschneiden und Walzbiegen der Bleche
- Mechanische Vorbearbeitung der Bleche (Schweisskanten)
- Zusammenbau und Schweissarbeiten, Versetzen der Kopfbolzendübel Güte St 52
- Erste Schweissnahtprüfung
- Wärmebehandlung
- Zweite Schweissnahtprüfung
- Mechanische Vorbearbeitung der Sektoren
- Werkmontage und Einpassen.

Nach erfolgter Montage und etappenweisem Ausbetonieren des Innenraumes musste die mechanische Bearbeitung der Bearing Plate - Bohrungen

und Ebenheit der Kontaktfläche mit dem Fuss des RPV - vorgenommen werden (Bild 16). Eine spezielle koordinatengesteuerte Fräs- und Bohrmaschine wurde dazu eingesetzt.

Einen Einblick in den Aufwand der Unternehmung vermittelt der benötigte Zeitbedarf:

- Werkstattpläne und technische Dokumentation, einschliesslich Genehmigung, Materialbestellung und -beschaffung 16 Monate
- Schweisser- und Verfahrensprüfungen 4 Monate
- Fabrikation mit Vorbereitung (Arbeitspläne, Arbeitskarten) bis Werksabnahme 12 Monate
- Montage inkl. Betonieren und mechanische Bearbeitung bis Abnahme 14 Monate
- **Totale Herstellungszeit** mit Einbezug der zeitlichen Überschneidungen 31 Monate

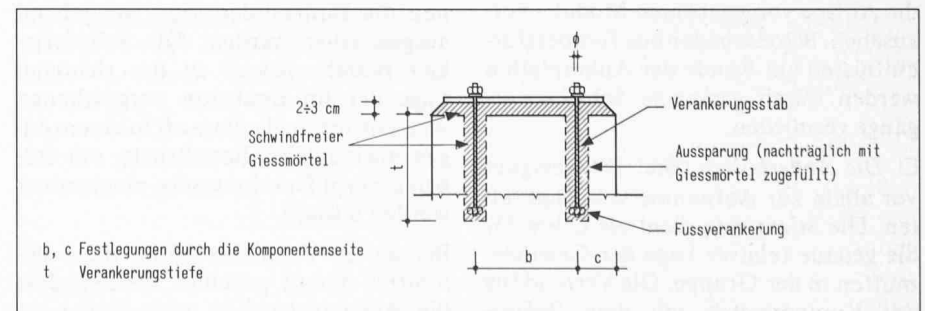
Das Befestigungskonzept und die wichtigsten normierten Befestigungselemente

Zur Befestigung der zahlreichen Komponenten an den Baustrukturen musste ein Konzept erarbeitet werden, das eine einwandfreie Bemessung und Qualitätssicherung der Befestigungselemente ermöglicht. Solche Befestigungselemente sind in der Regel die Nahtstelle

zwischen Bau- und Anlageteil und sind speziell in Gefahr, von der einen oder anderen Seite vernachlässigt zu werden. Insbesondere sollen mit dem Befestigungskonzept folgende Ziele angestrebt werden:

- Die sicherheitsrelevanten Baustrukturen und Ausrüstungen müssen unter allen in den Auslegungskriterien definierten Lastfällen ihre Funktionstüchtigkeit beibehalten.
- Befestigungen kleinerer Ausrüstungen und solche nicht sicherheitsrelevanter Teile sollen weitgehend nach konventionellen Verfahren geplant und montiert werden können. Dabei ist jedoch die Bedingung zu erfüllen, dass höher klassierte Systeme nicht durch niedriger klassierte beeinträchtigt werden können.
- Der Umfang für Planung, Berechnung, Qualitätssicherung, Abnahme und Dokumentation in bezug auf die Sicherheitsrelevanz soll relativ zu den Massnahmen in anderen Sektoren ausgewogen sein.
- Die Befestigungselemente sind möglichst weitgehend zu standardisieren und die Berechnungsmethoden zu vereinheitlichen.
- Für die Lieferanten müssen einfache Weisungen mit konkreten Beispielen zur Bemessung, Ausführung und Montage der Befestigungen erstellt werden. Es sollen auch Kriterien aufgestellt werden, die es ermöglichen, kleinere

Bild 19. Prinzipskizze einer Verankerung mit Ankerschrauben



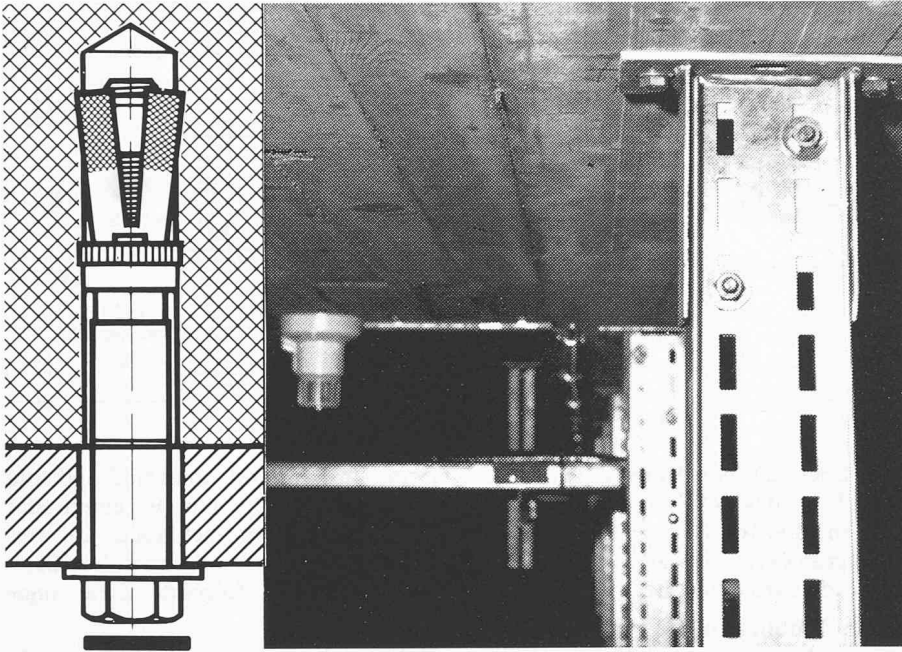


Bild 20. Schema eines «Schwerlast»-Dübels auf der linken und Anwendungsbeispiel auf der rechten Seite

Komponenten sowie kleine Leitungen, Lüftungskanäle, Kabeltrassen, Elektroschränke usw. in herkömmlicher Art zu befestigen.

Wir unterscheiden im wesentlichen zwischen den zwei folgenden Arten von Befestigungselementen.

Die Elemente, die in den Stahlbeton der Tragstruktur eingebaut werden, sind in der Regel normierte Stahleinlagen, die in die Schalung eingelegt werden. Das grösste Problem bei solchen Einlagen ist die Einbautoleranz, welche bereits bei Beginn der Planung in Betracht gezogen werden muss. Für den Bauunternehmer liegt die Toleranzgrenze beim cm, für den Maschinenkonstrukteur jedoch beim mm. Als wichtigste normierte Befestigungselemente dieser Art haben wir:

□ die Ankerplatten mit Kopfbolzendübel (Bild 17), geeignet vor allem zur Aufnahme von Querkräften. Die zu befestigende Komponente wird bei der Montage an die Ankerplatten geschweisst. Die Ankerplatten müssen wegen der Einbautoleranz gross genug gewählt werden. Wenn möglich, ist es empfehlenswert, ein regelmässiges Rastersystem von Ankerplatten – mit für die Anlage vorgegebenem Modul – vorzusehen. Betonschäden aus Temperatureinflüssen am Rande der Ankerplatten werden durch geeignete Schweissvorgänge vermieden.

□ Die Ankerbolzen (Bild 18), geeignet vor allem zur Aufnahme von Zugkräften. Die Stirnplatte dient als Lehre für die genaue relative Lage der Gewindemuffen in der Gruppe. Die Verbindung der Komponenten mit dem Befesti-

gungselement entspricht im Prinzip einer hochfesten Schraubenverbindung im Stahlbau. Die Schubkräfte dürfen jedoch nicht durch den Reibungswiderstand, infolge Vorspannung der Ankerstäbe, übertragen werden, da die Vorspannverluste über lange Zeit zu gross sein könnten (Kriechen des Betons), sondern durch Leibungsdrücke zwischen Muffe und Beton.

□ Die Ankerschienen, geeignet vor allem zur Aufnahme von kleineren Schub- und Zugkräften. Heikel ist die Beanspruchung durch Schubkräfte in Längsrichtung der Ankerschiene. Die entsprechenden zulässigen Belastungen mussten durch Versuchsprüfungen festgelegt werden.

Als wichtigste normierte Befestigungselemente, die erst bei der Montage der Komponente versetzt werden, dieser zweiten Art haben wir:

□ Die Ankerschrauben (Bild 19), geeignet vor allem zur Aufnahme von vertikalen Zugkräften im Maschinensockel. Diese Befestigungselemente werden in im Erstbeton vorgesehenen Aussparungen, samt der Fussplatte der Komponente, versetzt und mittels Vergussmörtel einbetoniert. Bei dieser Lösung können die Einbautoleranzen weitgehend ausgeschaltet werden. Die Schwierigkeit besteht jedoch in der richtigen Lage der im Erstbeton vorgesehenen Aussparungen, da diese oft in einem engen horizontalen Bewehrnetz, mit Stäben grossen Durchmessers, eingeordnet werden müssen.

Bei dieser Verankerungsart muss besonders darauf geachtet werden, dass die Aussparungstiefe gross genug ge-

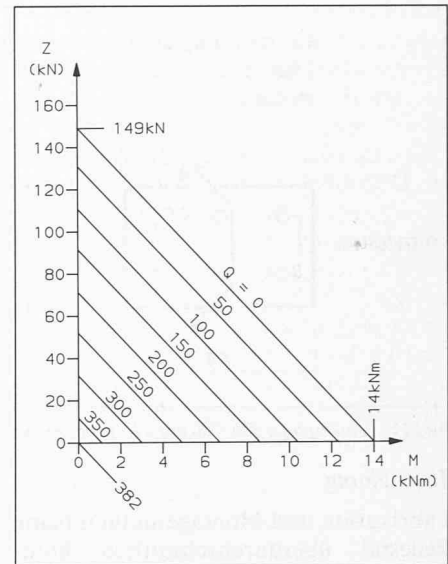


Bild 21. Beispiel für die zulässige Belastung auf Schub, Zug und Einspannmoment für eine quadratische Ankerplatte mit 9 Kopfbolzendübeln ($\varnothing 22 \text{ mm}$, $l = 175 \text{ mm}$)

plant wird, damit nicht ein Ausreißen der gesamten Mörtelmasse geschehen kann. Der Bruch der Verankerung darf nicht vor dem Fliessen der Ankerschraube erfolgen (Duktilitätsanforderung). Es sind Versuchsprüfungen und genaue Spezifikationen des Vergussmörtels erforderlich (Schwindmasse usw.). Grössere Schubkräfte müssen bei dieser Befestigungsart durch Nocken an der Fussplatte übertragen werden.

□ Die nachträglich im erhärteten Beton eingebohrten Dübel (Bild 20) sind geeignet zur Aufnahme kleinerer Zug- und Schubkräfte. Diese Befestigungselemente werden überall verwendet, wo keine vorherige Einplanung sonstiger Verbindungselemente mit vernünfti-

Literatur

- [1] ASK-Richtlinie R-04: Sicherheit der Bauwerke für Kernanlagen, Prüfverfahren des Bundes für Entwurf, Berechnungen und Konstruktion, Rev. B vom Januar 1976
- [2] ASK-Richtlinie R-08: Sicherheit der Bauwerke für Kernanlagen, Prüfverfahren des Bundes für die Bauausführung, Rev. A vom Mai 1976
- [3] SIA-Dokumentation Nr. 29 (1977/1978): Die Sicherheit von Kernkraftwerken
- [4] H. Schumacher: Das Kernkraftwerk Leibstadt; VGB-Kraftwerkstechnik Nr. 5/1980
- [5] G. Schnellenbach und S. Wrage: Verankerungstechnik im Kraftwerksbau; VGB-Kraftwerkstechnik Nr. 11/1980
- [6] K. Geistlich und M. Ghielmetti: Bauwerkfestigkeit; Schweizer Ingenieur und Architekt, Zürich, Nr. 44/1980
- [7] G. Baumgartner: Regelwerke für die Bautechnik; SVA-Tagungsreferat vom April 1982
- [8] D. Bansac, H. Gut, Dr. W. Wüthrich: Materialwahl in der Kerntechnik; SVA-Tagungsreferat vom März 1984

gem Aufwand möglich ist. Diese Befestigungsart ist mit einem Eingriff in die bereits erstellte Baustruktur verbunden. Bei der für die Anlage erforderlichen grossen Dübelmenge ist es im allgemeinen nicht möglich, beim Bohren der Dübellöcher ohne Bewehrungsschädigungen durchzukommen. Diese Abminderung des Tragwerk-Widerstandes muss aber in zulässigen Grenzen gehalten werden. Dafür müssen, wie für das allgemeine und unvermeidliche Problem der nachträglichen Eingriffe in den Rohbau, aufwendige Spezifikationen sowie Ausführungs- und Kontrollverfahren festgelegt werden.

Es empfiehlt sich insbesondere, Baustrukturen mit hoher Ausnutzung, wo die Bewehrungseinlage nicht oder nur in sehr geringem Masse beschädigt werden darf, frühzeitig zu identifizieren und der Systemplanung bekannt zu geben. Zu diesem Zwecke wurden von der gesamten Anlage sogenannte Zonen-

pläne erstellt, in denen drei verschiedene zulässige «Beschädigungsgrade» für den Eingriff in die Baustruktur gekennzeichnet wurden.

Für alle hier beschriebenen standardisierten Befestigungselemente ist es zweckmässig, *frühzeitig* Kataloge zu erstellen, in denen spezifiziert werden:

- alle geometrischen Kennwerte;
- die erforderlichen Materialeigenschaften, Festigkeiten usw.;
- die zulässigen Kräfte und Momente (Dynamie), entsprechend den oben definierten Lastkategorien.

Anlage- und Bauplaner müssen bereits bei Beginn der Planung des Kraftwerkes im Besitze solcher Kataloge sein. Ein praktisches Hilfsmittel für die Wahl von Befestigungselementen ist z. B. in Bild 21 gezeigt, in dem durch eine dreiparametrische Darstellung die Interaktion für die zulässigen Kräfte und Momente einer Ankerplatte angegeben wird.

Am Bau Beteiligte

Bauherr:

Kernkraftwerk Leibstadt AG, Leibstadt

Technische Projektleitung:

Elektrowatt AG, Zürich

Lieferant des schlüsselfertigen Loses:

Konsortium BBC-Getesco (Aktiengesellschaft Brown Boveri & Cie., Baden, General Electric Technical Services Company, Zürich), Leibstadt

- Hauptprojektanten für den Bauteil:

Brown Boveri & Cie. Aktiengesellschaft, Mannheim, Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Zürich

- Hauptunternehmung für den Bauteil:

Arbeitsgemeinschaft Marti AG/Spycher AG, Bern

Betreuer und Projektant des unabhängigen

Loses:

Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Zürich

Adressen der Verfasser: D. Bansac, dipl. Bauingenieur ETH/SIA; H. Gut, dipl. Bauingenieur ETH/SIA; W. Wüthrich, Dr. sc. techn., dipl. Bauingenieur ETH/SIA, c/o Elektrowatt Ingenieurunternehmung AG, Bellerivestrasse 36, 8022 Zürich.

Projektmanagement für kommunale Bauten

Von Elisabeth Kopp, Zumikon

Die Jahre 1970 bis 1984 erforderten in der Gemeinde Zumikon ausserordentlich intensive Planungs- und Bautätigkeit. Meine Überlegungen basieren auf den in diesen Jahren gesammelten Erfahrungen und erheben keinen Anspruch auf Allgemeingültigkeit.

Eigenheiten des öffentlichen Baus

Öffentliche Bauten unterscheiden sich von privaten Bauvorhaben vor allem in drei Punkten:

- Verwendung öffentlicher Mittel, woraus eine erhöhte Verantwortung der Behörden resultiert;
- öffentliche Kontrolle über den rationalen Einsatz der Mittel;
- bei grösseren Bauten findet meist ein ein- oder mehrstufiger Wettbewerb statt, daher besteht oft Ungewissheit über die Qualität des Projektverfassers als Baumanager.

Vortrag vom 5. September 1984 an der SIA/FMB-Tagung «Projektmanagement - eine Forderung des Bauherrn?»

Die Frage, ob ein Projektmanagement beizuziehen ist, stellt sich für einfachere und kleinere Bauten i.d.R. nicht. In solchen Fällen ist lediglich zu entscheiden, ob die Bauausführung dem Projektverfasser oder allenfalls einem speziellen Büro anvertraut wird.

Bei grösseren, komplexen Bauaufgaben hat die Gemeinde grundsätzlich zwei Möglichkeiten, nämlich eine verwaltungsinterne Lösung oder den Beizug eines professionellen Projektmanagers.

Der Entscheid über die zu treffende Lösung wird im wesentlichen von drei Faktoren bestimmt:

- Ausbaustand der Verwaltung (personelle Voraussetzung),
- zeitliche Dauer der Bautätigkeit,
- Grundeinstellung gegenüber dem Beizug Privater zur Lösung öffentlicher Aufgaben.

Kommunale Bauten in Zumikon

Die grössten im Zeitraum von 1971 bis 1984 bewältigten Projekte waren:

- Forchbahntunnel
- Hallen- und Freibad Juch
- Gemeindehaus und Tiefgarage
- Wärmekollektiv
- Gemeinschaftszentrum
- Alters- und Pflegeheim
- Kinderkrippe und Hort

Die Bausumme betrug rund 95 Mio. Franken. Der Personalbestand der Verwaltung wurde nur unwesentlich erhöht. Die Arbeit war jedoch nur mit überdurchschnittlichem Einsatz von Verwaltung und Behördenmitgliedern zu bewältigen.

Nachdem die Gemeinde Zumikon eines dieser Bauvorhaben mit einem Bautreuhänder realisiert hat, sei hier das kürzlich realisierte Gemeinschaftszentrum kurz vorgestellt. Die Überlegungen, die zum Einsatz eines Bautreuhänders geführt haben und die Schlussfolgerungen nach Abschluss des Experiments sollen dabei auch zur Sprache kommen.

Das Gemeinschaftszentrum (Bild) ist als kombinierter Zentrumsbau ein wesentlicher Bestandteil des neuen Dorfkerns. Ortsbaulich ist er das Bindeglied zwischen den Neubauten und der alten Häusergruppe rund um die Kirche. Erstes Anliegen bei der Projektie-