

Lärmschutzwände auf horizontal belasteten Pfählen bei zyklisch/dynamischen Einwirkungen – Versuchsergebnisse und Berechnungsansätze

Dr.-Ing. M. Raithel

Kempfert + Partner Geotechnik, Würzburg - Kassel

1 Einleitung

Lärm- und Windschutzwände an Verkehrswegen werden in der Regel auf kurzen, in den Baugrund eingespannten Pfählen gegründet, die aufgrund der geringen Schlankheit (Verhältnis der Einbindelänge zum Pfahldurchmesser) bei Belastung nur vernachlässigbare Eigenverformungen aufweisen und somit als nahezu „starr“ bezeichnet werden können, vgl. Bild 1 und 2. Die maßgebenden Grundlagen zum Verständnis des Trag- und Verformungsverhaltens solcher Gründungskörper sowie das noch heute verwendete Bemessungsverfahren wurden in *Kempfert (1985, 1987 und 1989)* geschaffen. Daneben hat sich, insbesondere im Straßenbau, das Bemessungsverfahren nach *Vogt (1988)* etabliert, welches auch in den Entwurfs- und Berechnungsgrundlagen für Bohrpfahlgründungen und Stahlpfosten von Lärmschutzwänden der *FGSV (1997)* enthalten ist.

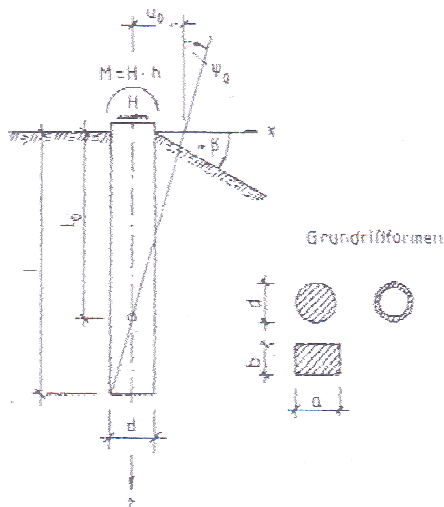


Bild 1: System und Bezeichnung kurzer starrer Gründungspfähle, aus *Kempfert (1987)*

Neben der näherungsweise gleichmäßig über die Wandfläche wirkenden und vorwiegend ruhend anzusetzenden Windbelastung ist bei Schutzwänden an schienengebundenen Hochgeschwindigkeitsstrecken als maßgebende Belastung die Druck-/Sogwelle bei Zugvorbeifahrt zu berücksichtigen, vgl. Bild 2.

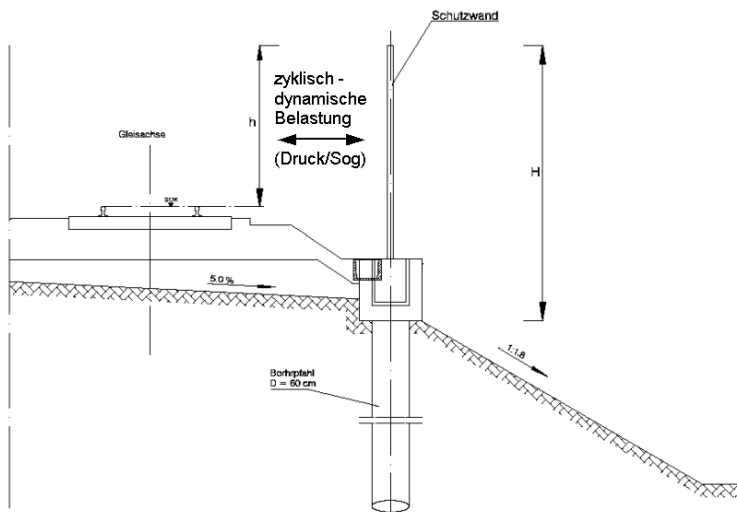


Bild 2: Schematische Darstellung der Gründung von Schutzwänden an HG-Strecken

Hinsichtlich der für die Bemessung maßgebenden Belastung wird im zur Zeit gültigen Regelwerk (*DS 804 bzw. Richtlinie 800.2001* und *DIN Fachbericht 101*) für die Druck-/Sogbelastung in Abhängigkeit der Entfernung von der Schutzwand zum Gleis und der Fahrgeschwindigkeit eine statische Ersatzlast vorgegeben. Demnach ist eine Belastung bis zu einem Gleisabstand von 3,8 m, jeweils am Zugkopf und Zugende auf 10 m Länge und über die Höhe der Schutzwand konstant, anzusetzen.

Aufgrund von aufgetretenen Schadensfällen wurden in jüngerer Zeit Messungen an ausgeführten Schutzwänden durchgeführt, auf deren Grundlage gefolgert werden musste, dass diese Angaben für die hohen Zuggeschwindigkeiten der Neubaustrecken ($v_e = 300$ km/h) nicht für eine realitätsnahe und sichere Bemessung der Schutzwände ausreichen. Daher wurden von Seiten der DB AG neue Bemessungsgrundlagen für die Schutzwände der NBS Nürnberg - Ingolstadt vorgegeben, verbunden mit der Anforderung auch eine sichere Gründung unter Berücksichtigung der auftretenden zyklisch/dynamischen Druck-/Sogbelastung zu erstellen.

Schon in *Kempfert (1989)* wurde allerdings darauf hingewiesen, dass bei zyklischen Schwell- und Wechselbelastungen mit zunehmenden Belastungszyklen ein Zuwachs der Verschiebungen und Verdrehungen zu erwarten ist, was in den vorliegenden Berechnungsverfahren nicht enthalten ist. Von Kempfert wurde daher empfohlen, zur globalen Abdeckung dieser Einflüsse eine erhöhte Sicherheit ($\eta = 3$) anzuwenden. Demgegenüber wird in der Regel, insbesondere im Straßenbau, ein bewusst niedriges Belastungs- und Sicherheitsniveau ($\eta = 1,4$) gewählt, da Schutzwände oftmals als untergeordnete Bauwerke eingestuft werden, die durchaus auch „etwas schief stehen können“.

Da kein allgemein anerkanntes Bemessungsverfahren bzw. Sicherheitskonzept zur rechnerischen Dimensionierung der derartig beanspruchten Gründungspfähle vorliegt, wurde für die Bemessung der Schutzwände der NBS Nürnberg-Ingolstadt ein Nachweisverfahren konzipiert, welches zunächst eine Bemessung mit den vorliegenden Berechnungsverfahren unter Zugrundelegung der statischen Grenzlaster und eines „auf der sicheren Seite liegenden“ Sicherheitsbeiwertes von $\eta = 4$ auf die zu erwartenden zyklisch/dynamischen Belastungen sowie insbesondere eine Überprüfung der gewählten Ansätze durch zyklische, horizontale Pfahlprobelastungen vorsah.

2 Konzeption und Durchführung der zyklisch/dynamischen horizontalen Pfahlprobelastungen

2.1 Allgemeines

Zunächst wurden für die folgenden möglichen Wandsysteme und für alle auftretenden Wandhöhen ($h = 1,5, 2,5$ und $3,0$ m über SO) dynamische Berechnungen der aufgehenden Konstruktion vorgenommen:

- Betonpfosten mit Betonschallschutzelementen
- Stahlpfosten mit Betonschallschutzelementen
- Stahlpfosten mit Aluminiumschallschutzelementen

Die Ergebnisse dieser Berechnungen zeigten, dass die Beanspruchungen (Querkraft und Biegemoment in OK Pfahl) der Gründung von Betonpfosten mit Betonelementen bei gleicher Wandhöhe etwa den Beanspruchungen bei Stahlpfosten mit Betonelementen entsprechen. Sie sind jedoch i.d.R. um ca. einen Faktor 2 bis 3 höher als die Beanspruchungen bei Verwendung von Aluminiumelementen.

Um sowohl die unterschiedlichen Pfahlbelastungen als auch unterschiedliche Trassenlagen (Dammlage bzw. geneigtes Gelände und Geländegleichlage bzw. horizontales Gelände) und Untergrundsituationen (Dammschüttung und bindige gewachsene Böden) abzudecken, wurden an 5 Probepfählen mit einem Durchmesser von $D = 65$ cm und einer Einbindetiefe zwischen ca. $3,0$ und ca. $6,0$ m unter GOK Probelastungen durchgeführt.

- Trasse in Dammlage (Dammhöhe ca. 6 bis 7 m):
3 Probepfähle, wobei die Pfähle vollständig in der Dammschüttung liegen.
- Trasse in Geländegleichlage:
2 Probepfähle, wobei die Pfähle nahezu vollständig im gewachsenen Boden liegen.

2.2 Baugrund

Im Bereich des gewählten Standorts D (Damm) binden die Pfähle in den geschütteten Dammkörper ein. Nach den Kornverteilungen und der visuellen Ansprache handelt es sich beim Dammschüttmaterial um einen schwach kiesigen, schluffigen/tonigen bis stark schluffigen/tonigen Sand (Bodengruppe SU/ST und SU*/ST* nach DIN 18196). Nach den Ergebnis-

sen der schweren Rammsondierungen ist der Sand bzw. das Dammschüttmaterial i.d.R. dicht bis sehr dicht gelagert ($N_{10} \geq 20 - 25$). Hinsichtlich der Scherparameter konnte unter Wertung aller vorliegenden Versuchsergebnisse von in situ tatsächlich vorliegenden Scherparametern von $\varphi' = 45^\circ$ und $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ ausgegangen werden.

Am Standort G (Geländegleichlage) binden beide Probepfähle vollständig in quartäre bindige Böden ein. Dabei handelt es sich vorwiegend um leichtplastisch und mittelpastische, quartäre Schluffe und Tone (Bodengruppe TL und TM nach DIN 18196) mit wechselnden Beimengungen von Feinsand und vereinzelt auch Kies. Lokal sind dünne schluffige Feinsandlagen eingelagert. Nach den Laborversuchen und der Ansprache des Bohrgutes weisen die Schluffe und Tone i.d.R. eine weiche bis steife Konsistenz auf, im Tiefenbereich der lokal eingelagerten organischen Beimengungen auch eine breiige bis weiche Konsistenz. Im Hinblick auf die Scherparameter wurde unter Wertung aller vorliegenden Versuchsergebnisse von $\varphi' = 25^\circ$ und $c' = 5 \text{ kN/m}^2$ ausgegangen.

Das Grundwasser liegt in den quartären bindigen Böden (qt) vorwiegend in Form eines geringen bis sehr geringen Schichtenwasserzustroms in Tiefen von rd. 3 bis 5 m unter GOK vor, wobei davon ausgegangen werden kann, dass in den quartären bindigen Böden kein zusammenhängendes Grundwasservorkommen vorhanden ist.

2.3 Belastung

Im Hinblick auf die Beeinflussung des Trag- und Verformungsverhaltens der Gründungspfähle unter wiederholten horizontalen zyklischen Lasten wurden zunächst Wechselbelastungen zur Simulation der Druck-Sog-Wellen infolge Zugverkehr aufgebracht, wobei die Amplitude der Druck- und Zuglast in 3 Stufen (Mehrstufentechnik) auf ca. 150 - 200% der maximal zu erwartenden Lastamplitude infolge Zugverkehr gesteigert wurde, vgl. Bild 3.

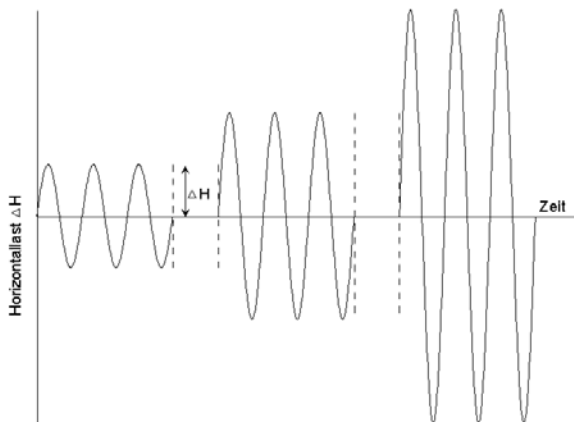


Bild 3: Exemplarischer Verlauf der Wechselbelastungen

Insgesamt wurden Druck- und Zugamplituden bis zu einer Größe von jeweils $\Delta H = 60 \text{ kN}$ in einer Höhe von ca. 1,5 bis 2,5 m über GOK in die Pfähle eingeleitet. Die Lastwechselanzahl

wurde je Belastungssequenz zwischen ca. $N = 1.000$ bis $N = 10.000$ Lastwechseln bei einer Frequenz von i.d.R. ca. 1 Hz gewählt. Nach Durchführung der Wechselbelastungen wurde anschließend an allen Pfählen eine statische horizontale Probebelastung nach den „Empfehlungen für statische horizontale Pfahlprobebelastungen der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik“ (DGGT, 1998) zur Ermittlung der horizontalen Bruchlast H_B durchgeführt. Eine Zusammenstellung der einzelnen Belastungssequenzen enthält Tabelle 1.

Tabelle 1: Übersicht über die Probepfähle und die durchgeführten Belastungssequenzen

Pfahl-Nr.	Einbindetiefe [m u. GOK]	Höhe der Lasteinleitung [m ü. GOK]	Belastungssequenzen		
			ΔH 1. Stufe [kN]	ΔH 2. Stufe [kN]	ΔH 3. Stufe [kN]
D1	ca. 4,0	ca. 1,5	+/- 10 kN	+/- 20 kN ¹⁾	+/- 40 kN ²⁾
D2	ca. 5,0	ca. 2,5	+/- 20 kN ¹⁾	+/- 40 kN ²⁾	+/- 60 kN
D3	ca. 6,0	ca. 2,5	+/- 20 kN ¹⁾	+/- 40 kN ²⁾	+/- 60 kN
G1	ca. 3,0	ca. 1,8	+/- 10 kN	+/- 20 kN ¹⁾	+/- 40 kN ²⁾
G2	ca. 4,0	ca. 2,5	+/- 20 kN ¹⁾	+/- 40 kN ²⁾	+/- 60 kN

¹⁾ ca. 100% der max. Belastung bei Stahlpfosten mit Aluminiumschallschutzelementen

²⁾ ca. 100% der max. Belastung bei Beton- bzw. Stahlpfosten mit Betonschallschutzelementen

2.4 Aufbau und Instrumentierung

2.4.1 Belastungseinrichtung

Die Belastungseinrichtung wurde in Anlehnung an die „Empfehlungen für statische horizontale Pfahlprobebelastungen“ des Arbeitskreises 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT, 1998) geplant und ausgeführt.

Die horizontalen Druck- und Zuglasten wurden mit einer hydraulischen Druck-/Zug-Presskraftgesteuert in die Probepfähle eingeleitet. Die Presse wurde vom Institut für Geotechnik und Geohydraulik der Universität Kassel zur Verfügung gestellt und war für eine maximale Zuglast von ca. 295 kN und eine maximale Drucklast von ca. 495 kN ausgelegt.

Als Belastungswiderlager für die Pressenlasten wurde ein Container mit einem Gesamtgewicht von ca. 85 t (ca. 5 t Eigengewicht und ca. 80 t Betonblöcke) verwendet. Ein Überblick über die Versuchseinrichtung ist in Bild 4 dargestellt.

Um eine Beeinflussung der horizontalen Belastungen durch die Auflast des Containers weitestgehend zu vermeiden, war zwischen der Presse und dem Container ein Stahlrahmen mit einer Länge von ca. 2 m angeordnet, vgl. Bild 5. Diese Stahlkonstruktion war analog zur Pfahlbewehrung für eine maximale statische Prüflast von ca. 300 kN bzw. eine zyklische Wechselbelastung von ca. +/- 65 kN mit einer Frequenz von 1 Hz und 10.000 Lastwechseln konzipiert (unter Ansatz eines Sicherheitsfaktors von 1,1). Der lichte Abstand zwischen den Probepfählen und dem Container betrug insgesamt mindestens ca. 4 m.

Die Pressenlast wurde in den vorgegebenen Höhen (Tabelle 1) über eine Stahlmanschette eingeleitet (vgl. Bild 5).



Bild 4: Überblick über die Pfahlprobelastung



Bild 5: Stahlkonstruktion und Lasteinleitung in den Pfahl

2.4.2 Instrumentierung

Die Kontrolle der Lasteinleitung erfolgt über eine in die hydraulische Presse integrierte Kraftmessdose.

Die Verschiebungen des Pfahles inkl. des aufbetonierten Teiles wurden über elektrische/induktive Wegaufnehmer in 3 Höhen kontinuierlich erfasst. Die parallel zur Lasteinleitung angeordneten Wegaufnehmer waren an einem Messgerüst befestigt.

Durch Messung der Verschiebungen in unterschiedlichen Höhen konnte die Winkelverdrehung über die Differenzverschiebung und den Abstand zwischen den Messpunkten bestimmt werden.

Neben der Kontrolle der eingeleiteten Lasten sowie der Messung der Verschiebungen und Verdrehung der Pfähle wurde die Biegelinie der Probepfähle bei den statischen Belastungen durch Inklinometermessungen ermittelt. Dazu wurde in jeden Pfahl ein Vertikalinklinometer bzw. Neigungsmessrohr ($\varnothing 3''$) eingebaut.

Die Messwerte der Neigungen über die Tiefe wurde jeweils in 50 cm Abstand elektronisch erfasst und anschließend in tiefenabhängige Horizontalverformungen (Biegelinie des Pfahls) umgerechnet. Die Nullmessungen erfolgten vor Beginn der Probelastungen.

3 Ergebnisse der Pfahlprobelastungen

3.1 Zyklische Belastungssequenzen

Bei allen Pfählen und in allen Laststufen war i.d.R. eine gleichmäßige Steigerung der Pfahlkopfverschiebung in Druckrichtung mit zunehmender Versuchsdauer bzw. Lastwechselanzahl zu ersehen, eine schlagartige starke Zunahme der Pfahlkopfverschiebungen wurde nicht beobachtet. Allerdings konnten deutliche zyklische Bewegungswellen in den Böschungen und Hohllagen bzw. Rissbildungen im Bereich der Einspannstelle verbunden mit einem Materialtransport augenscheinlich festgestellt werden, vgl. Bild 6.

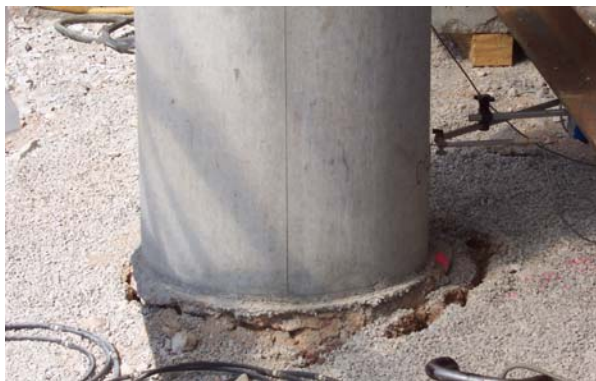


Bild 6: Auflockerungen und Rissbildungen nach zyklischer Belastung

Im Rahmen einer umfassenden Auswertung der Messergebnisse wurden zunächst die gemessenen Verschiebungen sowie Verdrehungen in Druck- und Zugrichtung sowie die Gesamtauslenkungen der Pfahlköpfe (Summe der Verschiebungen in Druck- und Zugrichtung) ausgewertet. In Bild 7 ist exemplarisch die Auswertung am Beispiel des Probepfahles D2 dargestellt. Tabelle 2 enthält die gemessenen Pfahlkopfverformungen nach 1000 Lastwechseln.

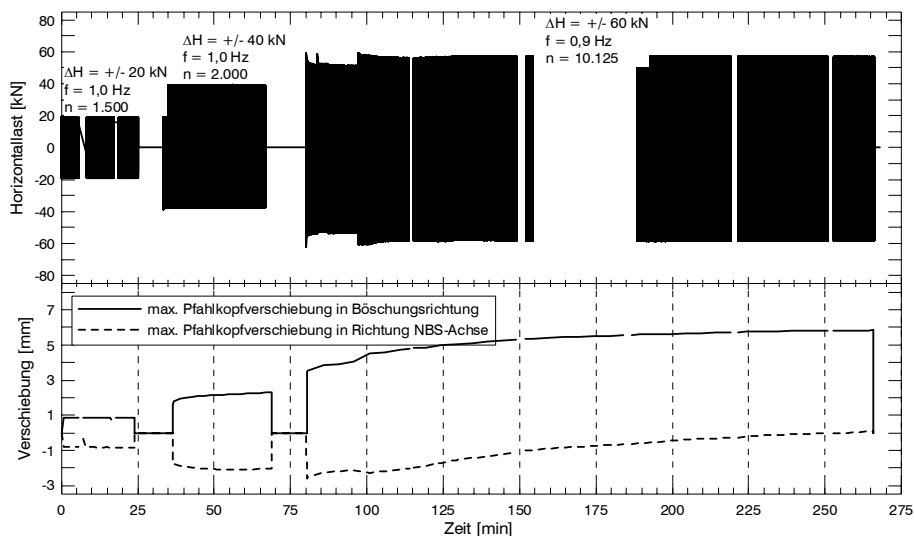


Bild 7: Gemessene Pfahlkopfverschiebung bei zykl. Belastung, exemplarisch für Pfahl D2

Tabelle 2: Gemessene Pfahlkopfverschiebung nach 1000 Lastwechseln

Probepfahl	Pfahlkopfverschiebung in Druckrichtung [mm] ¹⁾				Pfahlkopfverschiebung in Zugrichtung [mm] ²⁾			
	$\Delta H = \pm 10$ kN	$\Delta H = \pm 20$ kN	$\Delta H = \pm 40$ kN	$\Delta H = \pm 60$ kN	$\Delta H = \pm 10$ kN	$\Delta H = \pm 20$ kN	$\Delta H = \pm 40$ kN	$\Delta H = \pm 60$ kN
D1	0,43	0,86	1,84	-	-0,08	-0,44	-1,58	-
D2	-	0,86	2,17	4,04	-	-0,84	-2,08	-2,08
D3	-	0,72	1,80	2,60	-	-0,68	-1,40	-1,68
G1	0,24	0,65	3,76	-	-0,19	-0,53	-2,62	-
G2	-	0,74	2,41	5,81	-	-0,48	-1,80	-3,40

¹⁾ Druckrichtung = entgegen der Gleisachse bzw. in Böschungsrichtung (positive Vorzeichen)

²⁾ Zugrichtung = in Richtung der Gleisachse (negative Vorzeichen)

Bei halblogarithmischer Auftragung der Pfahlkopfverschiebungen inkl. der Gesamtauslenkung und Pfahlkopfverdrehungen ergibt sich i.d.R. näherungsweise eine Gerade, die eine Extrapolation der Messwerte für höhere Lastwechselanzahlen ermöglicht. Die grundsätzliche Vorgehensweise bei der Extrapolation ist exemplarisch in Bild 8 für den Probepfahl D1 dargestellt.

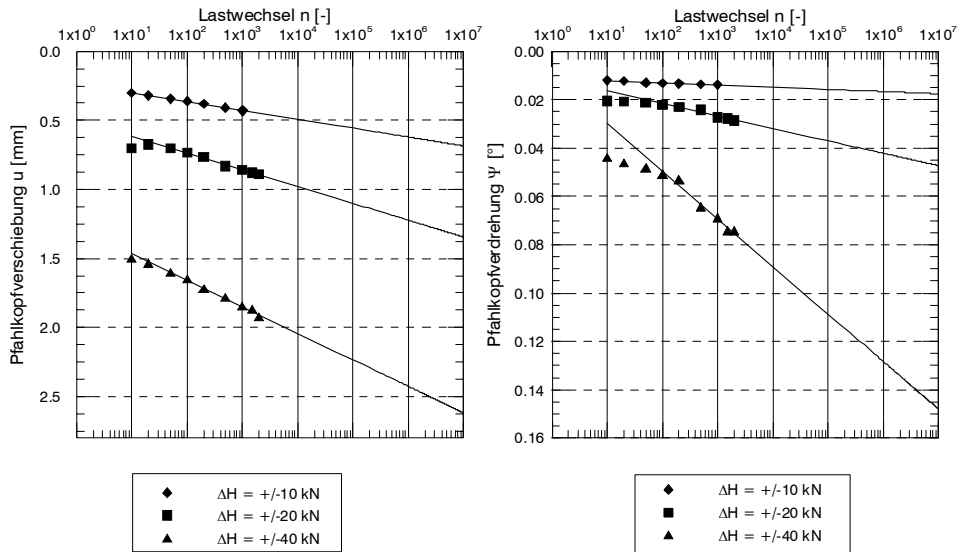


Bild 8: Extrapolierte Pfahlkopfverschiebung und -verdrehung bei zykl. Belastung, exemplarisch für Pfahl D1

Es ist allerdings festzustellen, dass bei mehreren Belastungssequenzen die Messwerte nicht eindeutig extrapoliert werden konnten, da die erforderliche Konstanz der Lastwechselamplitude oder der Pfahlkopfverschiebungen zum Schluss der Laststufe nicht gegeben war.

Grundsätzlich wurde versucht eine Extrapolation der Verformungen auf 10.000.000 Lastwechsel vorzunehmen, vgl. Tabelle 3.

Tabelle 3: Extrapolierte Pfahlkopfverschiebung und -verdrehungen nach 10.000.000 Lastwechseln (in Druckrichtung)

Probe-pfahl	Extrapolierte Pfahlkopfverschiebung und Extrapolierte Pfahlkopfverdrehung			
	$\Delta H = +/-10$ kN	$\Delta H = +/-20$ kN	$\Delta H = +/-40$ kN	$\Delta H = +/-60$ kN
D1	0,7 mm / 0,02°	1,4 mm / 0,045°	2,6 mm / 0,15°	-
D2	-	0,9 mm / ¹⁾	3,4 mm / 0,093°	9,4 / 0,24°
D3	-	0,9 mm / 0,055°	2,3 mm / 0,115°	¹⁾
G1	¹⁾	0,8 mm / ¹⁾	9,1 mm / 0,228°	¹⁾
G2	-	1,2 mm / 0,09°	4,8 mm / 0,18°	7,9 mm / ¹⁾

¹⁾ Extrapolation nicht möglich

Die Auswertungen zeigen somit grundsätzlich, dass die Pfahlkopfverschiebungen am Standort D in Böschungs- bzw. Druckrichtung, wie erwartet, i.d.R. größer als in Richtung der NBS-Achse bzw. Zugrichtung sind. Auch am Standort G wurden in Druckrichtung größere Pfahlkopfverschiebungen als in Zugrichtung beobachtet. Dabei ist allerdings zu berücksichtigen,

dass das Gelände in Druckrichtung unmittelbar hinter den Pfählen baubedingt um ca. 50 cm tiefer lag.

Die Größenordnung der Pfahlkopfverschiebungen am Standort G entspricht dabei bei niedrigen Wechselbelastungen etwa der Größenordnung der Pfahlkopfverschiebungen am Standort D. Es ist aber zu erkennen, dass bei weiterer Steigung der Wechselbelastung auf ca. 150 bzw. 200% von $\Delta H_{\text{Zugverkehr}}$ (auf +/-40 kN bzw. auf +/-60 kN) generell eine überproportionale Verschiebungszunahme auftrat.

Bei den Wechselbelastungen von ca. 150 bzw. 200% von $\Delta H_{\text{Zugverkehr}}$ wurden am Standort G erheblich größere Pfahlkopfverschiebungen bei gleicher Lastwechselanzahl festgestellt, was mit der starken Annäherung an den statischen Grenzzustand bzw. Auslastung der Tragfähigkeit am Standort G begründet werden kann. Des Weiteren kann somit bestätigt werden, dass bei geringeren Scherfestigkeiten im Untergrund deutlich größere Verformungen bei ansonsten gleichen Randbedingungen hervorgerufen werden (Vergleich Standort G zu Standort D).

3.2 Statische Grenzlasten

Im Anschluss an die zyklischen Belastungen wurde das Lastniveau in verschiedenen statischen Laststufen schrittweise bis zum Erreichen der horizontalen Bruchlast bzw. bis zur maximalen Pressenkraft erhöht. Bild 9 enthält exemplarisch die gemessenen Verformungen und die Definition der Grenzlast für den Pfahl G1.

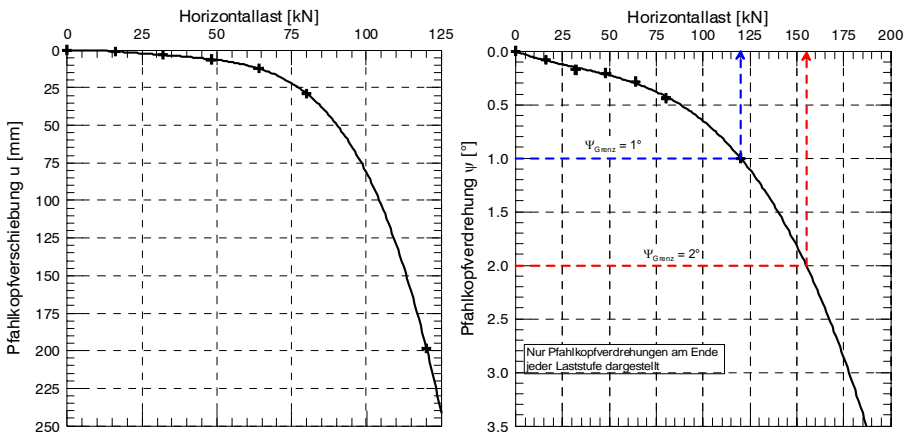


Bild 9: Auswertung der statischen Pfahlprobebelastung und Definition der Grenzlast, exemplarisch für Pfahl G1

Im Hinblick auf die Festlegung der horizontalen Grenzlast ist zu beachten, dass diese in den „Empfehlungen für statische horizontale Pfahlprobebelastungen“ des Arbeitskreises 2.1 der *DGGT (1998)* nicht eindeutig definiert ist. In *Kempfert (1985)* wird die (fiktive) Grenzlast bei einer Pfahlkopfverdrehung von $\psi = 2^\circ$ (ca. $\tan \psi = 0,035$) festgelegt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass dieser Grenzwert der Pfahlkopfverdrehung für eine Belastung in einer Richtung definiert wurde. Da im vorliegenden Fall Wechselbelastungen auftreten, wurde näherungs-

weise auch eine Grenzlast bei einer Pfahlkopfverdrehung von $\psi = 1^\circ$ (ca. $\tan \psi = 0,0175$) dargestellt. In der nachfolgenden Tabelle 4 sind die (fiktiven) Grenzlasten der Probepfähle beim Erreichen einer Pfahlkopfverdrehung von $\psi = 1^\circ$ und $\psi = 2^\circ$ zusammengestellt. In der Tabelle 4 sind zudem die theoretischen nach *Vogt (1988)* ermittelten Grenzlasten dargestellt.

Tabelle 4: Zusammenstellung der horizontalen Grenzlasten der Probepfähle

Probepfahl	Einbindetiefe [m]	rechnerische Grenzlasten nach <i>Vogt(1998)</i> [kN]		Anhand Pfahlprobebelastung abgeleitete Grenzlast [kN]	
		$H_{g,stat,bem}^{1)}$	$H_{g,stat,real}^{2)}$	$\psi = 1^\circ$	$\psi = 2^\circ$
D1	4,0	70	160	200	320
D2	5,0	115	240	270	415
D3	6,0	195	400	270	400
G1	3,0	50	70	120	155
G2	4,0	85	125	150	175

¹⁾ Für die Bemessung der Schutzwände vorgegebene Scherparameter

(Standort D: $\varphi' = 35^\circ$; $c' = 0 \text{ kN/m}^2$; Standort G: $\varphi' = 22,5^\circ$; $c' = 3 \text{ kN/m}^2$);

²⁾ Wahrscheinlich vorhandene Scherparameter (D: $\varphi' = 45^\circ$; $c' = 3 \text{ kN/m}^2$; G: $\varphi' = 25^\circ$; $c' = 5 \text{ kN/m}^2$)

Es zeigt sich, dass die rechnerisch unter Annahme von wahrscheinlich in situ vorliegenden Scherparametern ermittelten Grenzlasten i.d.R. näherungsweise mit den fiktiven Grenzlasten bei einer gemessenen Pfahlkopfverdrehung von ca. $\psi = 1^\circ$ übereinstimmen bzw. diese unterschätzen. Eine Ausnahme stellt hierbei der Pfahl D3 dar.

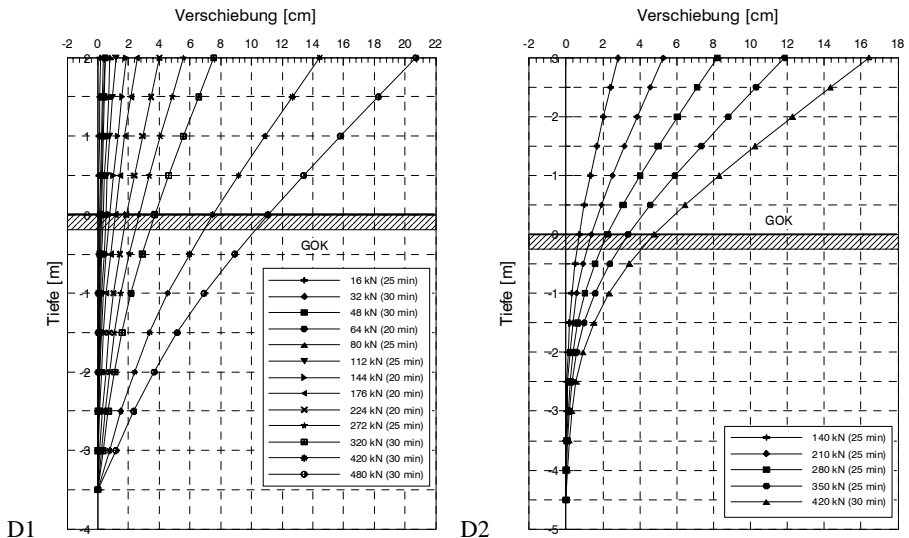


Bild 10: Biegelinien der Probepfähle bei statischer Belastung, exemplarisch für die Pfähle D1 und D2

Die mittels Inklinometer erfassten Biegelinien der Probepfähle zeigen eine gute Übereinstimmung mit den mittels Wegaufnehmer erfassten Verschiebungen bzw. Verdrehungen, wobei die Verschiebungen der Probepfähle am Standort G (bindige Böden) sowie des Probepfahls D1 am Standort D (Dammschüttung) nahezu linear mit zunehmender Einbindetiefe abnehmen. Bei den Pfählen D2 und D3 war dagegen zu erkennen, dass ab einer Tiefe von ca. 4 m unter GOK eine Abnahme der Verdrehungen gegeben war, vgl. Bild 10.

4 Zusammenfassende Auswertung und Folgerungen für die Bemessung

Um zu einer abschließenden Bewertung des gewählten Sicherheitsniveaus zu gelangen und um weitere Folgerungen im Hinblick auf die zukünftige Bemessung von Schutzwandgründungen zu ermöglichen, wurden die extrapolierten Verformungen jeweils in Abhängigkeit des Verhältnisses der nach *Vogt (1988)* berechneten statischen Grenzlast H_g zu jeweiligen zyklischen Amplitude ΔH ausgewertet, siehe Bild 11. Das Verhältnis zwischen rechnerischer Bemessungsbruchlast zur tatsächlich auftretenden zyklisch/dynamischen Belastung kann dabei als wirksame Globalsicherheit η zur pauschalen Abdeckung des zyklischen Tragverhaltens definiert werden.

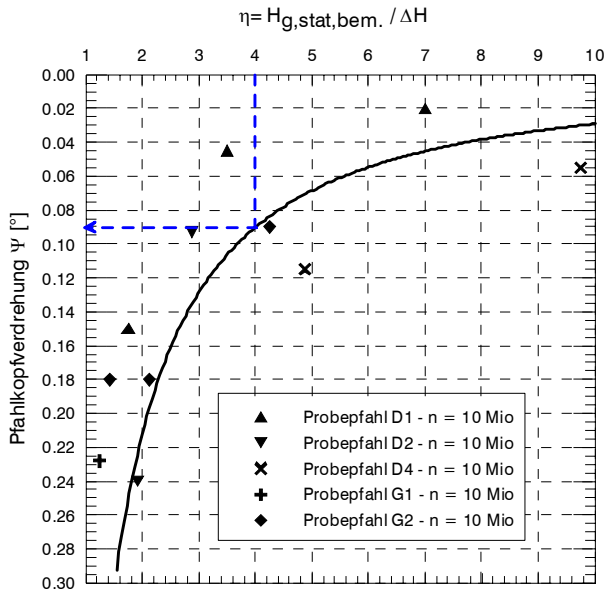


Bild 11: Zusammenfassende Gegenüberstellung des Auswertung des Belastungsverhältnisses zur auftretenden Pfahlverdrehung

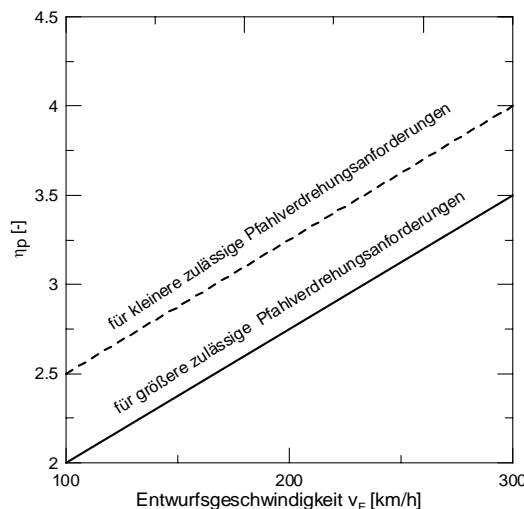
Unter Ansatz einer der Bemessung zugrundeliegenden Sicherheit von $\eta = 4$ auf die zyklischen Belastungsamplituden konnte anhand der auf 10 Millionen Lastwechsel extrapolierten Ergebnisse der Pfahlprobepbelastungen eine wahrscheinliche mittlere Pfahlkopfverdrehung von ca. $\psi = 0,09^\circ$ in die jeweilige Belastungsrichtung für den längerfristigen Gebrauchszu-

stand abgeleitet werden. Des Weiteren konnten in einer Grenzwertbetrachtung mögliche Pfahlkopfverdrehungen abgeschätzt werden. Im betreffenden Fall wurden aufgrund der o.g. Ergebnisse der Pfahlprobelastungen die zu erwartenden Verformungen der hergestellten Schutzwandgründungen innerhalb der gesamten Lebensdauer als zulässig bewertet.

Somit konnte auf Grundlage der horizontalen, zyklischen Pfahlprobelastungen erstmals das Verformungsverhalten von Schutzwandgründungen unter Berücksichtigung der zu erwartenden zyklisch/dynamischen Belastungen durch den HG-Verkehr realitätsnah erfasst werden. Grundsätzlich liegt damit eine erste Grundlage für eine an die Problemstellung angepasste, modifizierte Sicherheitsbetrachtung vor.

Allerdings ist festzustellen, dass seitens der Deutschen Bahn bis dato keine allgemeinen Anforderungen hinsichtlich der einzuhaltenden Verformungen vorliegen und dass weiterhin ein erheblicher Forschungsbedarf im Zusammenhang mit der theoretischen Erfassung und Prognose des Verformungsverhaltens von kurzen, starren Pfählen unter zyklisch/dynamischen Belastungen besteht. Dies und die vorhandenen Streuungen der Ergebnisse sowie die Problematik der Übertragbarkeit der Pfahlprobelastungsergebnisse auf andere bautechnische Randbedingungen in bei der Wahl eines vorläufigen Sicherheitsniveaus zu berücksichtigen.

Für die Bemessung der Schutzwände an der NBS Nürnberg-Ingolstadt wurde in Abstimmung mit der DB das o.g. Sicherheitsniveau von $\eta_{p,zykl} = 4$ festgelegt. Für weitere Bemessungen von Lärmschutzwandgründungen wird in Anbetracht der o.g. Problematik vorläufig empfohlen, die in Bild 12 dargestellten vorsichtigen Sicherheiten η_p für zyklisch/dynamische Belastungen in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit nicht zu unterschreiten (für näherungsweise ruhende Belastungen, wie z.B. Windlasten kann $\eta_{p,stat} = 2$ angesetzt werden).



Grenzzustandsgleichung: mit H_g z.B. nach Kempfert (1987) oder Vogt (1988)

$$H_{stat} \cdot \eta_{P,Stat} + H_{zykl} \cdot \eta_{P,zykl} \leq H_g \text{ bzw. } M_{stat} \cdot \eta_{P,Stat} + M_{zykl} \cdot \eta_{P,zykl} \leq M_g$$

Bild 12: Vorschlag für ein vorläufiges globales Sicherheitsniveau η_p für zyklisch/dynamische Belastungen in Abhängigkeit von der Fahrgeschwindigkeit

5 Literaturverzeichnis

DB AG (1996): DS 804 – Anlage 28 (Abs. 71 und 113) Druck-Sog-Einwirkungen auf Bauwerke in Gleisnähe (Aerodynamische Einwirkungen).

DB AG (2000): Richtlinie 800.2001: Netzinfrastruktur Technik entwerfen; Lärmschutzanlagen an Eisenbahnstrecken.

DGGT (1998): Empfehlungen für statische horizontale Pfahlprobelastungen.

DIN-Fachbericht 101 (2003): Einwirkungen auf Brücken.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen FGSV (1997): Entwurfs- und Berechnungsgrundlagen für Bohrpfahlgründungen und Stahlpfosten von Lärmschutzwänden an Straßen. Merkblatt Ausgabe 1997.

Hertle, R. / Näßl, A. (2005): Aerodynamische Anregung von Schutzwandkonstruktionen an schienengebundenen Hochgeschwindigkeitsstrecken. Bauingenieur Band 80, S. 151 – 161.

Kempfert, H.-G. (1985): Lärmschutzwände auf Pfählen. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, TIS Heft 2/1985.

Kempfert, H.-G. (1987): Zum Trag- und Verformungsverhalten von im Baugrund eingespannten, nahezu starren Gründungskörpern bei ebener oder geneigter Geländeoberfläche. Schriftenreihe des Fachgebietes Baugrund-Grundbau der Universität Dortmund, Heft 1.

Kempfert, H.-G. (1989): Dimensionierung kurzer, horizontal belasteter Pfähle. Bauingenieur Band 64, S. 201 - 207.

Vogt, N. (1988): Vorschlag für die Bemessung der Gründung von Lärmschutzwänden. Geotechnik 11, 1988, Heft 4, Seite 210-214.