

17. LINDAUER BAUSEMINAR 1991

Referent

Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert

Öffentliche Prüfstelle für Baustoffe und Geotechnik, FH Konstanz
und Ingenieurbüro Baugrund-Geotechnik-Umweltschutz, Konstanz

Thema

Stand der Normung und Ausführung
von Pfahlgründungen

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 EINLEITUNG	43
2 STAND DER NATIONALEN NORMUNG.....	43
2.1 Allgemeines	43
2.2 Bohrpfähle	44
2.3 Ramppfähle	44
2.4 Verpreßpfähle	44
2.5 Pfahlabschnitt DIN 1054	45
2.6 Empfehlungen zu Pfahlgründungen	45
3 PERSPEKTIVEN DER PFAHLNORMUNG IM EUROPÄISCHEN RAUM.....	45
4 BESTIMMUNG DER PFAHLTRAGFÄHIGKEIT AUS ERFAHRUNGSWERTEN UND PROBEBELASTUNGEN.....	47
4.1 Allgemeines	47
4.2 Axiale Pfahltragfähigkeit aus Erfahrungswerten	48
4.3 Horizontale Pfahltragfähigkeit aus Erfahrungswerten	60
4.4 Pfahlmindestabstände und axiale Gruppenwirkung.....	60
4.5 Horizontale Gruppenwirkung	63
4.6 Stand der Technik bei der Ausführung von vertikalen und horizontalen Pfahlprobebelastungen	64
5 AUSGEWÄHLTE FRAGESTELLUNGEN BEI DER BERECHNUNG UND AUSFÜHRUNG VON PFAHLEN.....	68
5.1 Allgemeines	68
5.2 Negative Mantelreibung.....	68
5.3 Bettungsmodulbegrenzung in der Nähe der Geländeoberfläche	71
5.4 Belastung und Bettung bei Brückenwiderlagerpfählen und Stützmauern auf Pfählen.....	72
5.5 Dynamische und zyklische Belastungen von Pfählen	74
5.6 Einige Erfahrungen bei der Ausführung von Pfahlgründungen in weichen Böden	76
6 SCHLUSSBEMERKUNGEN	77
7 LITERATUR	77

1 EINLEITUNG

Pfahlgründungen sind nach wie vor ein ganz bedeutender Teil des Spezialtiefbaus, so daß im folgenden ein Überblick zum "Stand der Normung und Ausführung von Pfahlgründungen" gegeben werden soll, da die Entwicklungen sehr weit vorangegangen sind. Andererseits stehen wir z. Z. durch die Bemühungen um den europäischen Binnenmarkt an der Schwelle einer völlig neuen Betrachtungsweise, bei der wir Gewohntes bezüglich der Qualität in der Ausführung sowie in der Regelungsdichte relativieren und uns international (hier zunächst europäisch) aufeinander zubewegen müssen, um auch weiterhin wettbewerbsfähig zu bleiben.

Das Thema ist so umfangreich, daß hier selbstverständlich nur einige Aspekte herausgearbeitet werden können. Aus diesem Grunde ist der Schwerpunkt der folgenden Ausführungen nicht die Pfahlbautechnik, sondern unter dem Stichwort "Ausführung" sind hier Probleme angesprochen, die sich bei Entwurf und Berechnung von Pfahlgründungen in der täglichen Praxis häufig für den Baugrundgutachter und dem Tragwerksplaner ergeben.

Das Thema ist wie folgt gegliedert: Zunächst ist der Stand der nationalen Normung und Empfehlungen auf dem Pfahlsektor aufgelistet und die für die europäische Normung sich derzeit ergebenden Perspektiven dargestellt. Hierzu ist anzumerken, daß die europäischen Tendenzen auf dem Normungssektor sich für alle technischen Bereiche wohl ähnlich entwickeln werden und selbstverständlich nicht auf den Spezialtiefbau beschränkt bleiben.

Daran anschließend erfolgt ein Überblick und Besonderheiten zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit aus Erfahrungswerten und Pfahlprobelastungen.

Abschließend sind ausgewählte Fragestellungen bei der Berechnung und Ausführung von Pfahlgründungen mit Lösungsvorschlägen behandelt.

2 STAND DER NATIONALEN NORMUNG

2.1 Allgemeines

Im folgenden ist ein Überblick über den Stand der nationalen Pfahlnormung gegeben, wobei eine Gliederung nach den Pfahlarten erfolgt. Zusätzlich sind die in ihrer Wertigkeit den Normen nachgeordneten technischen Empfehlungen mit aufgelistet.

Im Vorgriff auf die dann folgenden Ausführungen nach Abschnitt 3 (Europäische Normungsperspektiven) wird darauf hingewiesen, daß die nationale Normung mit Stand vom 31.12.1990 "eingefroren" wurde und keine neue nationale Norm mehr verabschiedet werden kann.

Die hier aufgelisteten gültigen Normen werden damit mindestens für die nächsten 5 Jahre Stand der nationalen Pfahltechnik sein.

2.2 Bohrpfähle

Die DIN 4014 Teil 1 für kleinere Bohrpfähle und Vornorm DIN 4014 Teil 2 für Großbohrpfähle wurden ersetzt durch

- DIN 4014 -3/90- : Bohrpfähle; Herstellung, Bemessung und Tragverhalten.

In diese neu herausgegebene Norm sind die Erkenntnisse und Erfahrungen der letzten 15 Jahre mit eingeflossen.

2.3 Rammpfähle

Die

- DIN 4026 -8/75- : Rammpfähle; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung

hat zwar das Ausgabedatum August 1975, reicht aber vom technischen Stand weit in die 60-iger Jahre zurück.

Für Ortbetonrammpfähle werden nach wie vor die "Herstellungsrichtlinien für Frankipfähle" aus den 60-iger Jahren verwendet, ohne daß sie offiziell eingeführt sind.

Zur Zeit wird im Pfahlnormenausschuß seit längerem die DIN 4026 mit dem Titel

"Verdrängungspfähle"

überarbeitet.

Darin werden alle neuen Einbringtechniken, z. B. die Vibration usw. mitbehandelt. Auch das Konzept der Rammpfahltragfähigkeit wird überarbeitet und analog zu den Bohrpfählen aufgebaut. Dieser Normentwurf wird dann später aufgrund der europäischen Normungsaktivitäten nur noch als Empfehlung der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau (DGEG) veröffentlicht werden können.

2.4 Verpreßpfähle

Für Verpreßpfähle gilt :

- DIN 4128 -4/83- : Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser; Herstellung, Bemessung und zulässige Belastung

Bei dieser Norm ist es leider nicht mehr gelungen, durch eine entsprechende Überarbeitung die sich im Widerspruch zur DIN 1054 und zur EAU befindlichen hohen Sicherheitsanforderungen (= 3,0) bei Zugpfählen zu beseitigen.

2.5 Pfahlabschnitt DIN 1054

Es gilt noch

- DIN 1054 -11/76- : Zulässige Belastung des Baugrundes; für Pfähle Abschnitt 5.

Der Entwurf der neuen DIN 1054 auf der Grundlage des neuen Sicherheitskonzeptes mit Teilsicherheitsbeiwerten ist nahezu fertiggestellt und kann aufgrund der europäischen Entwicklung ebenfalls nur noch als Empfehlung der DGEG veröffentlicht werden, was für eine der nächsten Ausgaben der Zeitschrift "Geotechnik" vorgesehen ist.

Der vom Pfahlnormenausschuß zugearbeitete Pfahlabschnitt versucht die alten Tragfähigkeitsvorstellungen beizubehalten und nur die neue Terminologie zu übernehmen, da getrennte Teilsicherheitsbeiwerte für Pfahlmantelreibung und Spitzenwiderstand nicht sinnvoll erscheinen.

2.6 Empfehlungen zu Pfahlgründungen

- ZTV-K 80: Zusätzliche technische Vorschriften für Kunstbauten, Abschnitt 5.2.
- DGEG-Empfehlung, AK 5: Seitendruck auf Pfähle durch Bewegungen von weichen, bindigen Böden. Geotechnik H.1, 1978, S. 100 ff.
- ISSMFE-Empfehlung: Axiale Pfahlprobebelastung -Teil 1 : Statische Belastung 1983.
- DGEG-Empfehlung, AK 5: Dynamische Pfahlprüfungen (Veröffentlichung in der Geotechnik 1991).

3 PERSPEKTIVEN DER PFAHLNORMUNG IM EUROPÄISCHEN RAUM

Die von der europäischen Kommission beauftragte Erstellung der Eurocodes sind nahezu fertig. "EC 7 : GEOTECHNICS" ist im Bearbeitungsfortschritt noch nicht ganz abgeschlossen. Für unser Thema ist gerade veröffentlicht

First Draft, Dec. 1990 :

Eurocode No. 7: Chapter 7 - Pile Foundations

Zwischenzeitlich hat die EG aber die Absicht aufgegeben, über die Eurocodes unmittelbar geltendes Recht zu schaffen, und die Normungsarbeit an die europäische Normeninstitution CEN übertragen. Die nationale Normung wurde zum Jahresende 1990 "eingefroren" und durch die Mitarbeit im entsprechenden Gremium SC (Subcommittee) 7 ersetzt.

Das Sekretariat des gesamten SC 7 hat ihren Sitz in Delft. Die Bezeichnung dieses Subcommittee "Geotechnic" ist

CEN / TC 250 / SC 7 .

Dieses technische Komitee 250 / SC 7 im CEN hat 4 Mandate :

- Part 1 : Sicherheitsanforderungen, Entwurfsgrundlagen
- Part 2 : Laborversuche
- Part 3 : Feldversuche
- Part 4 : Spezialtiefbau

Die Festlegungen des EC 7 werden jetzt in die einzelnen CEN-Normen der Mandate umgearbeitet und als europäische Norm verabschiedet.

Das europäische Normungsverfahren ist vollkommen anders organisiert als national bisher gewohnt. Das Ziel sind sehr kurzfristige Bearbeitungszeiten der Normen.

Die Normenentwürfe werden durch bezahlte Kräfte zusammengestellt. Die Mandate (Ausschüsse) des TC 250 / SC 7 beraten dann die Entwürfe und versuchen die nationalen Interessen einzubringen. Deutschland hat dabei eine Delegation von ca. 3 Leuten mit etwa 10 Stimmpunkten. Die nationale Delegation wird von den nationalen Normenausschüssen bestimmt. Die Organisation der nationalen Delegation und Ausschüsse bleibt in Deutschland beim DIN.

Für den CEN / TC 250 / SC 7 , Part 4 (Spezialtiefbau) ist der nationale Pfahlnormenausschuß AK 5 "Spiegelausschuß". Die DIN-Spiegelausschüsse müssen den nationalen Delegationen fundiert zuarbeiten, um die deutschen Interessen einzubringen. Zersplitterungen müssen unbedingt vermieden werden. Damit dies nicht geschieht, muß auch möglichst Einvernehmen mit der EFFC (European Federation of Foundation Contractors) vorab hergestellt werden. Die EFFC wurde durch europäische Spezialtiefbauunternehmen gegründet, um die Fir-

meninteressen bei der europäischen Vereinigung zu wahren. Der Einfluß der EFFC bei der europäischen Normung wächst.

Bezüglich der europäischen Normung gelten folgende Regelungen:

- Nur CEN-Normen können die bestehenden eingeführten nationalen Normen ablösen.
- Neue nationale Normen dürfen nicht mehr als Weißdruck verabschiedet werden und werden nicht mehr bauaufsichtlich eingeführt.
- In einem Zeitraum von 5 bis 10 Jahren kann sowohl nach den mit Stand Ende 1990 "eingefrorenen" nationalen Normen als auch nach den noch zu verabschiedenen CEN-Normen parallel gearbeitet werden.
- National können neue DIN-Normen nur als Blaudruck mit Vornormcharakter veröffentlicht werden. Sie werden aber nicht mehr bauaufsichtlich eingeführt. Sinn dieser Vornormen ist z. B. technische Neuerungen fortzuschreiben (wahlweise Anwendung). Der rechtliche Stand dieser Vornormen ist vergleichbar wie Empfehlungen der DGEG.
- Nach der genannten Übergangszeit werden nur noch die europäischen CEN-Normen angewendet.

Vorstehend wurde versucht, für den geotechnischen Sektor, wovon natürlich auch die Pfahlgründungen betroffen sind, kurz die gravierenden Änderungen aufzuzeigen, weil sich abzeichnet, daß wir alle schnellstens umdenken müssen. Die europäische Entwicklung bekommt jetzt auch auf unserem Gebiet eine sehr viel schnellere Gangart. Wenn wir unsere Interessen dabei mit einbringen wollen, müssen wir umgehend auf diesen Zug aufspringen. Die Spezialtiefbauunternehmen haben diese Entwicklung erkannt und durch die Gründung der EFFC Rechnung getragen.

4 BESTIMMUNG DER PFAHLTRAGFÄHIGKEIT AUS ERFAHRUNGSWERTEN UND PROBEBELASTUNGEN

4.1 Allgemeines

In den Pfahlnormen bzw. in der DIN 1054 wird zunächst immer angeführt, daß die Pfahltragfähigkeit aus Pfahlprobelastungen oder aus für den Standort vergleichbaren Ergebnissen anderer Probelastungen festgelegt werden sollen. Da Probelastungen bekanntermaßen teuer sind und nur in Ausnahmefällen beim Bauherren durchgesetzt werden können, ist der Regelfall die Festlegung der Pfahltragfähigkeit aus Erfahrungswerten.

Dennoch wird darauf hingewiesen, daß durchaus vorgeschaltete Probelastungen in Einzelfällen selbst bei hohen Versuchskosten für die Gesamtgründungsmaßnahme zu wirtschaftlicheren Lösungen führen können. Nachfolgend sind beide Verfahren gegenübergestellt.

4.2 Axiale Pfahltragfähigkeit aus Erfahrungswerten

4.2.1 Bohrpfähle

Wie bereits im Abschnitt 2 ausgeführt, ist die Unterscheidung zwischen Bohrpfählen und Großbohrpfählen (früher DIN 4014 Teil 1 und 2) mit Herausgabe der neuen DIN 4014 -3/90- aufgehoben worden. Das Verfahren der Bestimmung der axialen Pfahltragfähigkeit aus Erfahrungswerten wurde aus der alten Großbohrpfahlnorm übernommen und nun für alle Bohrpfähle mit Pfahldurchmesser von 0,3 bis 3 m festgelegt.

Im Vorgriff auf das zu erwartende Sicherheitskonzept wurde bereits in dieser DIN 4014 -3/90- unabhängig von den aufgezeigten Problemen der nationalen und internationalen Harmonisierung der neuen Teilsicherheitsbeiwerte, die Terminologie des neuen Konzepts in der Pfahlnorm aufgegriffen. Dazu gehört die Aufstellung einer Grenzzustandsgleichung für den Einzelpfahl.

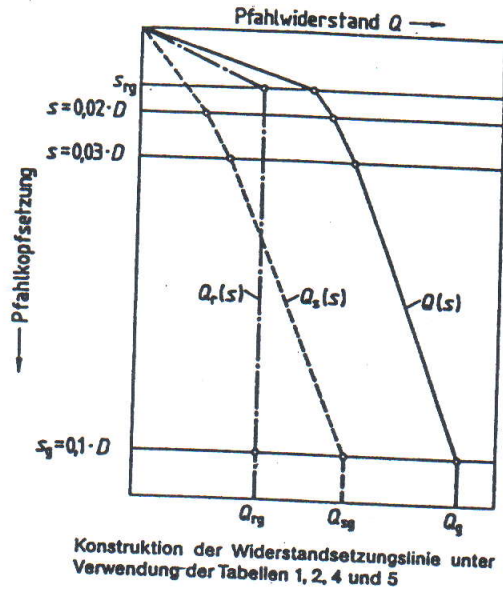
Hier zu

$$Q_d - S_d > 0$$

Mit Q_d = Bemessungsgröße der Pfahlwiderstände

S_d = Bemessungsgröße der Einwirkungen

Die hier interessierenden Pfahlwiderstände werden auf der Grundlage einer fiktiven Widerstandsetzungslinie (früher Last-Setzungslinie) bestimmt, siehe Bild 4.1, wobei zwischen dem Pfahlfußwiderstand und dem Pfahlmantelwiderstand zu unterscheiden ist.



$$Q(s) = Q_s(s) + Q_r(s) = A_P \sigma_s(s) + \sum_1^i A_{mi} \cdot \tau_{mi}(s) \quad (8)$$

Hierin bedeuten:

- $Q_s(s)$ Pfahlspitzenwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung s
- $Q_r(s)$ Pfahlmantelwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung s

$$Q_r(s) = \sum_1^i A_{mi} \cdot \tau_{mi}(s)$$

- A_P Pfahlspitzenfläche
- $\sigma_s(s)$ Pfahlspitzenwiderstand in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung s
- A_{mi} Pfahlmantelfläche im Bereich der Bodenschicht
- $\tau_{mi}(s)$ Mantelreibung in Abhängigkeit von der Pfahlkopfsetzung s
- i Nummer der Bodenschicht

Bei dieser Ermittlung darf die Eigenlast der Pfähle vernachlässigt werden.

Bild 4.1 : Fiktive Widerstandssetzungslinie des Bohrpfahls nach DIN 4014 -3/90-

Diese Vorgehensweise ist aus der alten Großbohrpfahlnorm bekannt, wobei nunmehr die Setzungen nicht als absolute Größen (früher für 1, 2, 3 und 15 cm) angegeben werden, sondern auf den Pfahlfußdurchmesser normiert sind. Das Verfahren wird dadurch weniger anschaulich, hat aber den Vorteil, daß für den Anwendungsbereich der Pfahldurchmesser von 0,3 bis 3 m, einheitliche Zahlenwerte für Pfahlspitzenwiderstand und Mantelreibung angesetzt werden können und gleichzeitig die Durchmesserabhängigkeit im Pfahltragverhalten berücksichtigt wird. Die Durchmesserabhängigkeit zeigt sich rechnerisch durch kleinere Setzungen bei kleineren Pfahldurchmessern gegenüber größeren Setzungen bei größeren Durchmessern und gleichem Pfahlspitzenwiderstand.

Die für die Konstruktion einer fiktiven Lastsetzungslinie anzusetzenden charakteristischen Werte für den Pfahlspitzenwiderstand und für die Mantelreibung finden sich in Tabelle 1, 2, 4, und 5 der DIN 4014 3/90-.

Tabelle 1. Pfahlspitzenwiderstand σ_s in MN/m^2 in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfsatzung s/D bzw. s/D_F und dem mittleren Sondierspitzenwiderstand in nichtbindigen Böden

bezogene Pfahlkopfsatzung s/D bzw. s/D_F	Pfahlspitzenwiderstand σ_s MN/m^2 *)			
	bei einem mittleren Sondierspitzenwiderstand q_s MN/m^2			
	10	15	20	25
0,02	0,7	1,05	1,4	1,75
0,03	0,9	1,35	1,8	2,25
0,10 = s_g	2,0	3,0	3,5	4,0

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Bei Bohrpfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75% abzumindern.

Tabelle 2. Pfahlspitzenwiderstand σ_s in Abhängigkeit von der auf den Pfahl(fuß)durchmesser bezogenen Pfahlkopfsatzung s/D bzw. s/D_F in bindigen Böden

bezogene Pfahlkopfsatzung s/D bzw. s/D_F	Pfahlspitzenwiderstand σ_s MN/m^2 *)	
	bei einer Kohäsion im undrännierten Zustand c_u MN/m^2	
	0,1	0,2
0,02	0,35	0,9
0,03	0,45	1,1
0,10 = s_g	0,8	1,5

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden. Bei Bohrpfählen mit Fußverbreiterung sind die Werte auf 75% abzumindern.

Tabelle 4. Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung in nichtbindigen Böden

Festigkeit des nichtbindigen Bodens bei einem mittleren Sondierspitzenwiderstand q_s MN/m^2	Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung MN/m^2 *)
0	0
5	0,04
10	0,08
≥ 15	0,12

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Tabelle 5. Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung in bindigen Böden

Festigkeit des bindigen Bodens bei einer Kohäsion im undrännierten Zustand c_u MN/m^2	Bruchwert τ_{mf} der Mantelreibung MN/m^2 *)
0,025	0,025
0,1	0,04
$\geq 0,2$	0,06

*) Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Bild 4.2 : Pfahlspitzenwiderstand und Mantelreibung nach DIN 4014 -3/90-

Die Tabellenwerte nach Bild 4.2 gelten unter folgenden Voraussetzungen :

- Die Werte sind nur für einfache Bodenverhältnisse im Sinne der DIN 1054 anwendbar.
- Die Festigkeit des Baugrundes wird für nichtbindige Böden durch den Sondierwiderstand q_s , in bindigen Böden durch die Scherfestigkeit des undrännierten Bodens c_u charakterisiert.
- Die Mächtigkeit der tragfähigen Schicht muß drei Pfahlfußdurchmesser, mindestens aber 1,5 m betragen.
- Die Angaben für den Pfahlspitzenwiderstand setzen eine Mindesteinbindung der Pfähle von 2,5 m in den tragfähigen Boden voraus.

Die Verwendung des Sondierspitzwiderstandes q_s der Drucksonde für die Bestimmung der Pfahlwiderstände im nichtbindigen Boden ist auf die norddeutschen Verhältnisse ausgerichtet. Die im süddeutschen Raum kaum einsetzbare Drucksonde wird hier in unserer Region durch die schwere Rammsonde ersetzt. Die Bohrpfahlnorm gibt Umrechnungshilfen mit der pauschalen Beziehung

$$q_s \text{ [MN/m}^2\text{]} \sim N_{10} \text{ (Schläge je 10 cm Endringung)}$$

und stützt sich hierbei auf eine Veröffentlichung von FRANKE (1973) gemäß Bild 4.3.

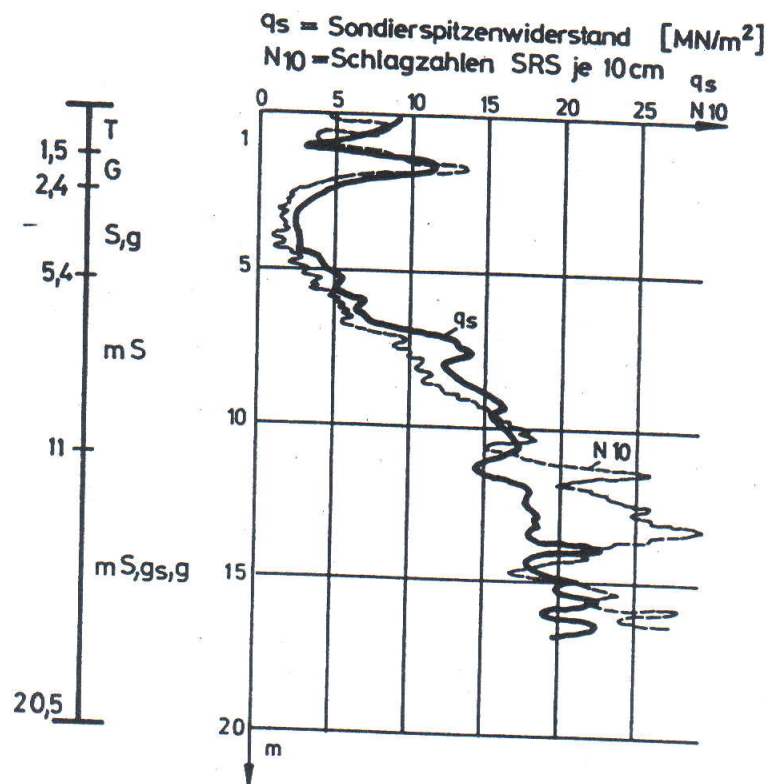
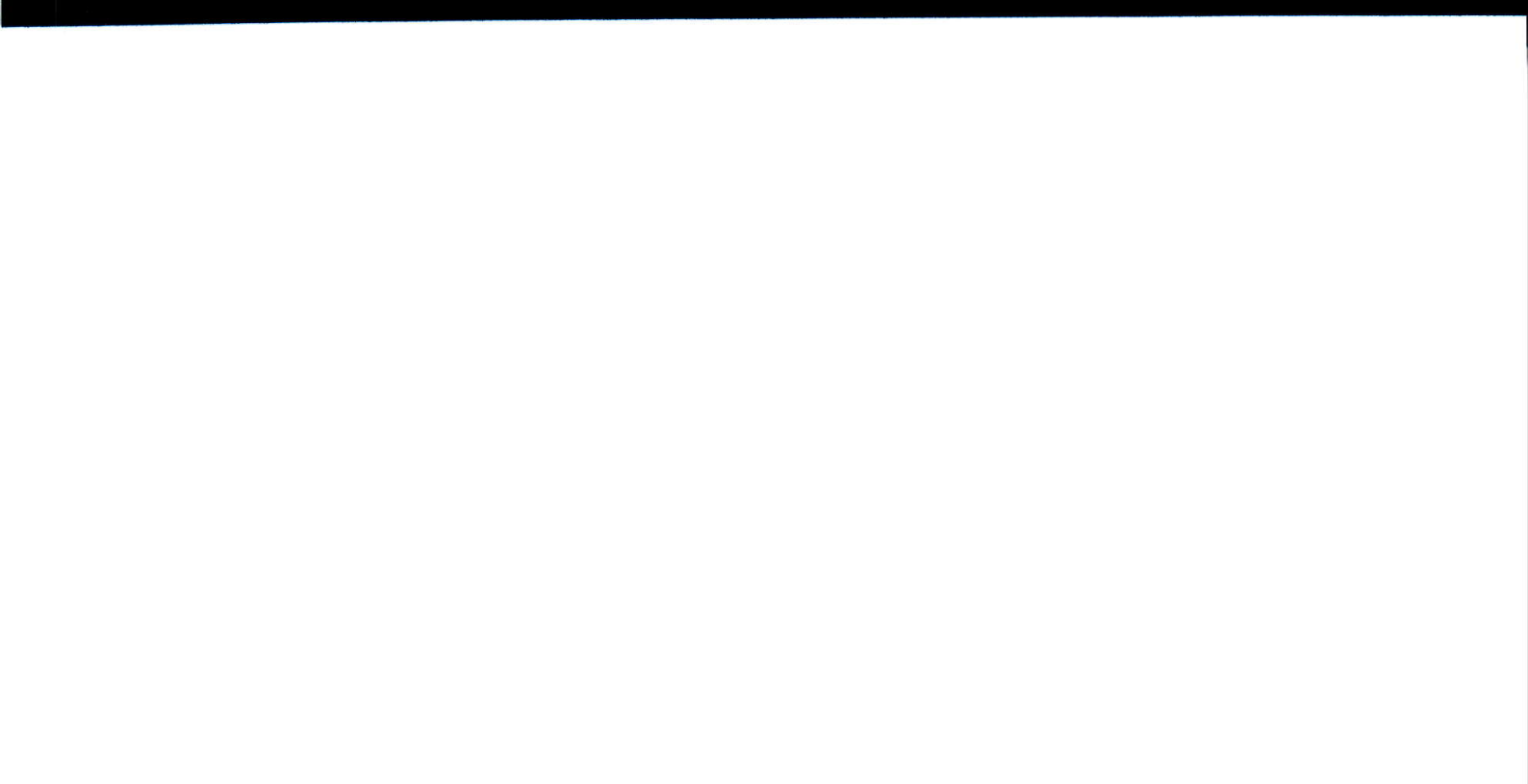


Bild 4.3: Vergleich von Ergebnissen der Drucksonde mit der schweren Rammsonde nach FRANKE (1973)

Diese Vorgehensweise weicht etwas von den Festlegungen der Sondennorm DIN 4094 ab, hat sich aber für Pfähle weitgehend bewährt.

Besonders hervorzuheben gegenüber der alten Vornorm DIN 4014 Teil 2 sind nach Bild 4.2, Tabelle 1 und 2, die bodenfestigkeitsabhängigen Angaben von Pfahlsitzwiderstand und Mantelreibung, was die Norm wesentlich anwendungsfreundlicher und wirtschaftlicher macht.



Ging man früher davon aus, daß die volle Grenzmantelreibung bei bindigen Böden nach Setzungen bis 1 cm und bei nichtbindigen Böden bis 2 cm erreicht wird, enthält die neue DIN eine nicht unumstrittene lastabhängige Beziehung nach folgender empirischen Formel

$$s_{rg} = 0,5 \cdot Q_{rg} \text{ [in MN]} + 0,5 < 3 \text{ cm}$$

Dagegen hat sich allgemein durchgesetzt, daß eine Pfahlgrenzsetzung von

$$s_g = 0,1 \cdot D \text{ bzw. } s_g = 0,1 \cdot D_F$$

zuzuordnen ist.

Die dargelegten Tragfähigkeitsangaben für Bohrpfähle nach Bild 4.2 basieren auf der statistischen Auswertung von mehr als 150 Pfahlprobelastungen unterschiedlicher Qualität, siehe FRANKE/ELBORG (1986), und diese abgesicherten Angaben konnten bei Pfahlprobelastungen weitgehend immer wieder bestätigt werden, siehe auch KEMPFERT (1982) und KEMPFERT/LAUFFER (1991).

Dagegen waren die bisherigen Festlegungen der alten Vornorm DIN 4014 Teil 2 zu den Tragfähigkeitsangaben von Bohrpfählen im Fels durchaus problematisch, wenn nicht sogar für einige Felsarten auf der unsicheren Seite. Dies soll nachfolgend anhand von Probelastungsergebnissen belegt werden.

Die bekannte Felstabelle der Vornorm DIN 4014 Teil 2 enthält Angaben über den Pfahlspitzendruck abhängig von den Gesteinsarten sowie vom Verwitterungszustand und dem Grad der mineralischen Bindung des Festgesteins.

Tabelle 6. Grenzwerte für den Pfahlspitzendruck σ , im Fels und in felsähnlichen Böden in MN/m² für weitmaschige Trennflächenabstände

Verwitterungszustand und Grad der mineralischen Bindung **)	Gesteinsart		
	Massige Erstarrungsgesteine und Metamorphite, z. B. Granit, Gabbro, Basalt, Gneis	Konglomerate, Breccien, Sandstein, Kalkstein, Dolomitstein	Mergelstein, Schluffstein, Tonstein
unverwittert, sehr gute mineralische Bindung	16	11	8
angewittert, gute mineralische Bindung	9	6	4
stärker verwittert, mäßige mineralische Bindung	4	3	Es gelten die Kriterien für Lockergesteine
entfestigt oder zersetzt, schlechte oder ohne mineralische Bindung	Es gelten die Kriterien für Lockergesteine nach Abschnitt 6.1		

*) MN/m² = 10 kp/cm²
 **) Mineralische Bindung nach DIN 4022 Teil 1, Ausgabe November 1969, Abschnitt 10.2.2

Bild 4.4 : Angaben zur Bohrpfahltragfähigkeit im Fels nach Vornorm DIN 4014 Teil 2 -9/77-

Der Grenzwert der Mantelreibung wurde zu 1/10 der Spitzendruckwerte angesetzt.

Bei praktischen Gründungen von Talbrücken der Deutschen Bundesbahn auf den Neubaustrecken war die Frage zu klären, wie die Tragfähigkeit von Großbohrpfählen im stärker verwitterten Buntsandstein in Abhängigkeit von den Tonsteinanteilen zu beurteilen ist. Ging man von der Felstabelle nach Bild 4.4 aus der Vornorm aus, so ergab sich das Problem, welcher der im Bild besonders gekennzeichneten Spitzendrucke für die Pfahldimensionierung im Buntsandstein zutrif. Da hierüber kaum Erfahrungen vorlagen, wurden mehrere Pfahlprobelastungen durchgeführt, siehe auch DÜRRWANG (1984) und SOMMER et al. (1984). An der Rombachtalbrücke sind im Untergrund mitteldicht gelagerte Deckschichten aus Hangschutt vorhanden. Die Pfähle binden in den darunter anstehenden Mittleren Buntsandstein ein. Dieser Sandstein besteht aus 15 bis 40 cm dicken Bänken mit Ton- und Schluffsteinzwischenlagen, engstehende Klüftung mit Öffnungsweiten der Klüfte in mm- bis wenige cm-Größenordnungen. Vereinzelt sind auch größere Klüfte vorhanden. So ergab sich z. B. am Probepfahl II eine steil stehende 13 cm weit geöffnete Kluft. Es bestand bei den Probelastungen die Hoffnung, einen Pfahlsitzendruck von $\sigma_s = 6 \text{ MN/m}^2$ zu erreichen. Bei den Probelastungen an der Kehrenbachtalbrücke war der Mittlere Buntsandstein stark verwittert und wesentlich tonsteinreicher als bei der Rombachtalbrücke.

Den für derartige Versuche an Großbohrpfählen notwendige Aufwand allein bei der Belastungseinrichtung zeigt beispielhaft das Bild 4.5.

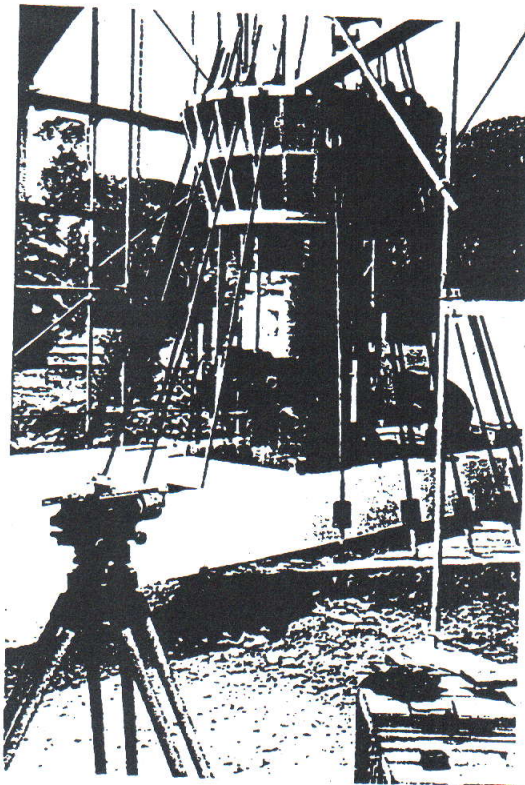
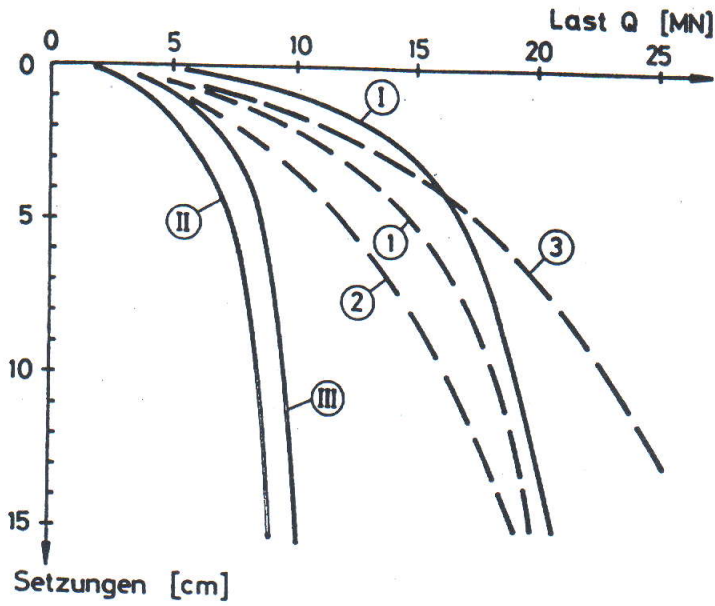


Bild 4.5: Belastungseinrichtung Versuche Kehrenbachtalbrücke

a) Last - Setzungslinien



LEGENDE:

- Versuche Rombach - TB
- ① $d=1,2 \text{ m}$, $l = 15,2 \text{ m}$
- ② $d=1,2 \text{ m}$, $l = 9,2 \text{ m}$
- ③ $d=0,9 \text{ m}$, $l = 10,9 \text{ m}$
- - - Versuche Kehrenbach - TB
- ① $d=1,2 \text{ m}$, $l = 15,0 \text{ m}$
- ② $d=1,2 \text{ m}$, $l = 20,0 \text{ m}$
- ③ $d=1,2 \text{ m}$, $l = 25,0 \text{ m}$

b) Spitzendruck - Setzungslinien

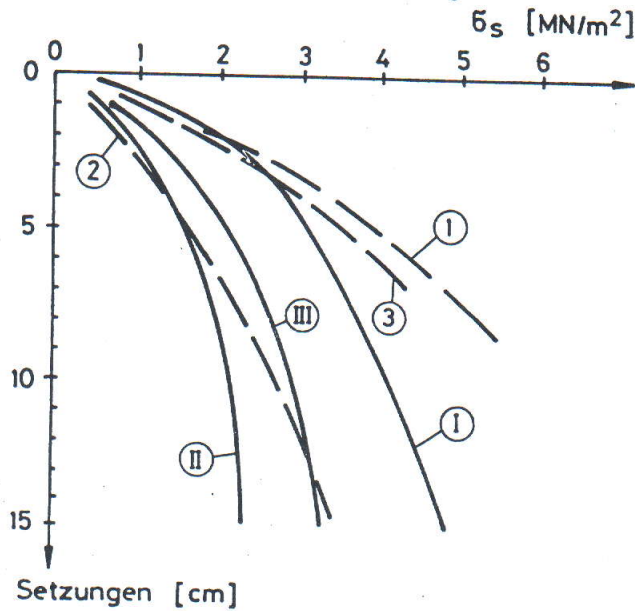


Bild 4.6:

Ergebnisse von Pfahlprobelastungen im Buntsandstein

In Bild 4.6a) sind vergleichend die Widerstands-Setzungskurven der Probelastungen und in Bild 4.6b) die Pfahlspitzenwiderstands-Setzungslinien dargestellt. Danach waren die Pfahltragfähigkeiten im Buntsandstein teilweise erheblich ungünstiger als erwartet und kamen einem Pfahlverhalten im Lockergestein nahe. Die erheblichen Kosten für derartige Probelastungen konnten in diesen Fällen nicht durch wesentliche Einsparungen bei den endgültigen Bauwerkspfählen aufgefangen werden. Es ist aber hervorzuheben, daß diese Versuche das Gründungsrisiko bei den schwierigen Untergrundverhältnissen minimiert und damit zu einer Erhöhung des vorhandenen Sicherheitsniveaus geführt haben. Weiterhin lagen damit besser abgesicherte Ergebnisse vor, die für die zahlreichen Talbrückengründungen der Neubaustrecke auf Pfählen im Buntsandstein genutzt werden konnten.

Aus diesen Erfahrungen wurden für die DIN 4014 -3/90- eine völlig neue Konzeption für Tragfähigkeitsangaben von Bohrspfählen im Fels auf der Basis der Zusammenstellungen von KORECK (1987) gewählt.

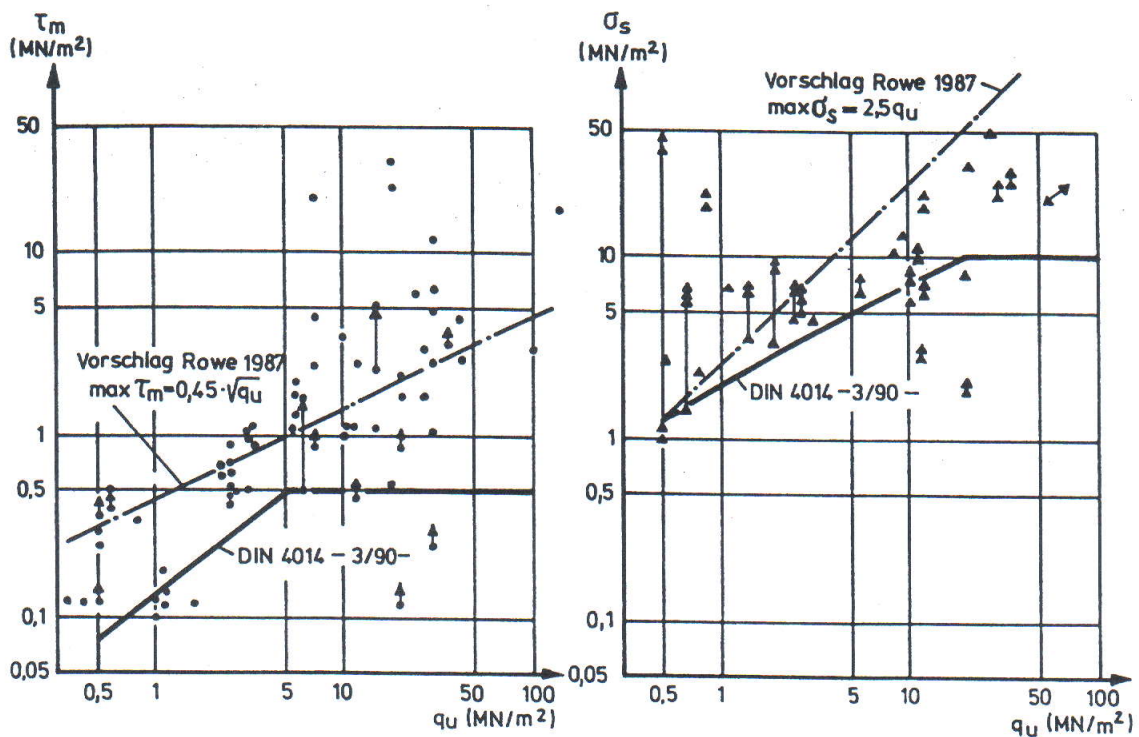


Bild 4.7: Versuchsergebnisse der Grenzwerte für Mantelreibung und Pfahlspitzenwiderstand im Fels und Regelungen aus DIN 4014 -3/90- nach KORECK (1987)

Dabei war sich der Pfahlausschuß durchaus bewußt, daß eine Anbindung der Pfahltragfähigkeit an die einaxiale Druckfestigkeit q_u für bestimmte Felsarten auf Grund der sich häufig ergebenden großen Streuungen der q_u -Werte auch problematisch sein kann.

Die einzuhaltenden Sicherheitsbeiwerte für Bohrpfähle sind in DIN 1054 festgelegt.

a) Altes Sicherheitskonzept (DIN 1054 -11/76):

Tabelle 8. Sicherheit γ

Pfährlart	Anzahl der unter gleichen Verhältnissen ausgeführten Probelastungen	Sicherheit bei Lastfall		
		1	2	3
Druckpfähle	1 ≥ 2	2 1,75	1,75 1,5	1,5 1,3
Zugpfähle mit Neigungen bis 2:1 ¹⁾	1 ≥ 2	2 2	2 1,75	1,75 1,5
Zugpfähle mit einer Neigung von 1:1 ¹⁾	≥ 2	1,75	1,75	1,5
Pfähle mit größerer Wechselbeanspruchung (Zug und Druck)	≥ 2	2	2	1,75

¹⁾ Bei Zugpfählen mit Neigungen zwischen 2:1 und 1:1 ist die Sicherheit in Abhängigkeit vom Neigungswinkel geradlinig zwischen den Werten der Zeilen 4 und 5 zu interpolieren.

b) Neues Sicherheitskonzept (Entwurf DIN 1054) (Teilsicherheitsbeiwert auf die Einwirkungen berücksichtigen):

Tabelle 5.1 Teilsicherheitsbeiwerte γ_{M1} für axiale Pfahlwiderstände

Zeile	Pfährlart	Anzahl der unter gleichen Verhältnissen ausgeführten Probelastungen	Teilsicherheitsbeiwert γ_{M1} für den Grenzzustand 1
1	Druckpfähle	1 ≥ 2	1,4 1,25
2	Zugpfähle	≥ 2	1,4
3	Druck- u. Zugpfähle	bei Verwendung v. Erfahrungswerten n. DIN 4014, DIN 4026 und DIN 4128	1,4

4.2.2 Verpreßpfähle

Die DIN 4128 läßt eine Bestimmung der Pfahltragfähigkeit aus Erfahrungswerten von Verpreßpfählen nur in Ausnahmefällen zu.

Tabelle 3. Grenzmantelreibungswerte für Verpreßpfähle

Bodenart	Druckpfähle MN/m ²	Zugpfähle MN/m ²
Mittel- und Grobkies	0,20	0,10
Sand und Kiessand	0,15	0,08
Bindiger Boden	0,10	0,05

Bild 4.8: Grenzmantelreibungsbeiwerte für Verpreßpfähle nach DIN 4128

Der Regelfall ist die Festlegung der Pfahllasten auf der Grundlage von Probelastungen an mindestens 2 Probpfählen, jedoch wenigstens an 3 % aller Pfähle.

Daß diese Forderung sinnvoll ist, zumal die Kosten derartiger Belastungsversuche nicht so sehr hoch liegen, zeigen die sehr guten Ergebnisse aus KEMPFERT (1986) von Probelastungen im breiigen Beckenton.

4.2.3 Rammpfähle

Für die Rammpfähle, die wie bereits im Abschnitt 2 ausgeführt, in Zukunft Verdrängungspfähle heißen sollen, werden z.Z. zu den Bohrpfählen vergleichbare statistische Auswertungen von Pfahlprobelastungen durchgeführt, um Angaben zu Pfahlspitzenwiderstand und Mantelreibung für eine überarbeitete DIN 4026 angeben zu können.

Derzeit gelten noch die pauschalen Pfahltragfähigkeitsangaben der Ausgabe 8/75, die nahezu unverändert aus den 60-iger Jahren übernommen wurden. Beim Vergleich mit neueren Probelastungen und einer Nachprüfung der damaligen Festlegungen ist festzuhalten, daß die den Tabellen zugrunde liegende globale Sicherheit mehr in Richtung $\eta = 1,5$ tendiert als die heute gewohnten 2,0, so daß die Angaben in der Norm eher etwas auf der unsicheren Seite liegen. Auch dieser Umstand macht eine dringende Überarbeitung der DIN 4026 notwendig.

Tabelle 2. Zulässige Druckbelastung von Ramppfählen aus Holz
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in kN ¹⁾				
	d_{FAB} in cm				
	15	20	25	30	35
3	100	150	200	300	400
4	150	200	300	400	500
5	—	300	400	500	600

¹⁾ 1 kN \approx 0,1 Mp

**Tabelle 3. Zulässige Druckbelastung von Ramm-
pfählen mit quadratischem Querschnitt¹⁾**
aus Stahlbeton und Spannbeton
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in kN ¹⁾				
	Seitenlänge $a^2)$ in cm				
	20	25	30	35	40
3	200	250	350	450	550
4	250	350	450	600	700
5	—	400	550	700	850
6	—	—	650	800	1000

¹⁾ 1 kN \approx 0,1 Mp
²⁾ Gilt auch für annähernd quadratische Querschnitte, wobei für a die mittlere Seitenlänge einzusetzen ist.

Tabelle 4. Zulässige Druckbelastung von Ramppfählen aus Stahl
(Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten)

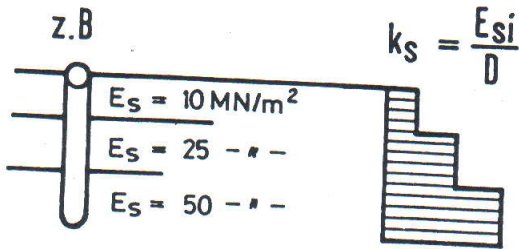
Einbindetiefe in den tragfähigen Boden m	Zulässige Belastung in kN ¹⁾				
	Stahlträgerpfähle ¹⁾		Stahlrohrpfähle ²⁾ Stahlkastenpfähle ²⁾		
	Breite oder Höhe in cm		d bzw. a in cm ³⁾		
	30	35	35 bzw. 30	40 bzw. 35	45 bzw. 40
3	—	—	350	450	550
4	—	—	450	600	700
5	450	550	550	700	850
6	550	650	650	800	1000
7	600	750	700	900	1100
8	700	850	800	1000	1200

¹⁾ 1 kN \approx 0,1 Mp
²⁾ Breite I-Träger mit Höhe : Breite \approx 1:1 z. B. IPB- oder PSp-Profile (vgl. „Stahl im Hochbau“, Verlag Stahl Eisen mbH Düsseldorf; „Betonkalender“, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München; Grundbau-Taschenbuch, Band I, 2. Auflage, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München 1966, Abschnitt 2.6; „Peiner Kastenspundwand, Peiner Stahlpfähle“, Handbuch für Entwurf und Ausführung, 3. Auflage 1960).
³⁾ Die Tabellenwerte gelten für Pfähle mit geschlossener Spitze. Bei unten offenen Pfählen dürfen 90% der Tabellenwerte angesetzt werden, wenn sich mit Sicherheit innerhalb des Pfahles ein fester Bodenpropfen bildet.
⁴⁾ d = äußerer Durchmesser eines Stahlrohrpfahles bzw. mittlerer Durchmesser eines zusammengesetzten, radial-symmetrischen Pfahles.
 a = mittlere Seitenlänge von annähernd quadratischen oder flächeneinhaltsgleichen rechteckigen Kastenpfählen.

Bild 4.9: Pfahltragfähigkeitsangaben aus DIN 4026

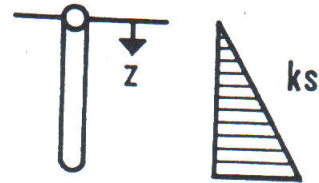
Aus Formel $k_s = f(E_s)$:

-wenn E_s schichtweise konstant



-wenn z.B.

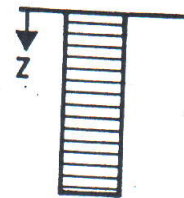
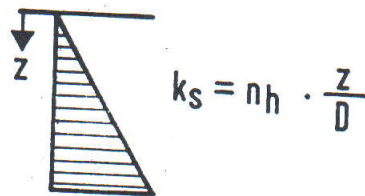
$E_s = f(z)$
 $k_s = g(z)$



dreieckförmig

oder

rechteckförmig



$n_h =$ Bettungsmodul für $z = 0$

nichtbindige und normal
 konsolidierte bindige Böden

überkonsolidierte
 bindige Böden

weitere übliche Formen:

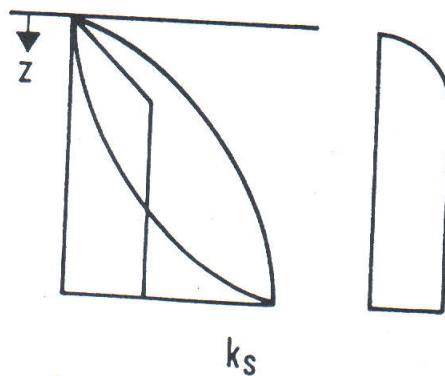


Bild 4.10:

Übliche Ansätze für die Bettungsmoduln auf Einzelpfähle

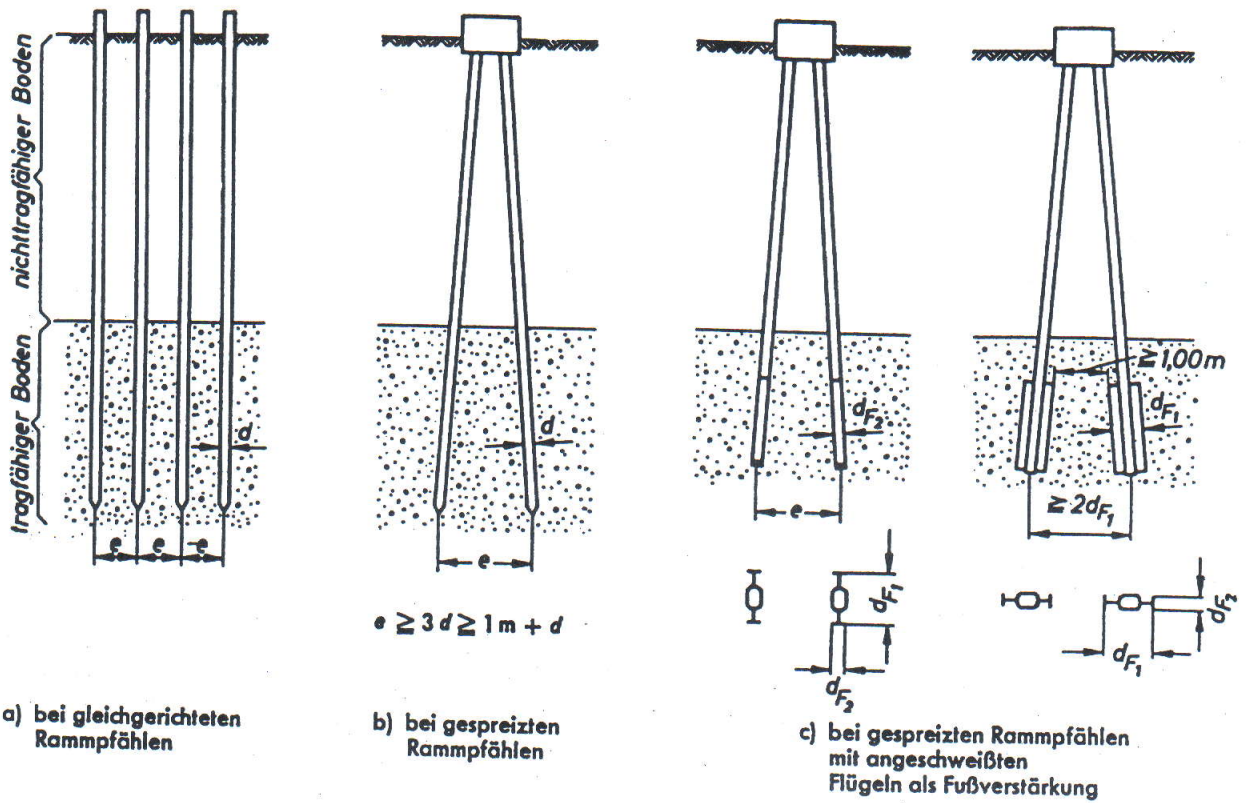
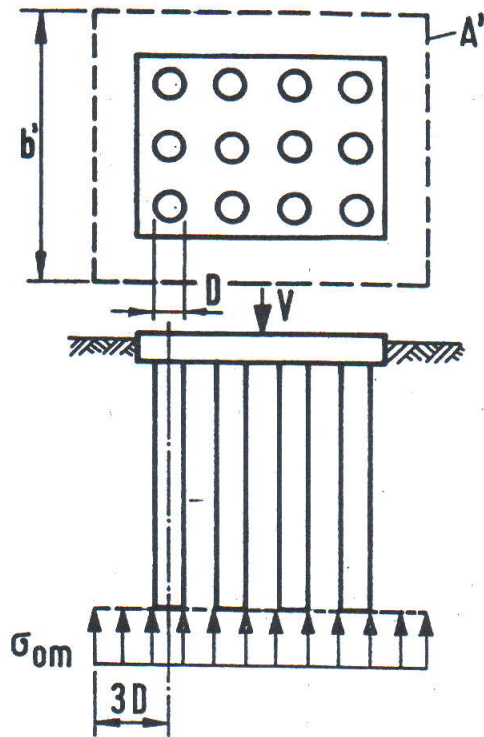


Bild 4.12: Pfahlmindestabstände nach DIN 4026

Da die Einzelpfahlwirkung abhängig ist vom Mantelreibungsanteil bzw. von der Pfahllänge ist diese Wirkung für jeden Anwendungsfall im einzelnen zu untersuchen. Man läßt damit allerdings den Anwender etwas allein und er ist auf eine qualifizierte Zuarbeit durch einen Baugrundsachverständigen angewiesen.

Für die vertikale Gruppenwirkung von Pfählen hat sich noch nichts Neues ergeben. Es gelten nach wie vor die teilweise etwas unbefriedigenden Angaben der DIN 1054 -11/76-, siehe Bild 4.13.



Wirkung der Pfahlgruppe

- Setzung des Einzelpfahls
aus Last-Setzungslinie:
 S_E (z.B. DIN 4014)

- Setzung einer tiefgelegten
Flächengründung

S_F

nach DIN 1054 Abschn. 5.2.3. gilt:

Gruppenwirkung
 $S_G = S_E + S_F$

Ermittlung von S_F :

$$\sigma_{om} = \frac{V}{A'} \text{ in Pfahlfußebene}$$

damit Setzungsberechnung

$$\text{z. B. } S_F = \frac{\sigma_{om} \cdot b}{E_s} \cdot f$$

Bild 4.13: Axiale Pfahlgruppenwirkung nach DIN 1054

4.5 Horizontale Gruppenwirkung

Das Bild 4.14 zeigt Ergebnisse aus horizontal belasteten Pfahlgruppen, aus denen eindeutig die abschirmende Wirkung einiger Pfähle untereinander hervorgeht.

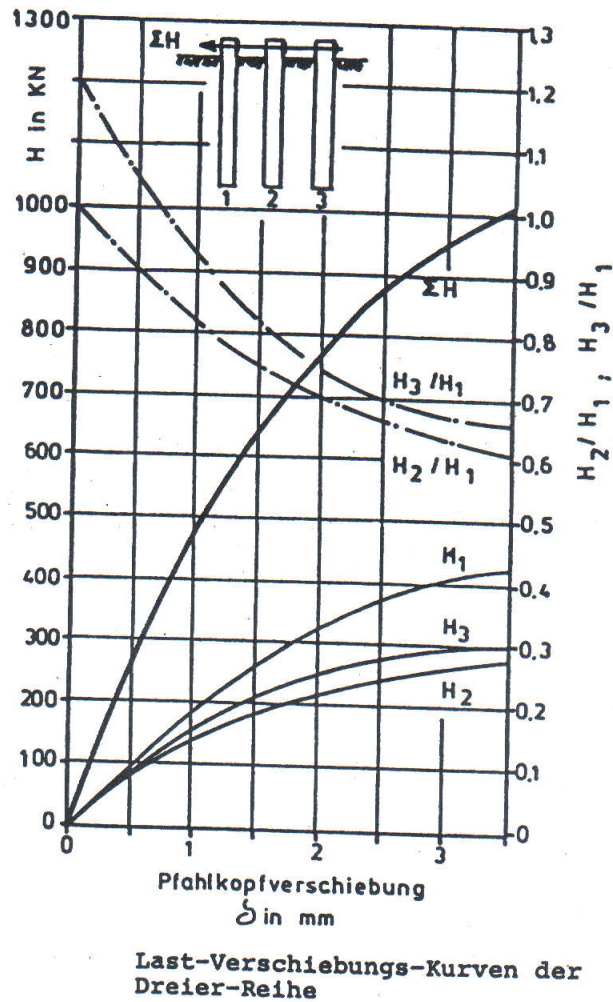
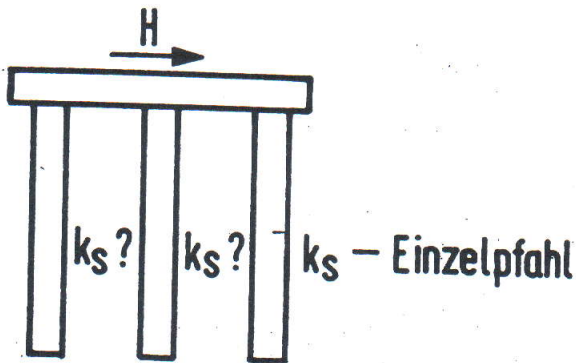
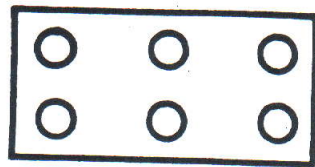


Bild 4.14: Pfahlprobebelastungsergebnisse an horizontal belasteten Pfahlgruppen nach SCHMIDT (1984)

Auf der Grundlage der Großversuche von SCHMIDT und weiteren Modellversuchen an der TH Darmstadt wurde in DIN 4014 -3/90- ein detaillierter Berechnungsansatz für die Abminderung der Horizontalsteifigkeit der Pfahlgruppe angegeben.



⇒ Abminderung der Horizontalsteifigkeit nach DIN 4014 -3/90-
Abschn. 7.4.3.

Bild 4.15: Schematische Hinweise für Pfahlgruppen

4.6 Stand der Technik bei der Ausführung von vertikalen und horizontalen Pfahlprobelastungen

4.6.1 Allgemeines

Wie bereits ausgeführt sollten die Pfahltragfähigkeiten möglichst auf der Grundlage von Probelastungen bestimmt werden. Diese Vorgehensweise ist für Verpreßpfähle sogar zwingend vorgeschrieben.

Dynamische Pfahlprobelastungen sind nur dann zulässig, wenn die Eingangsparameter an vergleichend durchgeführten statischen Pfahlprobelastungen kalibriert werden.

4.6.2 Meß- und Belastungseinrichtungen, Versuchsdurchführung

Anhand von Dias über zahlreiche Pfahlprobelastungen an unterschiedlichen Pfahlsystemen wurde der Stand der Technik zum Thema erläutert und auf Besonderheiten bei der Versuchsdurchführung abgehoben. Als Beispiel sind nachfolgend zwei Bilder von einem neuen Pfahlversuch, siehe KEMPFFERT/LAUFFER (1991), aufgeführt, die eine Belastungseinrichtung für Wechsellasten und neuere DMS-Integralgeber zeigen.

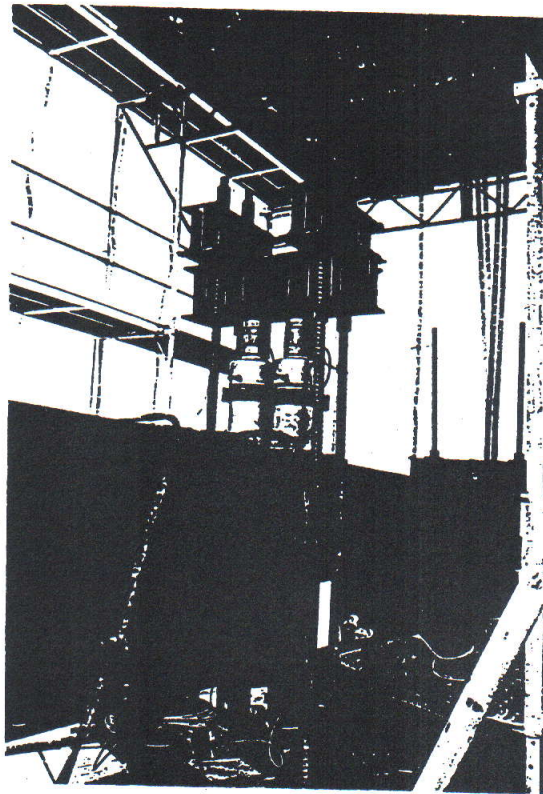


Bild 4.16: Belastungseinrichtung für Wechsellasten

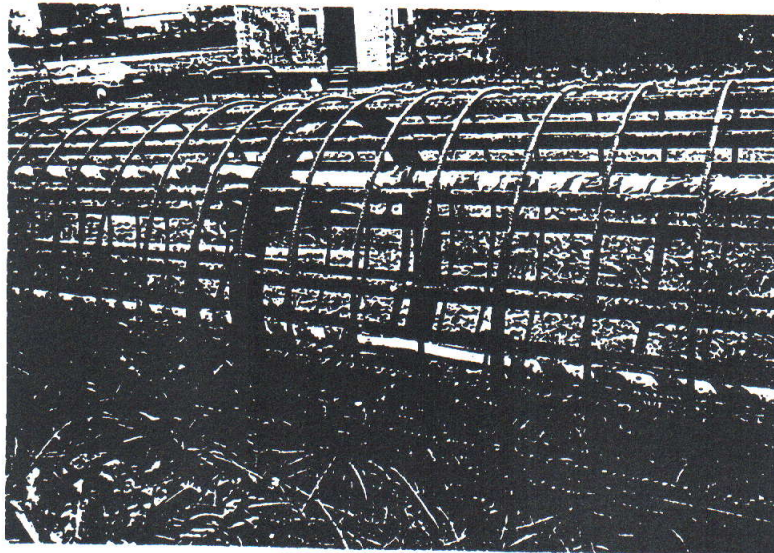


Bild 4.17: DMS-Integralgeber

4.6.3 Festlegungen zur axialen Grenzlast

Aus den bei Probelastungen ermittelten Widerstandssetzungslinien ist die Grenzlast der Pfähle festzulegen. Auf diese Grenzlast wird dann für den Grenzzustand 1 die Sicherheit η bzw. γ_{M1} angesetzt, siehe Abschnitt 4.2.1.

Die Vorgehensweise bei der Festlegung der Grenzlast aus Probelastungen ist aber z.Z. noch nicht einheitlich geregelt.

Folgende Verfahren sind bekannt:

a) Nach DIN 1054 -11/76-:

"Die Grenzlast ist die Last, unter der ein Druckpfahl bei einer Probelastung merkbar versinkt bzw. ein Zugpfahl sich merkbar hebt. In der Last-Setzungs- bzw. Hebungslinie bezeichnet die Grenzlast diejenige Stelle, bei welcher der flache Ast nach einem Übergangsbereich mit zunehmend größer werden den Setzungen bzw. Hebungen in den steil abfallenden Ast übergeht."

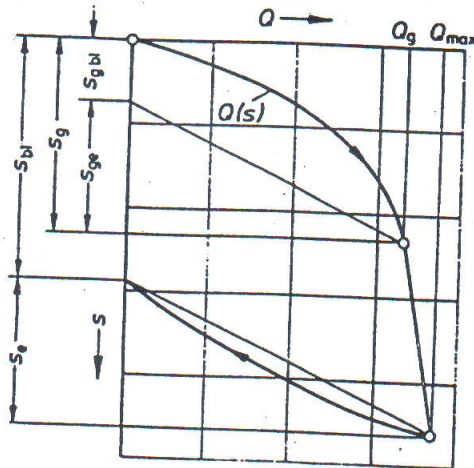


Bild 4.18: Grenzlastdefinition nach DIN 1054

b) DIN 4014 -3/90-:

Die Grenzlast Q_g ist der Pfahlwiderstand bei einer Pfahlsetzung von

$$s_g = 0,1 \cdot D \quad \text{bzw.} \quad s_g = 0,1 \cdot D_F$$

5 AUSGEWÄHLTE FRAGESTELLUNGEN BEI DER BERECHNUNG UND AUSFÜHRUNG VON PFÄHLEN

5.1 Allgemeines

Im folgenden sind einige Besonderheiten bei der Berechnung und Ausführung von Pfahlgründungen aufgeführt. Diese Zusammenstellung ist in keiner Weise vollständig. Bestimmte Punkte haben sich dem Verfasser in der Ausführung und im Miteinander zwischen Gutachter, Aufsteller und Prüfer als gewisses Problem dargestellt.

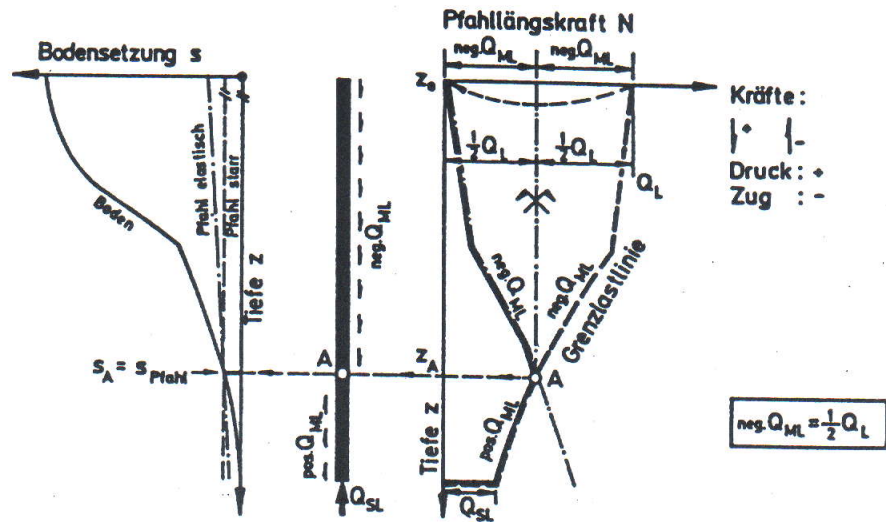
5.2 Negative Mantelreibung

Für die Berücksichtigung der negativen Mantelreibung bei Pfahlgründungen lagen bisher keine einheitlichen Angaben vor. Die negative Mantelreibung hat in dieser Region aufgrund der geologischen Verhältnisse aber durchaus eine Bedeutung bei Pfahlgründungen. Oftmals wird nur die negative Mantelreibung der sich setzenden bindigen Weichschichten berücksichtigt und die Mantelreibung der darüberliegenden Sandschichten bzw. der Auffüllung vergessen.

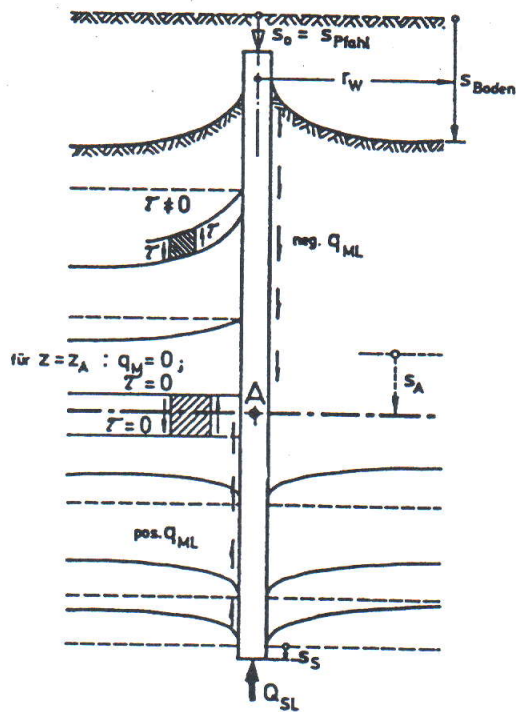
Einige Ansätze berücksichtigen die negative Mantelreibung als Zuschlag auf die angreifende Gebäudelast (höhere angreifende Last). Andere Ansätze ziehen die negative Mantelreibung von der Pfahlgrenzlast ab und berechnen dann die zulässige Pfahltragfähigkeit. Desweiteren besteht wenig Einigung über die Größe der negativen Mantelreibung. Insgesamt führt dies zu völlig unterschiedlichen Belastungsgrößen bzw. reduzierten Pfahltragfähigkeiten. FEDDERS (1977) hat diese Widersprüche beispielhaft auch zahlenmäßig vorgetragen.

Insofern ist bemerkenswert, daß der Pfahlabschnitt der neuen DIN 1054 hierzu eindeutige Angaben auf der Grundlage der Vorstellungen von FELLENIUS (1985) enthält.

Zunächst zur Modellvorstellung der Pfahltragfähigkeiten bei negativer Mantelreibung und zur Definition des "neutralen Punktes". Der neutrale Punkt ist der Übergang von der negativen Mantelreibung zur positiven Mantelreibung nach Bild 5.1. Die Tieflage z_a des neutralen Punktes ergibt sich aus $\Sigma V = 0$ der am Pfahl angreifenden Kräfte.



Pfehl nur mit negativer Mantelreibung



Relativ-Bewegung Pfehl / Boden und der neutrale Punkt A

Bild 5.1: Modellvorstellungen zur negativen Mantelreibung und zur Definition des neutralen Punktes nach FELLENIUS (1985) / BAUMGARTL (1986)

Damit ist die Größe der negativen Mantelreibungslast abhängig von der Tieflage z_a des neutralen Punktes. Je größer die äußere Last auf den Pfahl (z.B. aus dem Gebäude), je kleiner die negative Mantelreibungslast, aber umso größer die Pfahlsetzungen.

DIN 1054 (neu) unterscheidet zwischen dem Nachweis des Grenzzustandes 1 durch Bruch im Pfahlbaustoff aus den Einwirkungen der negativen Mantelreibung sowie dem Nachweis der Grenzzustände 1 und 2 die Bauwerksversagen ausschließen, die als Folge von Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen durch negative Mantelreibung auftreten können. Die anzusetzenden Mantelreibungsgrößen sind in Bild 5.2 dargestellt. Für den Nachweis gegen Versagen im Grenzzustand 1 (Bruch im Boden) ist dabei in bindigen Böden c_u mit einem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_F = 1,25$ zu multiplizieren, wogegen in nichtbindigen Böden mit $\gamma_F = 1,0$ zu rechnen ist. Für den Nachweis gegen Versagen im Grenzzustand 2 (Nachweis der Gebrauchstauglichkeit) ist einheitlich $\gamma_F = 1,0$ anzusetzen.

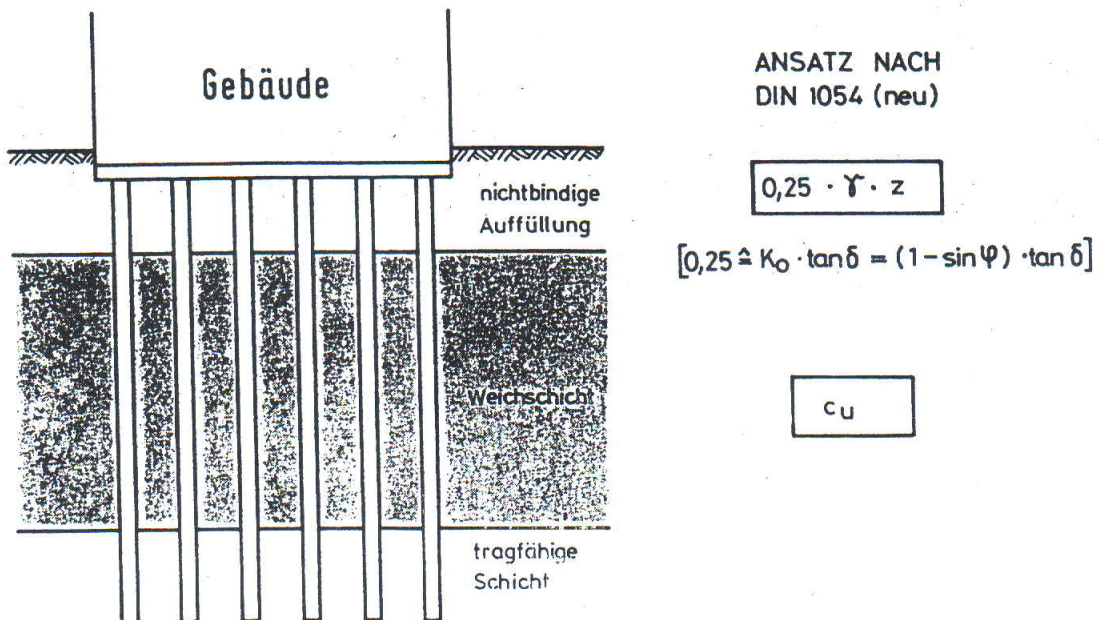


Bild 5.2: Ansatz der negativen Mantelreibung nach DIN 1054 (neu)

5.3 Bettungsmodulbegrenzung in der Nähe der Geländeoberfläche

Bei der Berechnung von horizontal belasteten Pfählen nach dem Bettungsmodulverfahren und Bettungsmodulansätze wie bereits im Abschnitt 4.3 ausgeführt, ergeben sich häufig in der Nähe der Geländeoberfläche insbesondere bei nichtbindigen Böden Bettungsspannungen vor dem Pfahl, die lokal höher sind als der Grenzwert des Erdwiderstandes. In DIN 4014 -3/90- heißt es hierzu: "Außerdem dürfen die Bodenspannungen zwischen dem Bohrpfahl und dem umgebenden Boden den Erdwiderstand beim Bruch mit K_p nach DIN 4085 unter besonderer Berücksichtigung von Größe und Vorzeichen des Wandreibungswinkels nicht erreichen." Diese Zusammenhänge sind in Bild 5.3 dargestellt.

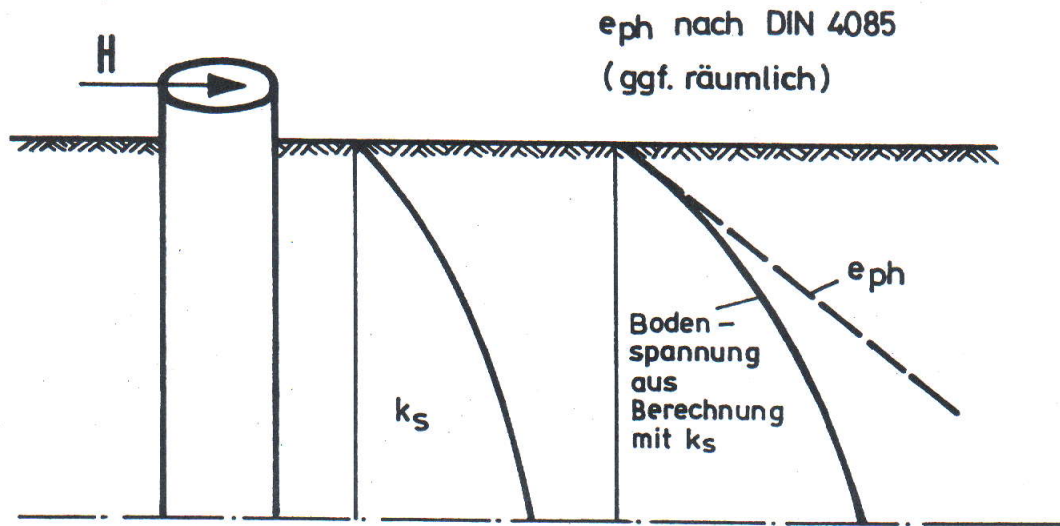


Bild 5.3: Nachweis der Aufnahme der Bodenspannungen aus Berechnung mit dem Bettungsmodulverfahren

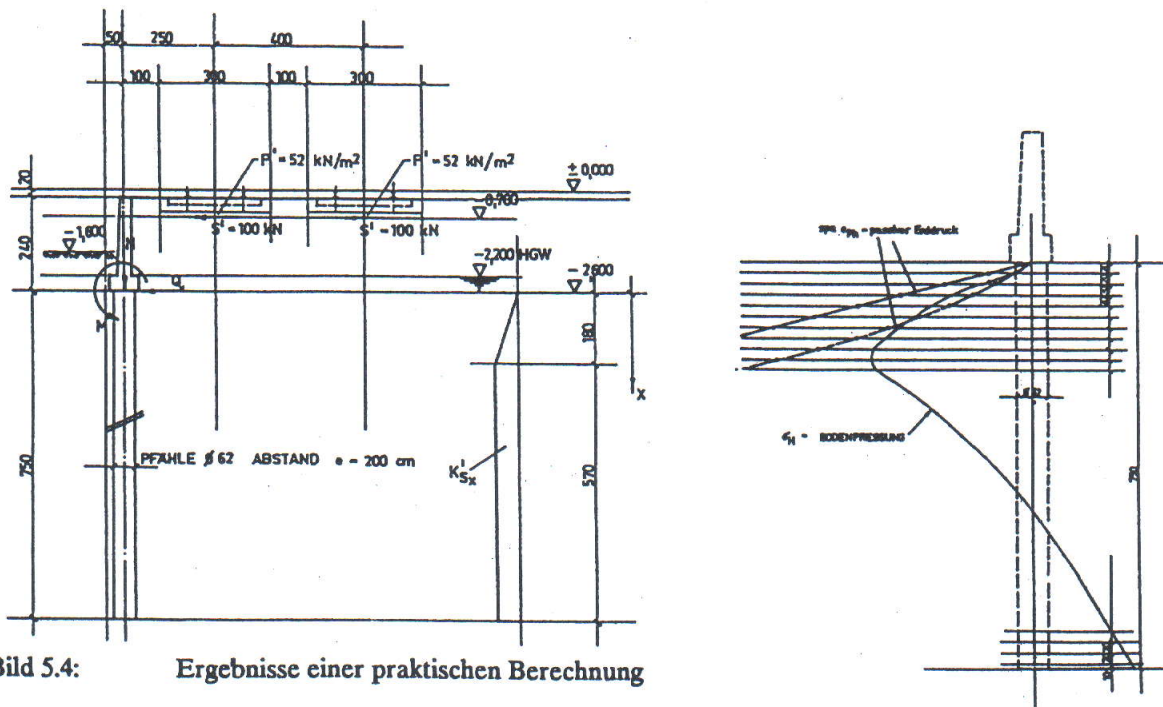


Bild 5.4: Ergebnisse einer praktischen Berechnung

Die in der Praxis für diesen Fall häufig gewählte Vorgehensweise über einen Flächenausgleich der Boden- und Erdwiderstandsspannungen nach SHERIF (1974) ist unter Beachtung der neuen DIN 4014 nicht zulässig.

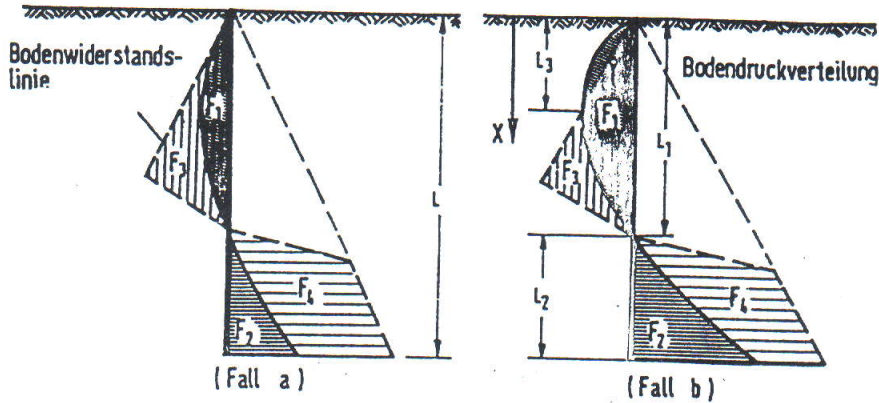


Bild 5.5: Vorschlag nach SHERIF

Weiter sagt DIN 4014 aus: "Der Boden darf weder vorübergehend noch dauernd entfernt werden, solange die ursächlichen Kräfte wirken." Dies hat z.B. in der ZTV-K dazu geführt, daß grundsätzlich bei Verkehrsbauwerken eine 1 m tiefe Abgrabung angesetzt wird und damit dieser Bereich bettungsfrei bleibt.

5.4 Belastung und Bettung bei Brückenwiderlagerpfählen und Stützmauern auf Pfählen

Bei Brückenwiderlagern insbesondere mit vorhandener Böschung gibt es immer wieder Unsicherheiten im Ansatz von Belastung und Bettung auf die Pfähle.

Nach einer älteren Fassung der EBK (Ergänzende Bestimmungen für Kunstbauten im Bereich der Straßenverwaltung Rheinland-Pfalz) wird der aktive Erddruck bis in den Pfahlfußbereich angesetzt und auf der Erdwiderstandsseite der Bettungsmodul angenommen. Dies erscheint sehr ungünstig. Nach SCHMIDT (1973) hat sich der Ansatz gemäß Bild 5.6 häufig durchgesetzt, was auch gerechtfertigt erscheint.

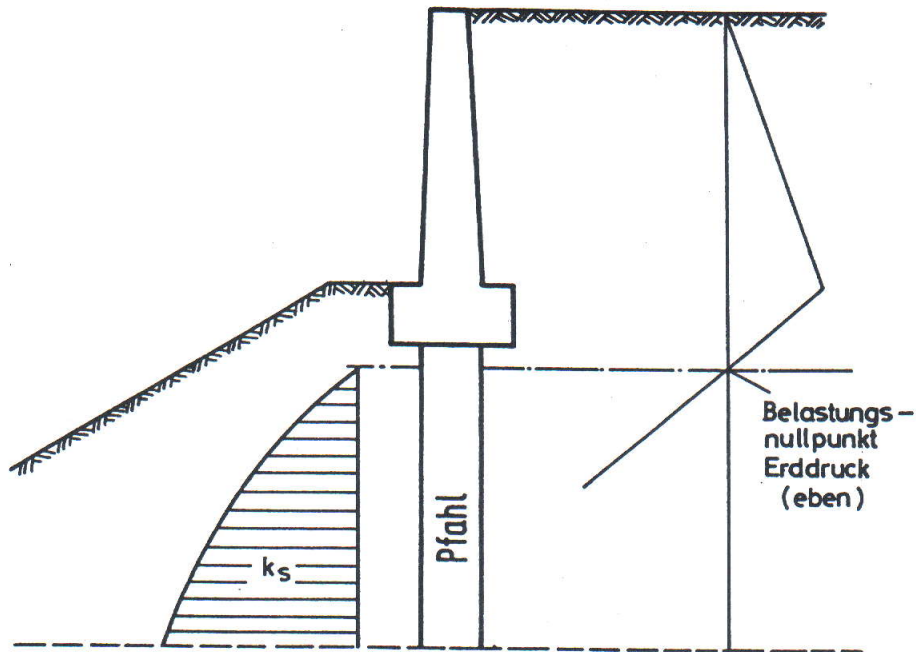


Bild 5.6: Belastung und Bettung bei Widerlagern und Stützmauern auf Pfählen nach SCHMIDT

Ein anderes Problem bei Bohrpfählen unter großen Brückenwiderlagern aber auch sonstigen stark horizontal belasteten Pfählen sind die Aussteifung des Bewehrungskorbes, was hier am Beispiel einer Bohrpfahlgründung eines Widerlagers einer Talbrücke der Neubaustrecke der Deutschen Bundesbahn erläutert werden soll.

Bei Ausführung der Widerlagerpfähle mit Durchmesser 120 cm und Pfahllängen von 22,5 m sank die Bewehrung der ersten 4 Pfähle zwischen rund 20 - 110 cm ab. Die Erfahrungswerte im Normalfall liegen in einer Größenordnung bis höchstens 20 cm. Im vorliegenden Fall war eine Kopplastigkeit der Bewehrungskörbe mit

oben : 250 kg/m

unten: 54 kg/m

aufgrund des großen Horizontallastanteils auf die Pfähle gegeben. Die Aussteifung des Korbes war eine Außenwendel und Aussteifungsringe mit Durchmesser 18 mm, $e = 1,5$ m, innen.

Die nach längeren Diskussionen und Untersuchungen sich ergebende Begründung für das Absinken des Bewehrungskorbes war eine Korbverdrillung infolge mangelnder Aussteifung bei diesen hohen Stahlgewichten.

Nach Ausführung von zusätzlichen Aussteifungen durch

- doppelte Aussteifungsringe in Flachstahl ($60 \cdot 5$ mm), $e = 25$ cm, Abstand $a = 1,5$ m,
- normale Aussteifungsringe Durchmesser 25 mm, $e = 1,5$ m
- alle Aussteifungsringe mit Längsbewehrung verschweißt,
- gegenläufige Innenwendel Durchmesser 16 mm, Ganghöhe 1 m,

sank der Bewehrungskorb bei der Pfahlherstellung nur noch weniger als 20 cm ab.

5.5 Dynamische und zyklische Belastungen von Pfählen

Diskussionen über die Größe des Bettungsmoduls ergeben sich bei praktischen Projekten häufig für dynamische oder zyklische Belastungen auf den Pfahl.

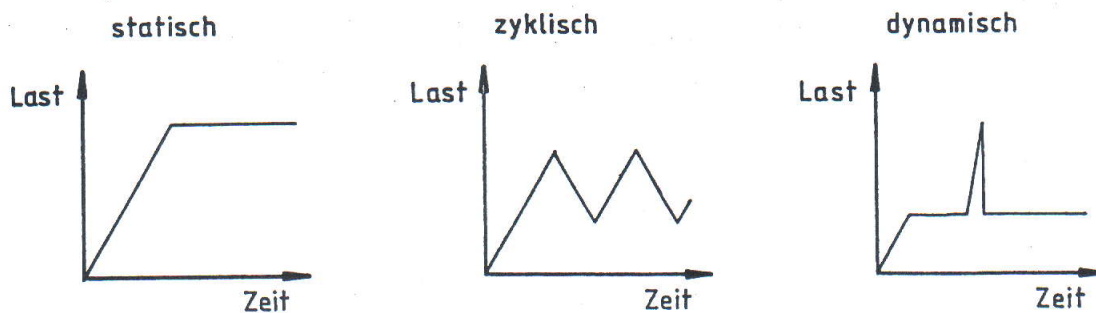


Bild 5.7: Belastungsarten auf den Pfahl

Bei stoßartigen (dynamischen) Belastungen kann nach DIN 4014 der Bettungsmodul bis zu einem Faktor 3 gegenüber dem statischen Wert erhöht werden. Im Fall von zyklischen Schwell- und/oder Wechselbeanspruchungen verweist die neue DIN 4014 auf Probelastungen, in der alten Vornorm DIN 4014 Teil 2 wurde angeführt, daß für diese Beanspruchungsart der Bettungsmodul bis auf 30 % des statischen Wertes abfallen kann. Dies wurde bei der Neubearbeitung im Pfahlausschuß als zu ungünstig angesehen. Ein Zahlenwert konnte auf Grund fehlender abgesicherter Erkenntnisse aber auch nicht angegeben werden. Ein Faktor $2/3$ des statischen Wertes wird allgemein als realistisch angesehen.

Unter Kurzzeitbelastungen fallen auch die bereits im Abschnitt 4 angesprochenen Bremslasten bei Talbrücken, die in die Gründungspfähle von Brückenpfeilern als axiale oder horizontale Last eingeleitet werden. Für die

Brückenberechnung ist die Steifigkeitsreaktion dieser Pfähle von besonderer Bedeutung. Hierzu werden zur Zeit zusammenfassende Ergebnisse erarbeitet, siehe KEMPFERT (1991).

Nachfolgend behandelt sind durch Schwell- und Wechsellasten zyklisch beanspruchte Pfähle. Diese Thematik hat nach Forschungsergebnissen, die in den letzten Jahren an der TU München durchgeführt wurden, sehr an Bedeutung gewonnen. Siehe hierzu GRUBER et al. (1985) und KORECK (1990).

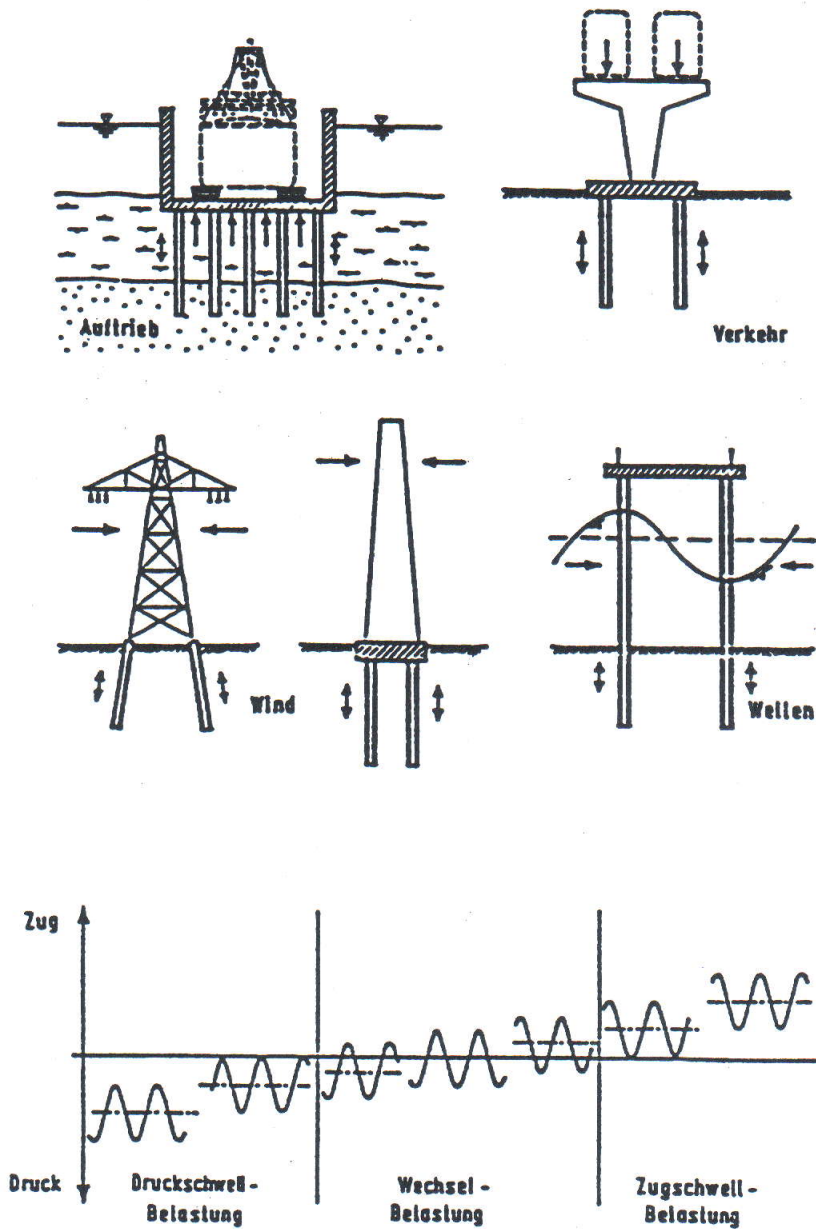


Bild 5.8: Anwendungsformen zyklischer Pfahlbelastungen und Begriffe nach KORECK (1990)

Endgültige Regelungen zu zyklisch axial beanspruchten Pfählen liegen noch nicht vor. KORECK (1990) macht einen Vorschlag für zyklisch axial beanspruchte Reibungspfähle. Die zulässige zyklische Belastung wird durch Erhöhung des Sicherheitsbeiwertes in Abhängigkeit von der Anzahl der zu erwartenden Lastzyklenzahl festgelegt.

zu erwartende Lastenzyklen	Sicherheitsbeiwert bezogen auf die stat. Zuggrenzlast
1	2,00
10^{-2}	2,50
10^{-3}	2,63
10^{-4}	2,94
10^{-5}	3,57
10^{-6}	5,00

In KEMPFERT/LAUFFER (1991) finden sich Ergebnisse aus einer Pfahlprobebelastung infolge zyklischer Wechselbelastung an einem Bohrpfahl in weniger tragfähigen Böden.

5.6 Einige Erfahrungen bei der Ausführung von Pfahlgründungen in weichen Böden

Für die Ausführung von Pfahlgründungen besonders in den hier im Bodenseeraum anstehenden weich-breii- gen See- und Beckenton sind beispielhaft einige Erfahrungspunkte zusammengestellt.

- Die Einbringung von Rammpfählen mit Vibrationsbären sollte vermieden werden. Verflüssigungseffekte verbunden mit Setzungen sind zu erwarten.
- Bei Bohrpfählen sollte die Verrohrung im weichbreiigen Seeton mindestens 3 bis 4 m voreilen. Aus Bohrpfahlarbeiten neben "schwimmend" gegründeten Gebäuden resultieren auch bei sorgfältigster Ausführung i.d.R. immer Setzungen in der Größenordnung um 2 bis 3 cm. Schneckenbohrpfähle sollten im Seeton nicht ausgeführt werden.
- Pfahleinschnürungen bei Bohrpfählen sind in der Nähe der Geländeoberfläche möglich. Abhilfe: durch eine lastverteilende Schicht ausreichender Mächtigkeit unter dem Bohrgerät sowie Überbetonierhöhen.
- Schwimmende Verpreß- oder Rammpfahlgründungen können zu ganz erheblichen Setzungsreduzierungen (Setzungsbremse) der Gebäude führen.

6 SCHLUSSBEMERKUNGEN

Wie eingangs erläutert, sind Pfahlgründungen ein sehr weites Feld, so daß hier nur ein Überblick mit Schwerpunkt auf Berechnungs- und Normungsfragen gegeben werden konnte.

Nicht angesprochen wurden die gesamten Fragen der unterschiedlichen Pfahlsysteme und Herstellungsbesonderheiten. Gerade das Pfahltragfähigkeitsverhalten wird aber maßgeblich von dem Können und der Erfahrung der Ausführungsmannschaft beeinflußt.

Ziel der vorstehenden Ausführungen sollte sein, einen nutzbringenden Überblick für praktische Probleme und Lösungsansätze bei Entwurf und Berechnung von Pfahlgründungen zu geben.

7 LITERATUR

- BAUMGARTL, W. (1986): Einfache Rechenmodelle für negative Mantelreibung. Beitrag zum Symposium Pfahlgründungen in Darmstadt. Mitt. Inst. f. Grundbau, Boden- und Felsmechanik, TH Darmstadt, S.71-76.
- DÜRRWANG, R. (1984): Brückengründungen mit Großbohrpfählen in verwittertem Fels. Felsbau 1984/2, S. 195-199.
- FEDDERS, H. (1977): Stand der Normung, Bemessung und Ausführung von Ramppfählen. Vortragsband zum Symposium "Pfahlgründungen" in München, DGEG, S.33-43.
- FELLENIUS, B.H. (1985): Negative Skin Friction and Settlement on Piles. Internationale Bodenmechanik - Konferenz Singapur (BHF).
- FRANKE, E. (1973): Ermittlung der Festigkeitseigenschaften von nichtbindigem Baugrund durch Sondierungen. Baumaschine und Bautechnik, H.11, S.417-426.
- FRANKE, E. / ELBORG, E.A. (1986): Zur Tragfähigkeitsvorhersage. Beitrag zum Symposium Pfahlgründungen in Darmstadt. Mitt. Inst. f. Grundbau, Boden- und Felsmechanik, TH Darmstadt, S.175-181.
- GRUBER, N./KORECK, H.-W./SCHWARZ, P. (1985): Beitrag zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle. Mitt. Lehrstuhl und Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felstechnik, TU München, H.5.
- KEMPFERT, H.-G. (1982): Vergleichende Auswertung von Probelastungen der DR an Großbohrpfählen in nichtbindigem Untergrund. Geotechnik, H.1, S.23-32.

- KEMPFERT, H.-G. (1986):** Gründung auf Verpreßpfählen in weichen Sedimenten. Geotechnik, H.2, S.73-78.
- KEMPFERT, H.-G. (1991):** Baugrundsteifigkeit unter Bremslasten (in Vorbereitung).
- KEMPFERT, H.-G./LAUFFER (1991):** Pfahlprobelastungsergebnisse in wenig tragfähigen Böden unter statischer und wechselnder Belastung (zur Veröffentlichung eingereicht).
- KORECK, H.-W. (1987):** Tragfähigkeit von Bohrpfählen im Fels. Mitt. des Lehrstuhls und Prüfstände für Grundbau; Boden- und Felsmechanik, TU München, H.10, S.101-119.
- KORECK, H.-W. (1990):** Tragverhalten von Reibungspfählen unter axialer Schwell- und Wechselbelastung. Vortrag HDT Essen (unveröffentlicht).
- SCHMIDT, H.G. (1973):** Beitrag zur Berechnung lotrechter Großbohrpfähle an Geländesprüngen und Böschungen für planmäßige, waagerechte Belastung. Der Bauingenieur 48, H.2, S.41-46.
- SCHMIDT, H.G. (1984):** Horizontale Gruppenwirkung von Pfahlreihen in nichtbindigen Böden. Geotechnik, H.1, S.1-6.
- SHERIF, G. (1974):** Elastisch eingespannte Bauwerke. Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- SOMMER, H./WITTMANN, P./RIPPER, P. (1984):** Die Tragfähigkeit von Großbohrpfählen in der Detfurter Wechselfolge des nordhessischen Buntsandsteins. 6. Nat. Felsmechanik Symposium Aachen.