

Tonbandprotokoll, Brokdorf, OVG Lüneburg, Eilverfahren  
Gründungsprobleme

Häuser: ....(Erste Sätze fehlen) vor allem deshalb beschäftigt, weil es ja hier um die sofortige Vollziehbarkeit geht und für den Fall, daß endgültig entschieden wird, dieses Gebäude nicht zu bauen, wenn vollzogen wird es wieder abgerissen werden muß. Und wenn sich im weiteren Verfahren herausstellen sollte, daß die Berechnungen unzulässig waren, die Pfahlfundamentierung verstärkt werden muß oder mit geringerem Sicherheitsfaktor betrieben werden muß.

Ich selbe habe keine zusätzliche Literatur angezogen sondern beziehe mich nur auf die vorgelegten Gutachten und die dort angezogenen DIN Normen. Rein zum Verständnis, die Baugründung ist im Vergleich zu dem was wir bisher gehört haben ein relativ einfaches Gebiet weil sie leichter vorstellbar ist und sehr gut dokumentiert ist - sowohl in den Gutachten als auch in den Vorschriften. Zunächst zur Auslegung der Großbohrpfähle - eine Technik die seit langem verwendet wird mit einer Reihe von Erfahrungen. Man überträgt einfach das Gewicht des Gebäudes nicht direkt in den Untergrund sondern mit Hilfe von Pfählen, die gebohrt werden, und dann die Bohrwand Schritt für Schritt herausgezogen wird während dabei gleichzeitig der entstandene Hohlraum mit Beton gefüllt wird. Man erreicht dadurch, daß man die Kräfte in den tragfähigeren Boden einbringen kann und damit eine höhere Belastung des einzelnen Pfahls erreicht. Zum anderen entsteht auch eine gewisse Reibung im Mantel dieses Pfahls so daß sowohl die Spitze des Pfahls durch den Spitzendruck als auch der Mantel die Lasten aufnehmen können.

Grundlage für die Auslegung von Großbohrpfählen sind einmal die DIN Vorschriften, da ist maßgebend die DIN 4014/2 Großbohrpfähle, die sich mit der Herstellung, Bemessung und der zulässigen Belastung befaßt. Zum anderen die DIN 4019/1, die sich mit der Setzungsberechnung befaßt, d.h. wenn der Pfahl belastet wird, dann sackt er etwas ab und die Größe dieser Setzung ist wichtig für die Belastung des Bauwerkes und die Zulässigkeit. Und dann ist zum anderen DIN 1054 für die zulässige Belastung des Baugrundes.

Um die Berechnung durchzuführen muß man natürlich die Boden

Kennwerte kennen. Das ist hier im Falle Brokdorf durch Spitzendrucksondierungen geschehen. Zum anderen ist es üblich durch Probepfähle die Ungenauigkeiten, die man durch Sondierungen nicht eliminieren kann, weiter einzugrenzen. Hier hat es zwei Probepfähle gegeben. Einen sehr kurzen Probepfahl, einen 20 m Probepfahl, der in sehr, in relativ losem Untergrund stand und dieser 20 m Probepfahl hat auch versagt, d.h. er hat nicht die Kräfte die geplant waren für die endgültige Pfahlauslegung aufnehmen können. Zum anderen hat man einen 30 m Probepfahl, der in sehr festem Untergrund stand. Dieser Probepfahl konnte jedoch nicht endgültig belastet werden weil die Meßvorrichtung nicht groß genug war. Zum anderen unterscheidet sich dieser Probepfahl auch noch von den endgültigen Pfählen weil die endgültigen Pfähle nicht so lange Einbildelängen in Sand haben und dadurch geringere Mantelreibungswerte.

Die Probleme, die bei dieser Art der Auslegung auftraten, sind einmal, daß die Pfähle F1 und F2 nicht identisch sind mit dem endgültigen Pfahl. Zum anderen, was ich eben schon sagte, der lange Probepfahl, der dem endgültigen am nächsten kommt, hat nicht die endgültige Grenzlast erreicht. Wir können nicht sagen welche Setzungen sich bei diesem Pfahl ergeben hätten. Und im Übrigen ist bei der Bestimmung der Grenzlast wenn ich eine Probebohrung habe immer das Zusammenwirken von Pfahlspitzendruck und Mantelreibung maßgebend. Ich muß also die richtigen Werte dafür einsetzen für Mantelreibung und Pfahlspitzenkraft.

Es sind im Gutachten von Prof. Steinfeld Fehler aufgetaucht, die auch durch die nachfolgenden Gutachten - vor allem von Herrn Franke - aufgezeigt wurden. Der erste Fehler ist, daß im Steinfeldgutachten <sup>sehr geringe</sup> Werte für die Mantelreibungsberechnung <sup>des Probepfahls</sup> angenommen wurden, das kann man nachlesen im Frankegutachten z.B. auf Seite 2 und Seite 14 ; ich möchte mir die Zitate ersparen. Zum anderen vernachlässigt Steinfeld im Klei die Wirkung der Reibung des Probepfahls. Dadurch ist die Mantelreibung sehr viel geringer und dadurch muß er, um bei gleicher Belastung auf gleiche Tragfähigkeit zu kommen eine höhere Pfahlspitzenkraft unten annehmen. Das bedeutet aber, daß ich mit zu großen Werten rechne.

Der nächste Fehler ist, daß Steinfeld vom Sondierungsdruckverhältnis ~~nur~~<sup>des</sup> schwach tragenden Bodens von  $100 \text{ kp/cm}^2$  auf die Tragfähigkeit eines Großbohrpfahls schließt im stärker tragfähigen Boden von  $250 \text{ kp/cm}^2$ . Auch das hat Franke nachgewiesen auf Seite 4 und 5 seines Gutachtens, daß eine solche Hochrechnung unzulässig ist. Das Franke Gutachten ermittelt auf Grund von drei verschiedenen Rechnungsweisen oder drei verschiedenen Ausgangspositionen einen realistischen Wert für die Mantelreibung und die Pfahlspitzenkraft und kommt dann zu einer überschlägigen Abschätzung welches wohl die endgültige zulässige Belastung des Probepfahls ist. (Richter unterbricht mit Hinweis, daß das schon alles in den Gutachten steht und will nur neue Argumente, da er sonst fürchtet, daß auch die Gegenseite ganz von vorn anfängt.)

Ich habe auch einen großen Teil dessen, was ich zum allgemeinen Teil sagen wollte bereits beendet. Ich wollte sagen wichtig ist die Mantelreibung und der Pfahlspitzendruck. Meines Erachtens sind die Werte im Franke Gutachten richtig ~~und~~ die er verwendet aus dem Frischbeton~~druck~~. Ich will nur noch kurz begründen weil das wahrscheinlich von der Gegenweite aufgegriffen wird daß Franke ja auch zum Schluß auf die Werte von  $900 \text{ Mp}$  kommt. Aber auf diese Werte kommt er nur dann, wenn man gewisse Belastungen, die aber auftreten und über die Franke nichts weiß <sup>her</sup> herausnimmt. Zum Beispiel sagt er explizit, daß sein Wert auf Seite 15 seines Gutachtens nur gilt ohne negative Mantelreibung ohne Gruppenwirkungseinfluß und außerdem geht er von dem Probebohrpfahl aus, der  $30 \text{ m}$  lang war und  $13 \text{ m}$  in Sand einbindet, d.h. hohe Mantelreibungskraft und der endgültige Pfahl bindet nur  $6,5 \text{ m}$  also relativ geringe Reibungskraft. Außerdem schlägt Franke alternativ dazu noch eine Sicherheitsreduktion vor des Faktors  $1,5$ , der ist auch im Schriftsatz der Gegenseite wiederaufgetaucht, wenn man eine sehr detaillierte Baugrundaufschließung macht. Das ist meines Erachtens fehlerhaft denn dieser Vorschlag bei einer nicht erreichten Grenzlast von einer Sicherheitsreduktion ~~von~~  $1,5$  als zulässige Belastung auszugehen ist bei der Erstellung dieser DIN Norm 4014/2 verworfen worden und nur noch im

Anhang in der Erläuterung noch einmal erwähnt, allerdings gilt das nur für Reibpfähle wo praktisch die Tragfähigkeit der Pfähle auf Reibung (Mantelreibung) beruht und sie gilt auf keinen Fall für Großbohrpfähle der hier verwendeten Art wo die wesentliche tragende Funktion auf dem Gegendruck der Fußspitze beruht. Selbst bei diesem unzulässigen Abschätzungsverfahren von Franke hat Franke allerdings noch nicht berücksichtigt, daß der endgültige Pfahl später verkürzt wurde auf 6,5 m Einbindelänge. Deshalb nochmal kurz: die richtige Rechnung muß sein Franke Wert 1.350 Mp des endgültigen Pfahlgegendrucks, der Frankewert des Reibungswert ist 400 Mp - allerdings muß er halbiert werden wegen der halbierten Einbindelänge - d.h. die beiden Werte zusammen 1350 plus 400 gleich 1750 ist die Grenzlast des Pfahles. Wenn ich das durch den Sicherheitsfaktor 2 teile ergeben sich 780 Mp als zulässige Belastung des Pfahles und nicht 900 Mp. (Offensichtlich Fehler im Vortrag: 1750 Grenzlast Probepfahl, 1550 Grenzlast endgültiger Pfahl. 880 zulässige Belastung Probepfahl, 780 zulässige Belastung endgültiger Pfahl) Das ist das erste unserer Argumente.

Der zweite Punkt ist, sind denn die Setzungen und die Setzungsunterschiede richtig berechnet? Das Problem besteht darin, daß die Setzungen durch Bau- und Bodenungenauigkeiten - Bauungenauigkeiten des Großbohrpfahls - nicht genau zu ermitteln sind. Die Einzelpfähle beeinflussen sich, wenn sie eng stehen auch gegenseitig. Deshalb sind in den Gutachten eine Reihe von Fehlern aufgetreten. Der erste Fehler ~~ist~~ liegt darin begründet, daß Steinfeld in seinen Setzungsberechnungen von seinen unzulässigen Werten von Mantelreibung und Pfahlspitzengegendruck ausgeht. Außerdem vernachlässigt Steinfeld bei ~~seiner Berechnung~~ <sup>den Setzungen den Beitrag der</sup> der Einzelpfahlsetzung, die nach DIN 4042/2 im Abschnitt 6.6.1 Seite 5 durch Probepfahlmessung nachgemessen werden muß. Wir sind im Gegensatz zur anderen Seite der Meinung, daß der Probepfahl F1 eben kein Probepfahl in dem Sinne ist, daß er ein Setzungsergebnis geliefert hat weiler eben nicht widerspiegelt die tatsächlichen Verhältnisse der endgültigen Pfähle. Er war zu lang und man hat ihn nicht richtig belasten können.

Der weitere Fehler im Steinfeldgutachten liegt darin, daß er keine Pauschale für Bau- und Bodenungenauigkeiten bei Setzungen und bei der Setzungsunterschiedsberechnung einsetzt. Da sagt zum Beispiel 4019/1 daß allein durch Boden-~~unsicherheiten~~<sup>genauigkeiten</sup> Setzungsunsicherheiten von 50 % entstehen. Ein weiterer Fall ist, daß bei Sonderlastfällen nach DIN 1054 Seite 11 der Mindestfaktor - und da wird hier immer davon ausgegangen als wenn der Faktor 2 oder 1,3 eine hohe Sicherheit ist - in der DIN steht ausdrücklich drin als Mindestfaktor gerechnet werden muß. Steinfeld rechnet nur den Faktor 1. Allerdings ist das dann für die weiteren Schlüsse nicht mehr wichtig weil die Sonderbelastungen weniger in die Gründung als Gesamtes eingehen als mehr nach meinem Wissen in die Auslegung des Einzelpfahles in Bezug auf seine inhärente Festigkeit.

Der dritte und letzte Punkt ist die horizontale Verschiebung. Das Problem der horizontalen Verschiebung ist, daß die Bodenkennwerte für statische und dynamische Beanspruchung unterschiedlich sind. So ist bei einer Stoßbelastung der Bodenkennwert sehr viel größer als der statische; bei dynamischer Belastung also Wechsellasten wesentlich niedriger vor allen Dingen wenn - was immer auftritt - plastische Verformungen auftreten, daß sich der Sand, praktisch sich der Pfahl wegbewegt. Außerdem ist hier zu beachten daß horizontale Verschiebungen nur bei Sonderlasten auftreten. Die Fehler, die hier gemacht worden sind, die den Regeln der Baukunst widersprechen, sind, daß keine Horizontalmessungen gemacht worden sind, und daß die Bodenkennwerte für die horizontalen Werte nicht ermittelt wurden. Dieses ist aber nach Vorschrift DIN 4014/2 Abschn. 6.2 auf Seite 8 unbedingt vorzunehmen. Außerdem hat Herr Steinfeld keine Abminderung des horizontalen Widerstands bei einer Pfahlgruppe vorgenommen. Auch das geht aus der eben genannten DIN Vorschrift hervor. Denn die Summe - der gesamte Pfahlrost hat einen geringeren Widerstand als die Summe der Einzelpfähle. Welche Bedeutung das hat möchte ich noch an einem Beispiel aus der dynamischen Berechnung kurz erläutern. In Sonderlastfällen wo vor allem der Druck aus einer

chemischen Explosion, beispielsweise einer Gastankerexplosion, bestimmend ist, steht explizit im Gutachten von Prof. Zerna daß die Kenntnisse des Baugrundes ungenügend sind bei einer starken Stoßbelastung. Ich sage deshalb starken Stoßbelastung weil damals noch ein Stoß von 1,36 bar zugrunde gelegt wurde. Dieser Druck ist im Laufe des Verfahrens, wie man aus den Schriftsätzen sehen kann, ständig reduziert wurde. Mir ist zwar unklar warum. Aber es zeigt, daß es sich hier um einen Fall handelt, der ziemlich an der Grenze liegt. Das gleiche gilt auch und muß gesagt werden zu der Voraussetzung von Prof Zerna, daß damals 314 Pfähle zugrunde gelegt wurden, die im Laufe der Zeit zweimal reduziert wurden auf 264 glaube ich ist die endgültige Zahl. Zusammenfassend kann ich also sagen: Selbst bei keiner Erhöhung, bei keiner Veränderung der im Sicherheitsbericht angegebenen Konfiguration des Reaktors scheint es mir äußerst fragwürdig, ob dieses Gebäude sicher gegründet ist, Da ich mich den Ausführungen meines Vorredners anschließe, daß eine nachträgliche Änderung der Gründung praktisch sinnlos und nicht möglich ist, ist dadurch für mich die Situation gegeben, daß die jetzt unwiederbringliche Fertigstellung eines solchen Pfahlrostes die Sicherheit des Kernkraftwerkes beeinträchtigen würde.

Richter: Schönen Dank Herr Häuser, jetzt sind die Statiker der Gegenseite dran. ich möchte, das jetzt auch unter dem Gesichtspunkt betrachten, daß Herr Häuser sie möglicherweise auch von Ihrer Seite her schwerwiegenden Fehler baustatischer Art bewahren möchte und bitte Sie, seinen Beitrag auch in der Hinsicht zu würdigen.

Steinfeld: Es sind viele Fehler mir vorgeworfen worden. Ich möchte dazu sagen, daß die Probelastung das maßgebende ist. Ich will gleich auf die praktische Anwendung eingehen. Die neuen Pfähle für das Reaktorbauwerk die binden 12 bis 15 m in den Rand ein. Die Reduktion von der der Herr Kollege sprach, die tritt also praktisch nicht ein weil wir erst da den Horizont erreicht haben. Darüberhinaus hat er meine Stellungnahme

mit der des Kollegen Franke verglichen. Herr Franke hat, möchte ich sagen, von der Gegenseite her die Betrachtung über die Tragfähigkeit aufgezo-gen. Er hat die volle Tragfähigkeit für den Klei und für den Sand in Rechnung gesetzt. Bei der Betrachtung dieser beiden Werte in Hinblick auf die 900 Tonnen hat meines Erachtens der Herr Kollege vergessen die Kleireibung mit in Rechnung zu setzen. Würde man diese auch noch voll in die Rechnung von Franke, wie er es selber getan hat, mit einsetzen dann ergibt sich durchaus aus dieser Betrachtung nicht der Wert von 779 weil Sie einfach ~~bei~~ Ihrer Betrachtung den ~~xxxxxxx~~Klei weggelassen haben. Sie sprechen von negativer Mantelreibung in dem Klei. Diese tritt nicht auf. Ganz im Gegenteil, dadurch daß die Pfahlgruppe in den Sand versinkt, setzt sie sich auf den Klei ab, erzeugt in ihm Porenwasserüberdruck. Ein Rest von Tragfähigkeit wird auch als ständige Entlastung dabei wirksam bleiben. Es wird in der Größenordnung für den Einzelpfahl von 50 bis 100 Tonnen liegen. Diese sind nicht berücksichtigt und beachtet worden. Wir kommen also zusammenfassend hinsichtlich der vertikalen Tragfähigkeit zu dem Ergebnis, daß die 900 Tonnen in Betracht der Mantelreibung unter extremer Bewertung der Mantelreibung in einer gewissen Pressung nachweislich 900 Tonnen vom Pfahl aufgenommen werden können. Wie auch bei der von mir angestellten extremen Betrachtung im wesentlichen auch die Fußspannung ~~ab~~ <sup>f</sup> anzustellen und die Mantelreibung mit einem mittleren Wert, nicht mit einem extrem geringen Wert wie der Kollege sagt einzusetzen. Die vorwiegende Berücksichtigung der Fußpressung ist dadurch begründet, daß der Pfahl ein außerordentlich gutes Ergebnis, nämlich nur 7 mm Einsinken, bei der Gebrauchslast zeigte. Bei einer relativen Verschiebung des Pfahlschaftes von 7 mm gegen den Sand und gegen den Klei ist die Mantelreibung in beiden <sup>Böden</sup> ~~Böden~~ hoch nicht voll erreicht. Es werden in Wirklichkeit vermutlich ein viel kleinerer Teil als von uns in Rechnung gesetzt in ihnen wirksam werden. Das wäre der Punkt 1 zur vertikalen Tragfähigkeit.

Ich komme jetzt auf den zweiten Punkt, das ist die Setzungsermittlung. Auch die Setzungsermittlung der Pfahlgruppe ist unter extremen Voraussetzungen erfolgt. Die Steifezahl der Zusammendrückwerte des Untergrundes ist in einem mittleren unteren Drittelbereich angesetzt worden wie es üblich ist

und Gang und Gebe ist. Diese Pfahlgründungs- oder Setzungsanalyse beinhaltet hinsichtlich der Verformung Extremwerte. Auf das, was geschrieben ist, will ich nicht näher eingehen. Darüberhinaus ist die übliche Abweichung des Baugrundes in Sanden sowieso sehr gering. Darüberhinaus haben wir aber eine Unmenge von Spitzendrucksondierungen gemacht, die uns einen klaren Aufschluß über die sehr <sup>hohe</sup> tragfähige Schicht in wie gesagt 11 bis 15 m Tiefe unter der Sandoberfläche, unter der Basis des Kleis gegeben haben. In ~~di~~ diese werden die Pfähle abgesetzt. Die Vorschrift, neuerdings 7.2 in der jetzigen Fassung der DIN ~~früher~~ 6 über die genaue Ermittlung der Horizontalverformung hat nur einen Sinn, wenn man die Horizontalverformung in der entsprechenden Genauigkeit für die statische Oberkonstruktion braucht. Hier handelt es sich ~~um~~ eine durchgehende Platte, die überall auf den Pfahlköpfen aufsitzt. Und dazu genügt es, sie rechnerisch zu erfassen. Nur wenn man sich über den Verlauf der Biegelinie des Momentenverlaufs im Pfahl selber einen genaueren Einblick verschaffen will, oder wenn der Pfahl selber durch irgendeinen Zwangspunkt oben, beispielsweise durch ~~einen~~ Brückenlagen arretiert gehalten wird, sind solche Messungen der Horizontalbeanspruchung angebracht. Hier ist ebenfalls mit Extremwerten gemessen worden. Es ist die Berücksichtigung der Verformung des Einzelpfahls zur Pfahlgruppe Rechnung getragen worden dadurch, daß die entsprechenden Bettungsziffern einmal ~~durch~~ für eine Pfahlgruppenwand, dementsprechend hochreduziert worden ist. Es dreht sich dabei um 10 ~~mal~~ bis 15fache Werte. Nicht um die Werte um 1 Viertel wie das in der DIN 4014 Teil 2 aufgesetzt worden ist. Auch die Betrachtung der Wechsellasten ist von untergeordneter Bedeutung. aus dem einfachen Grund weil lotrechte Wechsellasten nur einen geringen Einfluß unter 5 % der gesamten statischen Lasten haben. Die horizontale Last, da wir es größer sein, da ist es aber auch so, daß DIN durch eine stark reduzierte extreme Bettungsziffer Rechnung getragen ist.

Wenn ich noch zum Schluß, damit habe ich die Punkte die angesprochen sind beleuchtet, daß DIN Vorschriften eine Regel der Baukunst darstellen, die gefestigt ist durch gebräuchliches Handhaben und die auch einen Anhalt geben soll für alle Bauleute, so ist es trotzdem nicht so, daß man begründet davon nicht in irgendeiner Form abweichen kann. Ich möchte sagen, daß wir das nicht sind. Ich möchte aber vielleicht beleuchten, daß die Gefahr bei einem 40 Tonnen Pfahl vielleicht einmal eine Lastgröße von 80 Tonnen kommt relativ groß ist. Bei 40 Tonnen ~~xxix~~ Pfählen sind wir auch leicht in der Lage eine Belastung durchzuführen auf 80 Tonnen, sodaß wir auf den zweifachen Sicherheitswert nachweisen können, effektiv, daß er trägt. Bei Pfählen von 900 Tonnen ist es aber ein ungeheurer - es soll uns nicht hindern, wenn es erforderlich ist <sup>Aufwand</sup> - 1800 Tonnen daraufzubringen. Es ist kaum denkbar, daß durch Druckverlagerung in einer Konstruktion und auch durch statische Rechenfehler wie sie uns natürlich auch passieren eine Lastschwankung von 40 bis 80 Tonnen zwar mal auftreten kann. Aber, daß ein Pfahl der 900 Tonnen tragen soll mit 1400 Tonnen belastet ist, daß der 1400 Tonnen bekommt, das ist kaum vorstellbar. Solche Fehler, sind wir in der Lage, nicht zu machen. Darüberhinaus möchte ich betonen, daß dieser Pfahl bei seiner 1400 Tonnen Last mit einer Extrapolation von 1900 Tonnen bis 2400 Tonnen landet. Ich bin mir mit meinem Kollegen Kontrahenten darüber im Klaren, daß diese Extrapolation natürlich sehr diskutiert werden kann. Wir machen davon auch nur untergeordneten Gebrauch, wenn wir nicht anderen Anhalt haben für die Tragfähigkeit. Aber hier hat der 1400 Tonnen Pfahl auch nur eine Senkung von 1,7mm, 1,5mm, 1,6cm erfahren. Das ist ebenfalls ein ungewöhnliches Lastverhalten. Das ist ein Beweis dafür, daß hier noch vorwiegend der Spitzendruck trägt. Es möchte sein, daß dabei schon die Mantelreibung zu 70, 80 % erreicht ist, darüber streiten auch die Gelehrten noch. So auch die Kollegen unter uns. Aber wir haben summa summarum mit dieser Probelastung, selbst wenn wir ihn auf 6,5 m reduzieren und dann unsere Empfehlung befolgt wird, daß

er mindestens einen m in den festen Boden einbindet und daß darunter noch mindestens noch 2,5 m diese feste Schicht mit dem außergewöhnlich hohen Spitzendruck von  $250 \text{ kp/cm}^2$  getragen werden eine absolute und eindeutige Gewähr dafür, daß die Pfähle sowohl als Einzelpfähle als auch in der Pfahlgruppe ausreichend tragfähig sind.

Richter: Ich stelle hier fest, daß Baustatik verglichen mit Atomphysik das angleich Kompliziertere ist. Aber von den Begriffen, die ich dabei behalten habe war z.B. der, daß der Pfahlrost insgesamt eine geringere Leistungsfähigkeit hat. Vertikale, Horizontale.

Steinfeld: Nein, das habe ich nicht gesagt.

Richter: Nein, Sie nicht. Ich zitiere jetzt Herrn Häuser. Er sagte: Der Pfahlrost insgesamt hat nicht dieselbe Tragfähigkeit wie die Summe der Einzelpfähle. Frage ist das ~~richtig~~ berücksichtigt worden?

Steinfeld: Ich würde dazu sagen, daß der Pfahlrost die gleiche Tragfähigkeit hat wie die Summe der Einzelpfähle. Nur die Setzung ist dementsprechend größer. Während der Einzelpfahl unter Völlast im vorliegenden Fall 1,7 cm sich setzt würde die Pfahlgruppe sich - extrem gerechnet betone ich - wir erreichen meistens nur 60% der errechneten Setzungswerte bei einer großen Anzahl von anderen Reaktoren - nur 10 cm erfahrung. Wenn also die ganze Gruppe mit 900 Tonnen für jeden einzelnen Pfahl belastet wird dann sinkt er eben nicht nur 1,7 oder 1,6 cm ein sondern 10 cm. Dabei tritt eben noch diese Entlastungswirkung ein - weil sie auf den Kleiä drücken - durch den Klei selber ein, die wir nicht in Rechnung gestellt haben.

Richter: Wollen Sie noch eine Erwiderung? Ich meine, die gegensätzliche Standpunkte sind uns vorgetragen worden.

Häuser: Ich glaube, daß alles aus den Schriftsätzen und aus dem hier Vorgetragenen hervorgeht.

Ende

Tonbandprotokoll, OVG Lüneburg, Brokdorf, Eilverfahren  
Erdbebenprobleme

der Physik

Rübsamen: Ich bin Doktorandin an der Uni Hamburg. Ich wollte bloß kurz auf den einen Punkt eingehen und zwar daß die Baugründung ausgelegt worden ist für die Beschleunigung, die durch ein Erdbeben zustandekommt  $50 \text{ cm/s}^2$  Horizontalbeschleunigung und  $25 \text{ cm/s}^2$  vertikal. Es liegt dazu das Gutachten von Steinfeld vor, der aus dem Alfhausenbeben ausgerechnet hat - ich weiß nicht, wie man das aus so einem historischen Beben kann, aber immerhin, da kommen  $10 \text{ cm/s}^2$  heraus. Man kann sagen das ist weniger. Wenn Sie jetzt aber die Daten des Soltaubebens, da Beben in Soltau am 2. 6. dieses Jahres, was wesentlich näher ist, wenn Sie in die Formel die Daten einsetzen dann kommen Sie bereits zu fast  $30 \text{ cm/s}^2$ . Also das sollte man vielleicht noch kurz anmerken.

Richter: Danke sehr. Dazu eine Erwiderung?

Stimme: Zu dieser Frage wird sich Herr Dr. Steinwachs äußern.

Steinwachs: Niedersächsisches Landesamt für Bodenforschung. Ich möchte Ihnen ganz kurz die wesentlichen Grundlagen schildern, wie wir zu den Werten der Auslegung kommen bei einer Erdbebenbelastung. Ich darf vielleicht einmal bitten diese Karte der Erdbebenzentren zu zeigen. Ich möchte nur bei dieser Karte auf zwei wichtige Dinge hinweisen. Sie sehen das ist die Karte des US Geological Survey. Es werden die Erdbebenzentren berechnet für bestimmte Zeitintervalle und sie sehen, daß sich die Erdbebenzentren an bestimmten Gürteln anordnen. Es soll damit nur angedeutet werden, daß solche Karten, die die Seismizität über einen bestimmten Zeitraum beschreiben eine bestimmte Aussagekraft zeigen, denn wenn Sie sich die Karte eines anderen Zeitintervalls nehmen, dann werden sie keine wesentlichen Änderungen feststellen. Sie sehen

außerdem auf der Karte, daß die Bundesrepublik als ein relativ weißer Fleck dort erscheint. Nichtsdestoweniger ist die Erdbebenbelastung in der Bundesrepublik untersucht worden. Sie kennen sicher die Karten der Erdbebenzonen in der Bundesrepublik. Wir unterscheiden vier Erdbebenzonen. Wir haben hier in Norddeutschland die Zone Null. In dieser Zone sind bisher bis zur Herausgabe der Karte im Jahre 1975 keine Erdbeben beobachtet worden. Wir haben hier in der Bundesrepublik einen Beobachtungszeitraum von 1000 Jahren da uns in der historischen Überlieferung derartige ~~überlieferte~~ Informationen gegeben worden sind. Derartige Informationen beinhalten aber nicht Beben von 5 und kleiner, weil solche Intensitäten keine Schäden an Gebäuden hervorrufen und deshalb nicht in historische Berichte eingehen. Und deshalb hat man in Norddeutschland nicht den Wert 0 sondern 0,5 d.h.  $50 \text{ cm/s}^2$  zugrunde gelegt, das ist richtig. Es hat sich bei der Auslegung des Bebens von Soltau am 2.6.1977 gezeigt, daß bei dem Erdbeben eine maximale Intensität von  $I = 5$  aufgetreten ist. Die Untersuchungen sind vom Niedersächsischen Land für Bodenforschung in Zusammenarbeit mit einigen anderen Institutionen durchgeführt worden. Ich habe hier die Karte der sogenannten Isoseismen vorliegen. Diese Karte sieht ähnlich aus, wie eine meteorologische Karte wo wir Linien gleichen Druckes haben, die Isobaren, so erfassen wir bei einem Erdbeben die Linien gleicher Intensität. Und wenn Sie sich dieses Liniengebilde anschauen, dann werden Sie feststellen, daß im Zentrum dieser Isoseismen eine maximale Intensität von 5 aufgetreten ist und nun müssen wir diese Linien umsetzen in Beschleunigungswerte, da die Intensität selbst für den Ingenieur nichtbrauchbar ist und wir kommen dann auf diesen Wert maximal  $50 \text{ cm/s}^2$  sodaß die Auslegung wie sie vorgesehen ist durch dieses Erdbeben nicht überschritten ist.

Günemann: Das Erdbeben von Soltau von dem ich jetzt höre das ist ein ....

Steinwachs: Hier liegt ein Mißverständnis vor. Im Zentrum ist eine maximale Intensität von 5 gemessen worden. Nun eine Übertragung der Intensitätswerte in Beschleunigungswerte geht nur so, daß man gewisse Beschleunigungsbereiche angeben

kann denen man Intensitäten zuordnet. Es gibt eine Vielfalt von Veröffentlichungen darüber über die Meßwerte die erreicht worden sind. Eine Zusammenfassung hat die internationale Atomenergiekommission herausgegeben. Da finden wir für den Intensitätswert 5 einen Bereich von 12,5 bis 25  $\text{cm/s}^2$ . Das ist eigentlich der Zuordnungswert. Die Veröffentlichung habe ich hier vor mir liegen. Und mit dem Wert 50 sind wir weit über diesem Wert, selbst wenn ein Erdbeben von der Stärke von Soltau am Standort Brokdorf oder in seiner Nähe auftreten sollte, was nicht grundsätzlich auszuschließen ist, aber unwahrscheinlich ist.

Rübsamen: Ein Erdbeben wie das von Soltau das dürfte größere Beschleunigungen gehabt haben, wenn selbst in 76 km Entfernung in Brokdorf noch 30  $\text{cm/s}^2$  erreicht werden.

Steinwachs: Es kommt hier darauf an, wie sie auf diesen Wert von 30 am Standort Brokdorf kommen. Wir müssen ja davon ausgehen welche maximale Intensität aufgetreten ist. Dieses Ergebnis liegt vor und wir haben diese Werte zu übertragen in Beschleunigungswerte. Und selbst wenn Sie den schlimmsten Fall annehmen würden, daß dieses Beben am Standort Brokdorf auftreten würde, würde der Intensitätswert nicht überschritten werden.

Rübsamen: Ich hab das ausgerechnet genau wie Steinfeld. Mit der Magnitude 4 des Soltaubebens ergibt sich ein Beschleunigungswert von 30  $\text{cm/s}^2$ . wo Steinfeld für das Alfhausenbeben 100  $\text{cm/s}^2$  rausbringt.

Steinwachs: Können Sie bitte sagen welchen maximalen Beschleunigungswert Sie im Zentrum des Bebens angenommen haben.

Rübsamen: Das braucht man bei der Formel nicht. Da braucht man nur die Magnitude.

Steinwachs: Doch das braucht man. Man muß bei der Berechnung des Bebens Alfhausen die maximale Beschleunigung ansetzen sonst kommt man nicht ....

Rübsamen: Ja gut. Das ist die Referenzbeschleunigung in 20 km genau wie Steinfeld es auch gemacht hat. Und das war 181.

Steinwachs: Sie haben die Formel von Wiggins genommen. und sind mit dem gleichen maximalen Beschleunigungswert der bei Alfhausen angesetzt werden muß, wo wir eine maximale Intensität von  $I = 7$  hatten, mit diesen Werten sind Sie wahrscheinlich in das Zentrum Soltau eingegangen, was natürlich gar nicht gerechtfertigt ist, da die maximale Intensität bei Soltau den Wert 5 erreichte.

Rübsamen: Schon weil beim Beben von Alfhausen der Wert 4,85 für die Magnitude angesetzt wurde und das sind  $220 \text{ cm/s}^2$  und wenn man das linear angibt ergibt das 181 bei der Magnitude ~~4,85~~ 4. Das ist genau übertragen.

Steinwachs: Sie haben den Fehler gemacht, daß sie die Magnitude von dem historischen Beben und dem in Soltau gleichgesetzt haben. Das ist nicht der Fall.

Rübsamen: Alfhausen soll 4,85 gewesen sein und Soltau ist, wie ich von Prof Duda gehört habe, 4 gewesen.

Steinwachs: Hier geht jetzt etwas durcheinander. Wir haben die beiden Maße, die Magnitude, die die Energie angibt, und den anderen Wert, die Intensität, in Soltau war 5 daran ist kein Zweifel und in Alfhausen beträgt 7. Wir haben also einen Unterschied von 2 Intensitätsstufen.

Rübsamen: Nein. Ich habe beide Maße die Magnitude genommen. Von der Intensität ist gar nicht die Rede.

Steinwachs: Nach der Formel von Wiggins, da ist leicht nachzulesen müssen Sie eine maximale Beschleunigung im Erdbebenzentrum ansetzen. Das hilft also wirklich nichts.

Richter: Ich fürchte dieses Problem wird nicht restlos zu unserer Einsicht erschöpft werden können.