

**164**

MITTEILUNGEN der GEOTECHNIK SCHWEIZ  
PUBLICATION de la GÉOTHECHNIQUE SUISSE  
AVVISO di GEOTECNICA SVIZZERA

Frühjahrstagung, 10. Mai 2012, Olten, Journée de Printemps, le 10 mai 2012, Olten

## **Pfahlbemessung nach SIA 267**

### **Erfahrungen aus der Praxis**

**Laurent Pitteloud**

# Pfahlbemessung nach SIA 267 – Erfahrungen aus der Praxis

Laurent Pitteloud

## 1 Einführung

Ein Blick in die Vergangenheit zeigt uns eindrücklich, welche grossen baulichen Leistungen auch ohne Normen erbracht wurden. Bekannt ist aber auch, dass einige dieser Bauten grosse Schäden erlitten oder gar einstürzten, wie diverse Beispiele, auch aus unserer Region zeigen (Bild 1). Natürlich wäre es falsch, diese Situation auf die damals fehlenden Normen zurückzuführen.

Im heutigen Kontext - trotz einer ungeheuren Entwicklung im Bereich Technik, Norm und Forschung - verbleiben im Bauwesen wie zur Zeit der grossen Baumeister der Antike und des Mittelalters spannende Herausforderungen, jedoch auch nicht vernachlässigbare Risiken. In der Geotechnik ist diese Risikosituation noch verschärft, weil der Baugrund als Hauptbaustoff dieses Baudisziplins, naturbedingt nur stichprobenartig erfasst bzw. getestet wird und darüber hinaus durch eine grosse Heterogenität, eine ausgeprägte Anisotropie und ein komplexes Tragverhalten gekennzeichnet ist.

Bei Pfählen ist die Ausgangslage erwartungsgemäss ähnlich. Pfähle sollen dort eingesetzt werden, wo andere Fundationsarten, wie z. B. Flachfundationen, nicht zum Erfolg führen würden. Wie wirksam Pfähle sind, hängt in erster Linie mit dem umgebenden Baugrund und seinen Eigenschaften zusammen. Diese richtig einzuschätzen und daraus die Pfahltragfähigkeit so gut wie nötig zu prognostizieren, sind die Kernaufgaben der Planung und Bemessung von Pfählen.



oben: eingestürzte Brücke (1744)

unten: Brücke nach Fertigstellung (1741)

**Bild 1 Die 1741 fertig gestellte Birsebrücke (unten) in der Nähe von Basel wurde aus Kostengründen ungenügend fundiert und brach bereits 1744 während eines Hochwassers zusammen (oben) [1].**

Pfähle werden dort eingesetzt, wo aufgrund der Baugrundsituation und der Anforderungen des Bauwerks (hohe Lasten, Reduktion der Setzungen, ...) eine andere Fundationsart nicht sinnvoll ist. Pfähle sind ausserdem der Inbegriff von Robustheit und bewältigen hohe Traglasten bei geringen Setzungen. Eine fachgerechte Bemessung und Ausführung von Pfählen ist natürlich zwingend, um diese Eigenschaften zu erreichen.

Die Bemessung von Pfählen hat 3 Fragen zu beantworten:

- innerer Tragwiderstand
- äusserer Tragwiderstand
- Verformungsverhalten

Die Bemessung der Pfähle bezüglich des inneren Tragwiderstands mit der Ausnahme von knickgefährdeten Mikropfählen im weichen Untergrund und zyklisch beanspruchten Pfählen ist i.d.R. unproblematisch.

Die Bestimmung des äusseren Tragwiderstands sowie die Aufteilung in Mantelreibung und Spitzendruck stellen nach wie vor eine Herausforderung für den Bauingenieur dar. Informationen über den Baugrund, regionale Erfahrungen und das angestrebte Pfahlherstellverfahren stellen die nötigen Grundlagen, um den äusseren Tragwiderstand zu ermitteln.

Die Bestimmung des Verformungsverhaltens von Pfahlfundationen ist eng verbunden mit der Ermittlung des äusseren Pfahltragwiderstands. Einfache Formeln zur Pfahlsetzungsberechnung liegen zwar vor, jedoch sind für eine zuversichtliche Prognose des Last-Setzungsverhaltens von Pfählen umfangreichere Untersuchungen erforderlich.

In den nächsten Abschnitten werden einige Hinweise zur Bemessung von Pfählen nach SIA 267 zusammengetragen. Das Hauptaugenmerk wird auf die Bestimmung des äusseren Tragwiderstands und die Abschätzung des Verformungsverhaltens gerichtet, da unsere Praxis immer wieder zeigt, dass bei diesem Schritt sowohl die grössten Chancen wie auch die grössten Risiken bestehen.

## 2 Bestimmung des äusseren Pfahltragwiderstands

### 2.1 Statischer Pfahlversuch

Im statischen Pfahlversuch wird die Versuchslast ruhend, in ca. 7 Stufen bis zu einem vordefinierten Wert  $P_{pv}$  auf dem Pfahl aufgebracht. Bei Grossbohrpfählen - je nach Baugrundtypen und Pfahlabmessungen - werden im Pfahlversuch Lasten von z.B. 10 bis 30 MN aufgebracht. Das Einbringen von solchen hohen Lasten führt zu aufwendigen Konstruktionen (**Bild 2**).

Der statische Pfahlversuch ist der kostenintensivste Weg, um die Pfahltragfähigkeit zu ermitteln. Aus diesem Grund kommt diese Versuchsart in der Schweiz wenig zum Einsatz. Eine Ausnahme bildet die Prüfung der Mikropfähle, da infolge der geringen Pfahllasten nur geringe Aufwendungen anfallen. Den hohen Kosten steht natürlich ein hoher Gegenwert entgegen: aussagekräftige und eindeutige Ergebnisse zum Trag- und Verformungsverhalten der geprüften Pfähle. Falls die Ergebnisse besser ausfallen als prognostiziert, ergibt sich die Möglichkeit, die Fundation zu optimieren. Sind die Versuchsergebnisse schlechter als prognostiziert, kann die Fehleinschätzung der Prognose korrigiert werden, was zwar zu höheren Pfahlkosten führt, jedoch eine sichere Fundation gewährleistet.

Statische Pfahlversuche lohnen sich schon allein durch die Erhöhung des Faktors  $\eta_a$  auf 1,0 in der Formel zur Ermittlung des äusseren Tragwiderstands eines Pfahls  $R_{a,d}$  (SIA 267 9.5.2.2.1):

$$R_{a,d} = \frac{\eta_a R_{a,k}}{\gamma_{M,a}}$$



**Bild 2 Ausführung von statischen Pfahlbelastungsversuchen in Basel (links: klassische Methode mit Ankern als Widerlager für die Nordtangente, rechts: Osterberg-Methode für Roche Bau 1)**

Statische Pfahlversuche werden finanziell interessant, wenn die Pfahlversuchskosten geringer sind als die Kostenminderung infolge Kürzung der Pfähle durch Heraufsetzen von  $\eta_a$  von 0,9 auf 1,0. Bei Annahme von Pfahlversuchskosten von 0,2 Mio. CHF (2 Versuche an Grossbohrpfählen) ergibt sich ein notwendiges Volumen von ca. 2 Mio. CHF an Pfahlarbeiten, um Pfahlversuche finanziell zu rechtfertigen. Natürlich erhofft man sich bei jedem statischen Pfahlversuch, dass die Versuchsergebnisse besser als die Prognose ausfallen, so dass weitere Einsparungen und Optimierungen möglich sind.

### 2.1.1 Hinweis zur Bruchlastbestimmung mit der Kriechmass-Regelung

Unsere Erfahrung hat gezeigt, dass die Norm SIA 267 gute Hinweise zur Durchführung und Auswertung von statischen Pfahlversuchen enthält. Wir mussten aber auch feststellen, dass der folgende Ansatz zur Festlegung der Tragfähigkeit (SIA 267 9.4.4.1.3) bei Grossbohrpfählen widersprüchlich ist:

- Kriterium 1: Die Bruchlast entspricht der Kraft, die eine Setzung von einem Zehntel des Pfahldurchmessers verursacht.
- Kriterium 2: Die Bruchlast wird als jene Kraft definiert, bei der das Kriechmass im Zeit-Verschiebungsdiagramm den Wert  $k=2\text{mm}$  erreicht

Bei einem Bohrpfahl von einem Durchmesser von 1,2 m entspricht das erste Kriterium einer Verformung von 12 cm für das Erreichen der Bruchlast. Beim zweiten Kriterium wird die Last normgemäss 90 Minuten auf der letzten Laststufe gehalten. Die Verschiebungszunahme zwischen der 10. und der 90. Minute bei einem Kriechmass von  $k=2\text{ mm}$  entspricht ca. 2 mm. Dieses Beispiel für einen 1,2 m dicken Bohrpfahl zeigt aus unserer Sicht, dass der Kriechmass-Ansatz zu restriktiv und nicht kompatibel mit dem Kriterium 1 ist. Auch im internationalen Vergleich scheint diese Regelung überzogen. In Deutschland wird eine Analyse gemäss Kriterium 1 und 2 empfohlen, jedoch ohne dabei einen Grenzwert für das Kriechmass zu nennen. In Grossbritannien wird eine Kriechmass-Analyse nicht durchgeführt. In den USA schliesslich werden Pfähle ohne Beobachtungszeit statisch getestet, wodurch eine Kriechmass-Auswertung von vorneherein nicht vorgenommen wird.

Angesichts dieser Erkenntnisse, empfehlen wir, die Bruchlast primär gemäss dem Setzungskriterium (Kriterium 1) festzulegen. Die Auswertung des Kriechmasses kann als ergänzende Analyse Unregelmässigkeiten aufzeigen. Ausgenommen von dieser Empfehlung sind Mikropfähle, bei denen standardmässig und in Analogie zu Versuchsankern das Kriechmass-Kriterium (Kriterium 2) angesetzt wird und vernünftige Ergebnisse liefert.

### 2.1.2 Hinweis zur Wahl der Laststufen

Die Wahl der Laststeigerung zwischen den Laststufen darf nicht zu klein gewählt werden. Beträgt die Laststeigerung nur 5 bis 7% von  $P_{pv}$  ist unter Umständen eine Versteifung des Verformungsverhaltens festzustellen. Daraus resultieren bei gleichbleibenden Beobachtungszeiten für höhere Laststufen teilweise geringere Kriechmasse und daraus möglicherweise eine Unterschätzung des Kriechmasses, was eine Interpretation erschwert. Dieses Phänomen ist bei grösserer Laststeigerung nicht festgestellt worden.

Werden die Beobachtungszeiten jedoch gegenüber der vorausgehenden Stufe verlängert, kann bei zu kleinen Laststufen ein starker Anstieg des Kriechmasses festgestellt werden. Dann stellt sich die Frage, ob das Kriechmass realistisch ist und möglicherweise nicht überschätzt wird.

### 2.1.3 Lokales Ausschalten der Mantelreibung

Werden Pfahlversuche vorgängig zur eigentlichen Herstellung der Bauwerkspfähle durchgeführt, werden die Versuchspfähle oft von einem höheren Bohrplanum aus hergestellt als von der Endaushubsohle. Da nur die Tragfähigkeit der Pfähle unterhalb der Aushubsohle für den Lastabtrag des Bauwerks von Bedeutung ist, muss eine Übertragung der Mantelreibung auf dem Pfahlschaftsbereich zwischen Bohrplanum und Endaushubsohle möglichst ausgeschaltet werden. Hierzu liegen je nach Pfahltyp diverse Möglichkeiten vor.

Für verrohrt hergestellte **Mikropfähle** haben wir gute Erfahrungen mit am Mikropfahl angebrachten Spülschläuchen (**Bild 3**), die 2m oberhalb der Verankerungsstrecke enden. Nach Herstellung der Verankerungsstrecke wird vor dem Ziehen der Verrohrung der Bereich der freien "Ankerlänge" von der verbleibenden Zementsuspension frei gespült, bis das austretende Wasser klar wird. Ein weiteres Hüllrohr ist dabei nicht zwingend erforderlich, jedoch auch nicht nachteilig.



**Bild 3 Versuchsmikropfahl (links: Mikropfahl mit Injektionsschläuchen (blau) und Freispülschläuchen (gelb) rechts: Detail Verankerungsstrecke mit Injektionsschläuchen)**



**Bild 4 Spülvorgang bei Mikropfählen zur Sicherstellung einer freien Länge (links: Beginn Spülvorgang, austretendes Wasser trüb und zementhaltig, rechts: Wasser klar nach 5-10 Minuten spülen)**

Schlechte Erfahrungen wurden vermehrt mit Selbstbohrmikropfählen eines bestimmten Fabrikats gemacht. Dabei sollte die freie Länge durch ein HDPE-Kunststoff-Hüllrohr sichergestellt werden. Die vereinbarte freie Länge von 13 m konnte zunächst in nur wenigen Fällen erreicht werden. Nach einer Kernbohrung der obersten 2 bis 3 m und die Aufbringung von hohen Zuglasten ( $1030 \text{ kN}$ , d.h.  $67\% R_{i,k 0,2}$ ) in 50 bis 100 Lastzyklen auf jeden Mikropfahl konnte in zwei Drittel der Fälle der untere Grenzwert der freien Länge ( $0.9 I_{fr}$ ) erreicht werden. In den restlichen Fällen wurden im Minimum 50 %, jedoch in der Regel über 80% des unteren Grenzwerts erreicht. Nach unserer Einschätzung liegt u.a. das schlechte Ergebnis der freien Länge bei Selbstbohrmikropfählen daran, dass die freie Länge vom Zement nicht freigespült werden kann und dass die Verbindungsmuffen nicht durch das HDPE-Hüllrohr umhüllt sind und dadurch hohe Druckkräfte über die Stirnseite der Muffen abgeben können.

Für **Bohrpfähle** sind am Bewehrungskorb befestigte Doppelstahlhülsen mit dazwischen eingebrachten Schmiermitteln ein effektives, wenn auch aufwendiges Mittel, um die Mantelreibung lokal auszuschalten. Eine interessante Alternative bietet eine einzige Stahlhülse, welche mit einer mehreren zentimeterstarken Polsterschicht umgewickelt ist.



**Bild 5 Ausbildung Hülse für einen Bohrpfahl (links: Stahlrohr mit 3 cm starker Luftpolsterfolienschiicht – Mitte: Gummilippe am Fuss Stahlrohr – rechts: Betonieren Hülsenpfahl)**

Die Wirksamkeit dieser Lösung konnte in 2011 bei 4 Pfählen im Zuge des Projektes Roche Bau 1 erfolgreich nachgewiesen werden. Bei dieser Lösung wurde um den Bewehrungskorb ein Stahlrohr mit einer aussen liegenden, 3 cm starken Luftpolsterfolienschiicht montiert. Die Eignung der gewählten Luftpolsterfolie – insbesondere deren Druckfestigkeit – konnte in speziell entwickelten Versuchen nachgewiesen werden. Danach bietet die gewählte Luftpolsterfolie auf Druckbeanspruchung genügend Halt, auf Schub dagegen verformt sich die Folie nahezu kraftlos. Am Fuss des Stahlrohrs wurde eine Gummilippe vorgesehen, um ein Aufsteigen von Beton im Ringraum zwischen Stahlrohr und Bohrrohr zu verhindern. Vorgängig zur Pfahlherstellung wurde im Schutz des Bohrrohrs ( $d = 1.20\text{ m}$ ) der Boden ausgehoben und nachfolgend mit Feinsand verfüllt. Anschliessend wurde der Pfahl mit  $d = 0.75\text{ m}$  hergestellt. Nach Fertigstellung des Pfahls mit  $d = 0.75\text{ m}$  wurde das Bohrrohr  $d = 1.20\text{ m}$  gezogen. Eine seitliche Halterung des Pfahlkopfes - jedoch ohne Behinderung der vertikalen Bewegung - konnte durch eine Verdickung der Luftpolsterschiicht und die Verfüllung eines ringförmigen Grabens mit Zementsuspension um den Pfahl erreicht werden.

Für die Ausbildung von Versuchspfählen nach der **Osterberg-Methode** (Versuchspresse ist im Pfahl integriert, sowohl der untere wie auch der obere Pfahlschaftbereich bilden gleichzeitig den Versuchspfahl und den Reaktionspfahl; es entfallen aufwendige Reaktionseinrichtungen mittels Anker oder Pfählen gemäss **Bild 2**) wurde beim Projekt Roche Bau 1 beschlossen, die Versuchspfahlstrecke in 20 bis 30 m unterhalb der Geländeoberfläche anzuordnen, dort wo zu einem späteren Zeitpunkt die Bauwerkspfähle zu liegen kommen sollten. Der Bereich zwischen Bohrplanum (-2 m) und Pfahloberkante (-20 m) wurde mit Sand aufgefüllt, um ein Übertragen der Mantelreibung zu verhindern. Dieses Ziel wurde erreicht. Unerwartet war der Einfluss des verfüllten Sands auf den bis zum Bohrplanum reichenden Bewehrungskorb. Nach Freilegen des Bewehrungskorbs wurde festgestellt, dass der Korb um seine eigene Achse stark verdreht war.



**Bild 6 Verdrehter Pfahlkorb infolge Sandverfüllung bei Herstellung des Osterberg-Versuchspfahls**

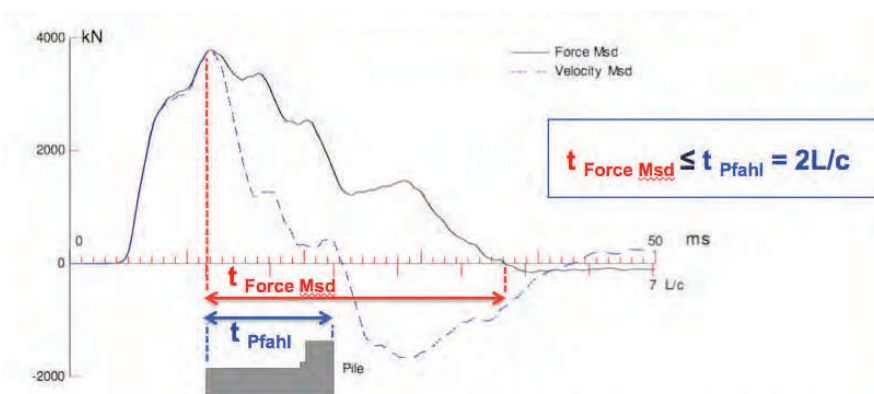
Die Folge war, dass ein Teil der Instrumentierung des Versuchspfahls nicht voll funktionsfähig war. Der Versuch konnte dennoch erfolgreich abgeschlossen werden. Ursache für die Verdrehung ist die Verdichtungswirkung des oszillierenden Bohrrohrs auf den lose eingebrachten Sand. Durch die Verdichtung wurde eine starke Verzahnung im Sand erreicht, so dass sich hohe Schubspannungen zwischen der Innenseite des Bohrrohrs und dem Bewehrungskorb entwickeln konnten. Um dieses Problem zu beheben, muss die Sandverfüllung nach Ziehen des Bohrrohrs erfolgen, und zwar so vorsichtig, dass die Messkabel nicht beschädigt werden. Kostenintensiv wäre eine Lösung mit Pfahlbetonage bis zum Bohrplanum in Kombination mit einer Stahlhülse.

## 2.2 Dynamischer Pfahlversuch

Bei dynamischen Pfahlversuchen wird ein Rammgewicht von üblicherweise 8 bis 16 Tonnen mit einer Fallhöhe von 0,5 m bis 1,5 m auf den Pfahlkopf fallen gelassen. Durch die Auswertung der Druckwellenfortpflanzung im Pfahl und der Eindringung des Pfahls lässt sich nach dem CAPWAP-Verfahren die Tragfähigkeit des Pfahls abschätzen. Insbesondere wegen der kostengünstigen und flexiblen Anwendung bieten dynamische Pfahlversuche eine interessante Alternative zu statischen Pfahlversuchen. Dynamische Pfahlversuche haben sich in der Schweiz stark etabliert, stehen jedoch immer etwas in der Kritik, da die Auswertung der Ergebnisse nicht direkt nachvollziehbar ist.

Zur Anwendung von dynamischen Pfahlversuchen einige Hinweise:

- das für dynamische Pfahlversuche übliche Bruchkriterium von einer 3 mm Eindringung lässt sich bei üblichen Bauwerkspfahlabmessungen selten nachweisen, wodurch eine Interpretation der daraus schlecht ausfallenden Ergebnisse schwierig ist. Wir empfehlen die vorgängige Herstellung von Versuchspfählen, deren Abmessungen so gewählt sind, dass zum einem ein Bruch sicher erreicht werden kann (angenommene Bruchlast entspricht ca. 1-2% des Fallgewichts) und zum anderen der Versuchspfahl für die Bauwerkspfähle so repräsentativ wie möglich ist.
- Die Ermittlung der Gesamttraglast mit dem CAPWAP-Verfahren ist allgemein vertrauenswürdig. Voraussetzung hierfür ist natürlich eine fachgerechte Ausführung und Auswertung des Versuchs sowie eine Mindestpfahleindringung von 3 mm. Eine Aufteilung der Gesamtlast zwischen Pfahlmantelwiderstand und Pfahlsitzenwiderstand ist nur dann realitätsnah, wenn die Dauer der Wellenausbreitung den Wert  $2L/c$  (mit L: Pfahllänge und c: Kompressionswellengeschwindigkeit im Pfahlbeton) nicht überschreitet (siehe nächstes Bild).



**Bild 7 Kriterium für eine realitätsnahe Aufteilung von Mantelreibung und Spitzendruck bei dynamischen Pfahlversuchen**

- Die oft angegebene Last-Setzungs-Kurve ist mit grosser Vorsicht zu betrachten und nur zu Vergleichszwecken anzuwenden.
- Bei Ortbetonpfählen ist grosse Sorgfalt bei der Ausführung des Pfahlaufsatzes angebracht. Ist die Oberfläche nicht absolut horizontal und eben, ist die Spannungsübertragung durch den Aufschlag des Rammgewichts nicht gleichmässig. Die gewonnenen Ergebnisse und die CAPWAP-Interpretation sind fragwürdig.

- Bei Rammpfählen in feinkörnigen gesättigten Böden ist genügend Zeit zwischen Pfahleinbringung und Pfahlversuch vorzusehen. In dieser Zeit kann sich der durch den Rammvorgang verursachte Porenwasserüberdruck abbauen und im Baugrund entstehen Randbedingungen wie sie bei den Bauwerkspfählen im Endzustand zu erwarten sind. Wird nicht lange genug gewartet, entstehen in der Regel zu geringen Pfahlwiderstände wie nachfolgendes Beispiel aus Therwil belegt (**Bild 8**).

Pfahl	9		25		72	
Länge L	7.2 m		7.2 m		6.4 m	
Durchmesser d	0.55 m		0.55 m		0.55 m	
Alter	7 Tage	14 Tage	7 Tage	14 Tage	7 Tage	14 Tage
Masse	5 To					
Fallhöhe	0.5 m					
Gesamttragfähigkeit $R_{ak, tot}$	1130 kN	1320 kN + 17 %	900 kN	1030 kN + 14 %	800 kN	1260 kN + 58 %
Spitzenwiderstand $R_{ak, b}$	880 kN	1090 kN + 24 %	842 kN	867 kN + 3 %	565 kN	992 kN + 17 %
Mantelwiderstand $R_{ak, s}$	250 kN	230 kN - 8 %	58 kN	163 kN + 181 %	235 kN	268 kN + 14 %

**Bild 8 Einfluss Wartezeit auf Traglast von Rammpfählen in Schwemmlern bzw. Cyrenenmergel**

- Der Vergleich zwischen den Ergebnissen aus statischen und dynamischen Pfahlversuchen (**Bild 9**) für das Projekt Roche Bau 1 in der Basler Molasse zeigt den wesentlichen Unterschied zwischen beiden Methoden: während statische Versuche eine detaillierte Last-Verformungs-Kurve liefern, ergeben dynamische Versuche im Wesentlichen nur absolute Bruchwerte, jedoch ohne vertrauenswürdigen Zusammenhang zu den dabei zu erwartenden Verformungen. Bezüglich Mantelreibung ergeben sich – wie oft festgestellt – zu niedrige Werte bei den dynamischen Versuchen. Bezüglich Spitzendruck ergibt sich ein vergleichbares Bild: der Spitzendruck auf Bruch wird bei ca. 5000 bis 7000 kPa im statischen Versuch gegenüber 4000 bis 5300 kPa beim dynamischen Versuch erreicht. Natürlich ist es fragwürdig, ob der im statischen Versuch ermittelte Bruchwert ohne weiteres angewandt werden kann, da implizit Verformungen im Bruch von bis zu 12 cm mit einhergehen. Es muss noch ein weiteres Kriterium eingeführt werden, um die im Gebrauchszustand zu erwartenden Setzungen einzugrenzen. Da für das Projekt Roche Bau 1 eine kombinierte Pfahl-Plattenfundation (KPP) gewählt wurde, bei der Pfähle als Setzungsbremse bis zum Bruch im Gebrauchszustand geführt werden, musste der angesetzte Spitzendruck entsprechend reduziert werden, da Setzungen von 12 cm grundsätzlich nicht mit der direkt angrenzenden Nachbarbebauung sowie mit dem eigentlichen Hochhaus-Tragwerk akzeptabel waren.

Pfahlversuchsart	dynamisch		statisch		Bemerkungen
Versuchspfahlbezeichnung	DV-01 (Minimalwert)	DV-01/2/3/4 (Mittelwert aus 4)	OV-01	OV-02	
Pfahllänge L (ohne freie Länge)	5,0 m	5,0 m	10,0 m	10,0 m	
Pfahldurchmesser d	0,75 m	0,75 m	1,2 m	1,2 m	
Mantelreibung $\tau_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	187	192	223 253 277	>260* - -*	k= 2 mm s= 2 cm s= 3 cm
Spitzendruck $\sigma_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	4188	4745	2154 2900 3750 6600	900 1850 2500 5100	k= 2 mm s= 2 cm s= 3 cm s= 12 cm
Bleibende Eindringung (mm) beim ausgewähltem Schlag	7	4,8	-	-	
Bruch erreicht	ja	ja	ja	ja	

\* Bruch nicht erreicht, maximales Kriechmass  $k=0,2$  mm, maximale Verschiebung 2 mm

**Bild 9 Vergleich Traglast aus statischen und dynamischen Versuchen in der Basler Molasse**



## 2.3 Mantelreibung und Spitzendruck aus Erfahrung

Üblicherweise liegen bei Projektbeginn keine Ergebnisse von Pfahlversuchen vor. Pfahltraglasten müssen demnach abgeschätzt werden.

Oft werden im Baugrundbericht erste Angaben zu den zu erwarteten Traglasten angegeben. Wenn dies nicht der Fall ist, muss auf Erfahrungen aus der Region oder/und mit ähnlichem Baugrund zurückgegriffen werden. Dabei ist Fachkenntnis erforderlich, um solche Werte richtig zu interpretieren und zu übertragen.

Liegen keine solchen Erfahrungen vor, geben ausländische Normen Auskunft über Pfahltraglasten, welche meist auf der sicheren Seite liegen. Die französische Norm DTU 13.2 [2] ermöglicht z.B. ausgehend von Pressiometer- und Penetrometerergebnissen, Bodentyp und Herstellverfahren eine Pfahltraglast zu ermitteln. Ebenso geben die 2012 neu erschienen Empfehlungen „EA Pfähle“ [3] in Anlehnung an den EC 7-1 (2009) und die deutschen Norm DIN 1054 (2010) im Kapitel 5 Erfahrungswerte zu Mantelreibung und Spitzendruck. Diese werden für bindige, nichtbindige und felsige Böden in Abhängigkeit des Spitzenwiderstands von Drucksonden, von der undrännierten Scherfestigkeit bzw. der einaxialen Druckfestigkeit angegeben.

## 2.4 Mantelreibung und Spitzendruck aus Berechnung

Es liegen zum Beispiel in [4] Angaben zur Berechnung der Traglast von Pfählen ausgehend von den Bodeneigenschaften (Raumgewicht, Scherfestigkeit) vor. Wir nutzen grundsätzlich solche Berechnungen nicht, da es sich gezeigt hat, dass sie meist nicht zutreffend sind. Z.B. wird aus unserer Sicht der Spitzendruck oft deutlich überbewertet. Wir können an dieser Stelle die Anwendung dieser Methode ohne eine Überprüfung mit Erfahrungswerten nicht empfehlen.

# 3 Bemessung

## 3.1 SIA 267

Die Ermittlung der äusseren Tragfähigkeit erfolgt nach der bereits genannten Formel (SIA 267 9.5.2.2.1):

$$R_{a,d} = \frac{\eta_a R_{a,k}}{\gamma_{M,a}}$$

Die Festlegung des äusseren Pfahltragwiderstands auf Bruchniveau  $R_{a,k}$  wurde im Kapitel 2 behandelt. Die Festlegung der weiteren Parameter  $\eta_a$  und  $\gamma_{M,a}$  sind in der Norm SIA 267 meist eindeutig definiert. Allein bei der Anwendung von dynamischen Pfahlversuchen ist der Parameter  $\eta_a$  nicht definiert. Wir empfehlen zur Bestimmung des Parameters  $\eta_a$  für dynamische Pfahlversuche, diese mit Erfahrungswerten gleich zu setzen, d.h. gemäss SIA 267 9.5.2.2.5 mit

$$\eta_a \leq 0,9 \quad (\text{dynamische Pfahlversuche})$$

anzunehmen.

Oft stellt sich die Frage, was der Unterschied zwischen Mikropfählen auf Zug (Kapitel 9 in SIA 267) und Verankerungen mit ungespannten Ankern (Kapitel 11 in SIA 267) sei. Der wesentliche Unterschied ist, dass bei ungespannten Ankern in den meisten Fällen 3 Ausziehversuche durchgeführt werden. Darüber hinaus werden an mindestens 5% der ungespannten Anker, jedoch mindestens 3 Zugproben durchgeführt. Durch diese intensivere Kontrolle vor und während der Herstellung wird das Sicherheitsniveau bei ungespannten Ankern gegenüber Mikropfählen in der SIA 267 niedriger angesetzt:

Mikropfähle auf Zug	$R_{a,d} = \frac{\eta_a R_{a,k}}{\gamma_{M,a}}$	mit $\eta_a = 1,0$ und $\gamma_{M,a} = 1,6$	(Voraussetzung: Ausziehversuche) (SIA 267 9.5.2.2.1 - 9.5.2.2.5)
Ungespannte Anker	$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$	mit $\gamma_M = 1,35$	(SIA 267 11.5.2.2).

### 3.2 Vergleich SIA 267 mit früheren Normen

Ein Blick in die Vergangenheit zeigt, dass die heute gültige Norm SIA 267 weniger konservativ ist als beide Vorgängernormen SIA V192 aus dem Jahr 1996 und SIA 192 (1975). Werden alle 3 Normen verglichen, ergibt sich folgendes Bild:

	SIA 267 (2003)	SIA V192 (1996)	SIA 192 (1975)
Nachweis	$E_d \leq R_d$	$S_{da} \leq R_{da} / \gamma_{mod}$	$S \leq R_M^* / SF_M + R_S^* / SF_S$
Einwirkung	$E_d = \gamma_{G,Q} E_k$	$S_d = \gamma_{G,Q} E_k$	S
Widerstand	$R_d = \eta_a R_{a,k} / \gamma_{M,a}$	$R_d = R_a / (\gamma_{mod} \gamma_{Rat} \xi)$	$R_M / SF_M + R_S / SF_S$
Globale Sicherheit	$\gamma_{G,Q} \gamma_{M,a} / \eta_a$	$\gamma_{G,Q} \gamma_{mod} \gamma_{Rat} \xi$	$(R_M + R_S) / (R_M / SF_M + R_S / SF_S)$
Art Bestimmung äusserer Tragwiderstand $R_{a,k}$	Statischer Pfahlversuch Dynamischer Pfahlversuch		
Annahme	$\gamma_{G,Q} = 1,4$ $\gamma_{M,a} = 1,3$ $\eta_a = 1,0$ (stat.) $\eta_a = 0,9$ (dyn.)	$\gamma_{G,Q} = 1,2$ $\gamma_{mod} = 1,0$ (stat.) $\gamma_{mod} = 1,1$ (dyn.) $\gamma_{Rat} = 1,5$ $\xi = 1,25 / 1.1^{**}$	$R_M = \frac{2}{3}(R_M + R_S)$ $R_S = \frac{1}{3}(R_M + R_S)$ $SF_M = SF_S = 2,0$ (stat.) $SF_M = 3,0$ $SF_S = 2,0$ (dyn.)
Ermittelte globale Sicherheit	1,82 (stat.) 2,02 (dyn.)	2,25 (stat.) 2,18 (dyn.)	2,00 (stat.) 2,57 (dyn.)

\* $R_M$ : Pfahltraglast aus Mantelreibung,  $R_S$ : Pfahltraglast aus Spitzendruck

\*\* Annahme: 2 statische Pfahlversuche  $\xi = 1,25$  bzw. 4 dynamische Pfahlversuche  $\xi = 1.1$ , Minimalwert für Ermittlung Traglast bestimmend

**Bild 10 Vergleich Pfahltraglast bei Anwendung diverser Normengenerationen**

## 4 Ausführungskontrolle

### 4.1 Bohrpfähle

#### 4.1.1 Integritätsprüfung mit Ultraschallmessungen

Integritätsprüfungen mit Ultraschallmessungen werden von uns nur in Ausnahmefällen gefordert und durchgeführt. Falls Ultraschallmessungen in einem Projekt beschlossen werden, dann sollten diese möglichst frühzeitig durchgeführt werden. Werden Bohrpfähle mit Leerbohrungen hergestellt, sollte der Bewehrungskorb samt Messrohren bis zum Bohrplanum verlängert werden, so dass eine Ultraschallmessung bereits ab dem Bohrplanum möglich ist. Der Bereich der Leerbohrung muss dabei nicht betoniert werden, sondern nur mit nicht bindigem Aushubmaterial verfüllt werden, um ein stabiles Bohrplanum sicherzustellen. Hier hat sich gezeigt, dass ein Verfüllen mit Sand vor dem Ziehen der Verrohrung nicht zielführend ist. Durch die Oszillation des Bohrrohrs wird eine so hohe Verdichtung

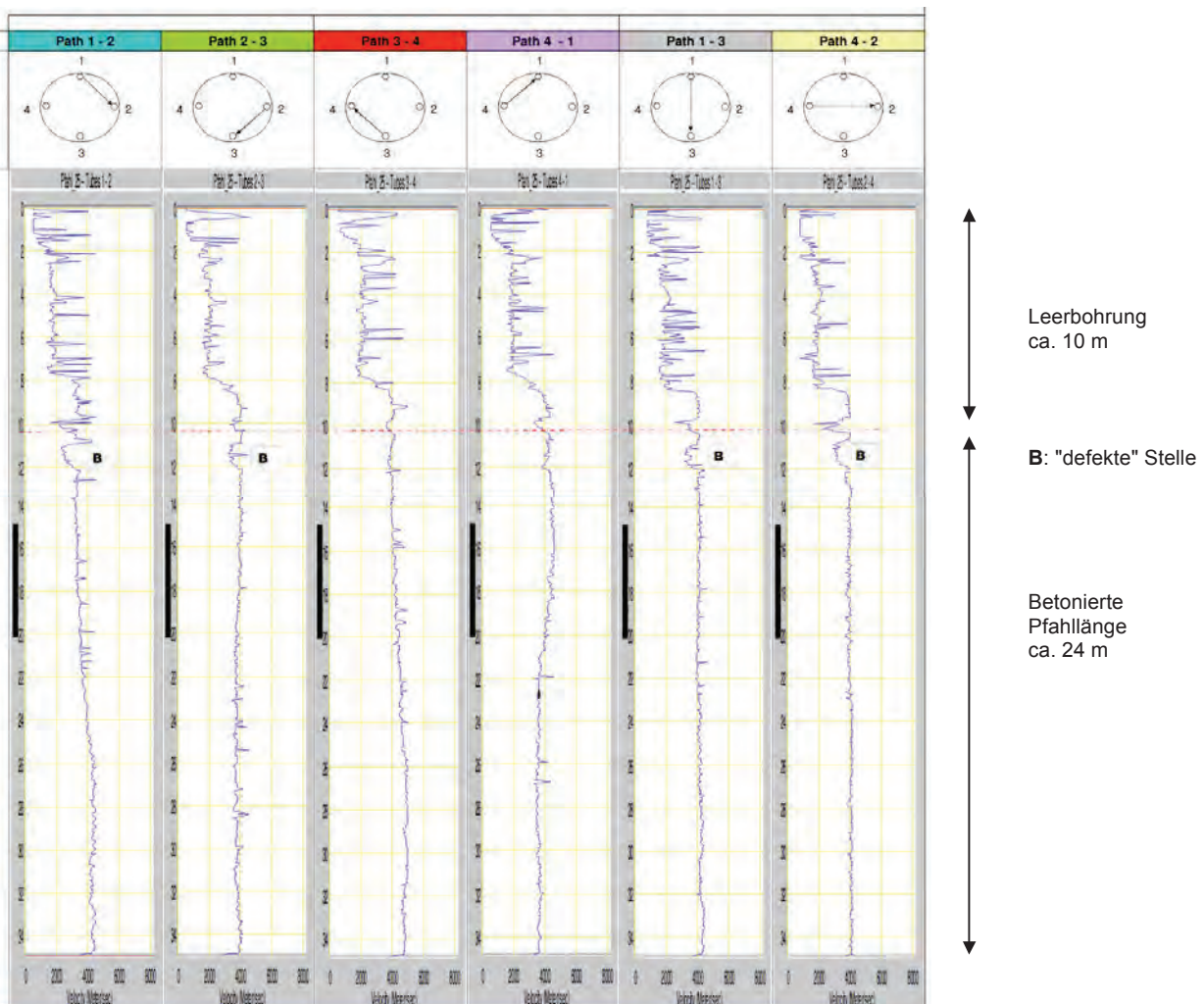


**Bild 11 Bohrpfahl mit 4 Ultraschallmessrohren, nach Ziehen Verrohrung und vor Verfüllung mit Aushubmaterial (Pfahl mit Leerbohrung)**

des verfüllten Sandes erreicht, dass sich der Bewehrungskorb mit dem Bohrrohr verdreht (**Bild 6**). Daraus ergibt sich eine Beschädigung der Messrohre, so dass diese durch die Messsonde nicht mehr befahrbar sind. Die Verfüllung muss daher nach dem Ziehen des Bohrrohrs stattfinden (**Bild 11**). Alternativ kann das Bohrrohr mit Material von einheitlicher Körnung, das sich nicht verdichten lässt, verfüllt werden. Diese Lösung würde jedoch die Zufuhr von Zusatzmaterial auf die Baustelle bedeuten.

Die hier geschilderten Mehraufwendungen für das Bestücken der Leerbohrung mit einem Korb und Messrohren sind aus unserer Sicht gerechtfertigt, um frühzeitig Erkenntnisse über die Pfahlintegrität zu erhalten und gegebenenfalls noch Zeit zu haben, um Zusatzmassnahmen zu ergreifen.

Bei der Ausführung ist insbesondere auf einen gleichmässigen Abstand zwischen den Messrohren über die komplette Pfahllänge zu achten. Variiert der Abstand zwischen den Messrohren, ist die Aussage der Integritätsprüfung stark relativiert. Vor dem Betonieren sind die Messrohre mit Wasser zu füllen, um die Bildung eines Luftspaltes zwischen Beton und Rohr im Zuge des Hydratationsprozesses zu unterbinden. Im **Bild 12** ist das Ergebnis einer Ultraschallprüfung eines Pfahles angegeben. Im Bereich B fällt eine Geschwindigkeitsreduktion auf, die auf eine fragwürdige Betonqualität hinweisen könnte. Nähere Untersuchungen im Zuge der späteren Freilegung des Pfahlkopfs zeigten eine einwandfreie Betonqualität auf (**Bild 13**). Daraus lässt sich schliessen, dass in diesem Bereich eine schlechte Anbindung der Messrohre an dem Beton vorlag.



**Bild 12** Ergebnis aus Integritätsprüfung mittels Ultraschallverfahren (Quelle: Bilfinger Berger 2011)



**Bild 13 Pfählkopfbereich im Bereich der vermeintlich fehlerhaften Stelle B vom Bild 12**

#### **4.1.2 Integritätsprüfung nach Reflexionsmethode (low strain test / Hammerschlagmethode)**

Die Integritätsprüfung nach der Reflexionsmethode wird zur Prüfung von Pfählen von uns selten eingesetzt. Die Methode kann naturbedingt erst zu einem sehr späten Zeitpunkt angewandt werden, wodurch eine Reaktion kaum noch möglich ist, ohne den kompletten Bauablauf zu stören.

Die Ergebnisse sind nicht immer so eindeutig, wie sich ein Ingenieur dies wünschen würde. In einer Molasse von guter Festigkeit ist eine Reflexion der Stosswelle auf dem Pfahlfuss wenig feststellbar. Auch bei harten Einschlüssen in einem eher weicheren Untergrund – Beispiel Kalksteinbänke im Frankfurter Ton – ergeben sich Reflexionswellen auf diese Einschlüsse, wodurch eine Feststellung von Einschnürungen schwierig ist.

Insgesamt ist die Reflexionsmethode eine günstige, einfache Methode, die sehr grobe Fehler aufdecken kann, jedoch viel Sachverstand bei der Interpretation der Ergebnisse verlangt.

#### **4.1.3 Vorgehensweise bei Bohrpfählen in Karstgebieten**

Der Einsatz von Bohrpfählen mit kurzer Einbindetiefe im Kalkstein hat sich zum Lastabtrag von hohen Lasten bewährt. Es werden im Kalkstein sehr hohe Spitzendrücke von über 10 MPa erreicht. Da im Kalkstein nicht selten mit Hohlräumen (Karst) zu rechnen ist, sind diese hohen Tragfähigkeitswerte mit Vorsicht anzuwenden. Die Mächtigkeit, Grösse und Tiefe von Karst-Ausbildungen sind mit üblichen Mitteln kaum feststellbar. Würde ein Karst direkt unter der Pfahlspitze liegen, wäre der Pfahl nicht in der Lage, einen Bruchteil der vorgesehenen Last zu übernehmen.

Das Risiko eines Tragfähigkeitsverlustes von Pfählen in Karstgebieten konnten wir mit folgender Lösung bei einem aktuellen Projekt minimieren. Am Armierungskorb wird ein Stahlrohr von Durchmesser 130 mm befestigt. Dieses steht möglichst zentrisch im Korb, jedoch so, dass das Kontraktorrohr vorbeigeführt werden

kann. Das Stahlrohr erhält am Fuss und am Kopf eine druckfeste Abdeckung, die das Eindringen von Beton verhindert. Nach Herstellung des Bohrpfahls wird durch das Leerrohr die Pfahlspitze mit einem Mikropfahlgerät durchbohrt. Über eine Tiefe von ca. 3 Pfahldurchmessern unterhalb der Pfahlspitze wird der Fels zunächst gebohrt und anschliessend mit einem Packer in vordefinierten Höhenabschnitten injiziert. Die Begutachtung des Bohrguts ermöglicht die Feststellung von Hohlräumen, die gezielt injiziert werden können. Weiter kann die Analyse des Bohrguts dazu führen, dass die Bohrung vertieft wird oder z.B. dass die Bohr- und Injektionsarbeiten bei den Nachbarpfählen reduziert bzw. intensiviert werden.

Die dargestellte Lösung ist kostenaufwendig und erfordert eine enge Begleitung der Bohrarbeiten durch eine sachkundige Bauleitung sowie eine gewisse Flexibilität des Bauunternehmers. Sie stellt aus unserer Sicht eine sichere Methode dar, um die hohe Traglast von Bohrpfählen in Kalkstein auszuschöpfen und den negativen Einfluss von Hohlräumen unterhalb der Pfahlspitze auszuschliessen.

## 5 Schlussfolgerung

Pfahlfundationen sind kostenintensive Foundationstypen, die für grosse Lasten und hohe Anforderungen gut geeignet sind. Durch intensive Vorerkundung und vorgängige Pfahlversuche lassen sich Pfahlfundationen grundsätzlich optimieren. Erreicht das Projekt eine gewisse Grösse, sind vorgängige statische Pfahlversuche zu empfehlen, um sowohl Gesamtkosten als auch Bauzeit zu reduzieren bei gleichzeitiger Erhöhung des Sicherheitsniveaus.

## 6 Literatur

- [1] Historische Verkehrswege im Kanton Basel-Stadt, Publikation zum Inventar historischer Verkehrswege der Schweiz IVS, herausgegeben vom Bundesamt für Strassen (ASTRA) [www.ivs.admin.ch](http://www.ivs.admin.ch), Bern 2004
- [2] DTU 13.2, fondations profondes pour le bâtiment, association française de normalisation (afnor), 1992
- [3] Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, EA Pfähle, 2. Auflage, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2012
- [4] Bodenmechanik und Grundbau, Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, 9. Auflage, Lang H.-J., Huder J., Amman P., Puzrin A. M., 2011

Autor:

Laurent Pitteloud  
Dipl. Bauing ETH/SIA  
Gruner AG  
Gellertstrasse 55  
4020 Basel