

Eine Uferwand mit Schlitzwandscheiben als Verankerungselemente

Dipl.-Ing. Werner Brieke,

FRANKI Grundbau GmbH

Dr.-Ing. Christoph Miller,

Strom- und Hafengebäude, Hamburg

Veröffentlicht in *HANSA - Zentralorgan für Schiffahrt · Schiffbau · Hafen*
126. Jahrgang, Nummer 19/20 - 1989

Überreicht durch

FRANKI Grundbau GmbH
Hittfelder Kirchweg 24–28
21220 Seevetal

V 05

Eine Uferwand mit Schlitzwandscheiben als Verankerungselemente

Dipl.-Ing. Werner Brieke,

FRANKI Grundbau GmbH

Dr.-Ing. Christoph Miller,

Strom- und Hafengebäude, Hamburg

In den letzten vier Jahrzehnten sind die mittleren Abladetiefen im Stückgutverkehr auf 10 bis 13 m angewachsen; dies erfordert für den tideunabhängigen Verkehr entsprechend größere Wassertiefen. Mit zunehmenden Wassertiefen liegen die Gründungshorizonte der Spundwände zwangsläufig ebenfalls tiefer, damit gewinnt der Baugrund an Bedeutung und beeinflusst den ausführungstechnischen Entwurf. Schwer-rammbare Böden in den tieferen Schichten sowie Umweltaspekte zwingen zu neuen Gründungsmethoden. Bei einer Uferwand in Hamburg wurden deshalb Schlitzwandelemente mit Horizontalkräften - vergleichbar den Ankerkräften - in einem Versuchsprogramm belastet.

1 Neue Gründungsverfahren im Hafengebäude

Im Hamburger Hafen wurde bei einer Kaianlage am südl. Reiherstieg zum ersten Mal eine Spundwand in einem ausgetauschten Boden errichtet; dort war bei den Baugrunduntersuchungen eine auf der Geschiebemergelschicht lagernde Geröllschicht erbohrt worden. Mit Hilfe sich überschneidender Bohrungen gelang es, bis zur Unterkante der Spundwand den Boden sowie eine Gesteinsschicht auszutauschen und somit eine schadensfreie Spundwand herzustellen [1].

Neben dieser Bautechnik erfüllt das Schlitzwandverfahren ebenfalls die Kriterien des schwierigen Baugrundes und der Umwelt (Erschütterungen, Lärm). Die Schlitzwandtechnik ist im Tiefbau seit langem erprobt und hat sich in Frankreich und Großbritannien im Hafengebäude bewährt [2, 4, 5].

Betrachtet man die wesentlichen Bauelemente einer Kaianlage: Spundwand, Vertikalpfähle, Verankerungselemente und Überbau, so ist erkennbar, daß Spundwände bei geeigneter Baustellensituation mit der Schlitzwandtechnik und die Vertikalpfähle mit den

mit $d/b = 0,8/3,0$ m, sie unterscheiden sich aber in ihren Längen und den Lagerungsbedingungen oberhalb dieser Sandschicht:

- Element 2: Länge 12,5 m,
Einbindetiefe in den Sand 4,5 m,
vor der Stirnseite bis zum Sandhorizont freigeschlitzt und diesen Bereich mit Bentonitsuspension verfüllt
- Element 3: Länge 11,5 m,
Einbindetiefe in den Sand 3,5 m,
vor der Stirnseite und an beiden Längsseiten u-förmig bis zum Sandhorizont freigeschlitzt und mit Bentonitsuspension verfüllt.
- Element 4: Länge 10 m,
Einbindetiefe in den Sand 2,0 m,
Stirnseite freigeschlitzt wie bei Element 2.

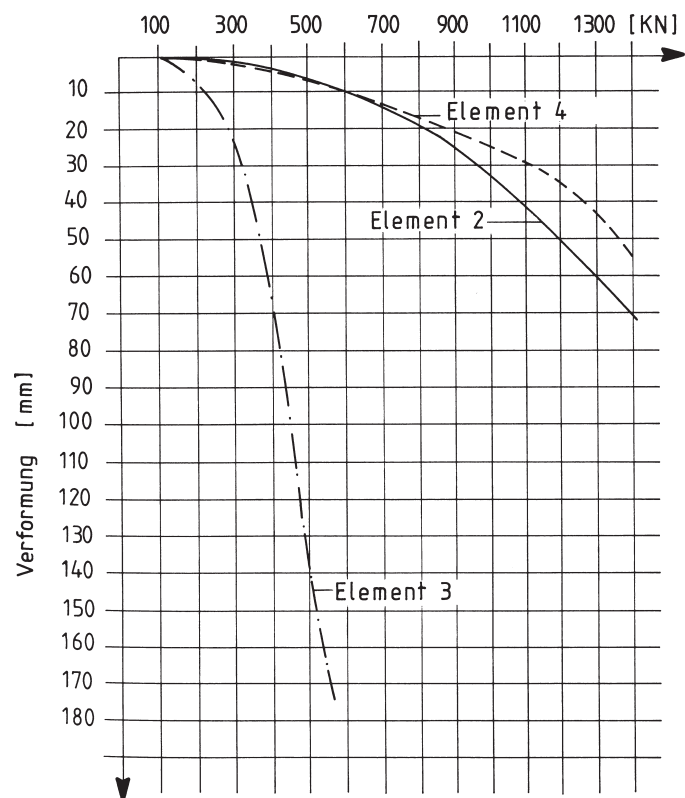


Abb. 3: Last-Verschiebungsdiagramm

Bei den Versuchen wurde die Last über eine Presse in Stufen von 100 kN aufgebracht, und das Element maximal bis zu Verschiebungen von ca. 150 mm belastet.

Die bei den Probelastungen gemessenen Kopfverschiebungen der Schlitzwandelemente sind in Abb. 3 als Last-Verschiebungskurven dargestellt. Der Vergleich der beiden ersten Probelastungen an den Elementen 2 und 4 zeigt keinen wesentlichen Unterschied im Tragverhalten, obwohl die effektive Fußeinbindetiefe in die Sandschicht beim Element 2 mit 4,5 m erheblich größer ist als beim Element 4 mit 2,0 m. Da beide Elemente in den übrigen Lagerungsbedingungen gleich ausgebildet sind, lässt sich daraus

der Schluß ableiten, daß in beiden Fällen nicht die Einbindung in die Sandschicht, sondern die darüber lagernde Weichschicht das Lastverformungsverhalten der Schlitzwandelemente hauptsächlich beeinflusst hat. Da die Belastungsdauer sich jeweils nur über einige Stunden erstreckte und somit Kriechvorgänge in diesem Zeitraum nicht erfaßt wurden, konnten die Klei- und Torfschichten den größten Teil der Belastung aufnehmen. Da die Klei- und Torfanteile und damit auch die spezifischen Bodenkennwerte der Weichschichten im Bereich der Baustelle stark schwanken, - z. B. reichen die Wassergehalte bei dem sandigen Klei bis zu 32 %, beim schwach torfigen Klei bis zu 141 % und beim zersetzten Torf bis zu 400 % - wird hierdurch das Tragverhalten der Schlitzwandelemente stark beeinflusst. Aus diesen Ergebnissen ist erkennbar, daß der Einfluß aus den oberen Kleischichten sich doch stärker bemerkbar machte. Um nun speziell das Tragverhalten der Fußeinspannung in der Sandschicht zu untersuchen, wurden bei der dritten Probelastung am Element 3 die Lagerungsbedingungen gegenüber den Elementen 2 und 4 verändert. Das Element 3 wurde sowohl stirnseitig wie auch entlang der beiden Seitenflächen bis zum Sandhorizont freigeschlitzt, so daß eine Lastabtragung im Bereich der Weichschichten ausgeschlossen war. Die Ergebnisse der dritten Probelastung bestätigen die Interpretation des Tragverhaltens von Element 2 und 4.

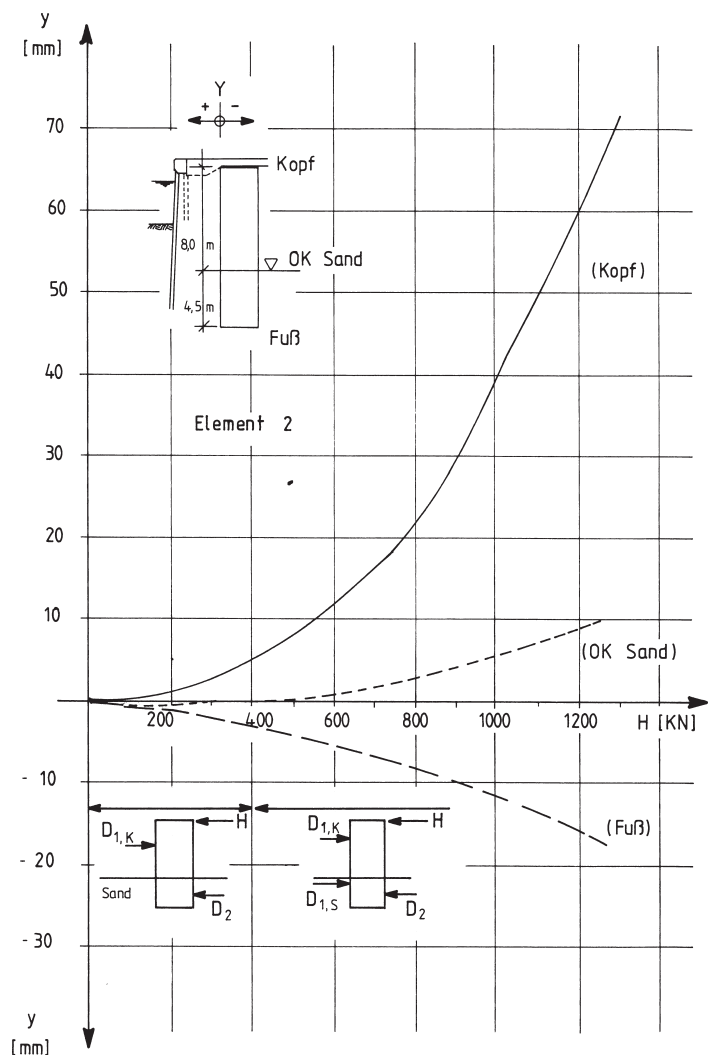


Abb. 4: Horizontalverformung am Element 2

4 Auswertung der Meßergebnisse

Aus den gemessenen Verschiebungsgrößen am Kopf des jeweiligen Schlitzwandelementes läßt sich das Dreh- und Verformungsverhalten des gesamten Elementes bis in den Bereich der Fußeinspannung im Sand abschätzen. Dabei wird die Durchbiegung der Lamelle vernachlässigt, da ihr Anteil an den Gesamtverformungen sehr gering ist. Von besonderem Interesse sind die Verformungen im Bereich der Fußeinspannung, da sich hieraus die aktivierten Bereiche der Bodenpressungen abschätzen lassen.

Für die Elemente 2 und 4 sind die charakteristischen Horizontalverformungen am Kopf, in Höhe OK Sandschicht und am Fuß in *Abb. 4* und *5* dargestellt. Insbesondere der Verlauf der Verschiebung in Höhe OK Sandschicht läßt prinzipiell Rückschlüsse über das Tragverhalten der beiden Elemente zu. In den ersten Laststufen stellen sich in diesem Horizont Verformungen entgegen der äußeren Krafrichtung ein, d. h. sie sind rückwärts gerichtet. Das bedeutet, daß die am Kopf angreifende Horizontallast H durch die Reaktionskraft $D_{1,K}$ ausschließlich im Bereich der Weichschicht aufgenommen wird. Die Sandschicht im Fußbereich der Lamelle liefert keine Lastanteile für D_1 ; in ihr wird lediglich die für das Kräftegleichgewicht erforderliche Rückstellkraft D_2 aktiviert. Erst ab einer Last von $H = 400$ kN bei Lamelle 2 (4,5 m Einbindung) und $H = 700$ kN bei Lamelle 4 (2,0 m Einbindung) stellen sich in Höhe OK Sandschicht Verformungen in Richtung der angreifenden Horizontallast H ein, so daß bei weiterer Laststeigerung jetzt auch die obere Zone der Sandschicht Lastanteile für die Reaktionskraft $D_{1,S}$ liefert.

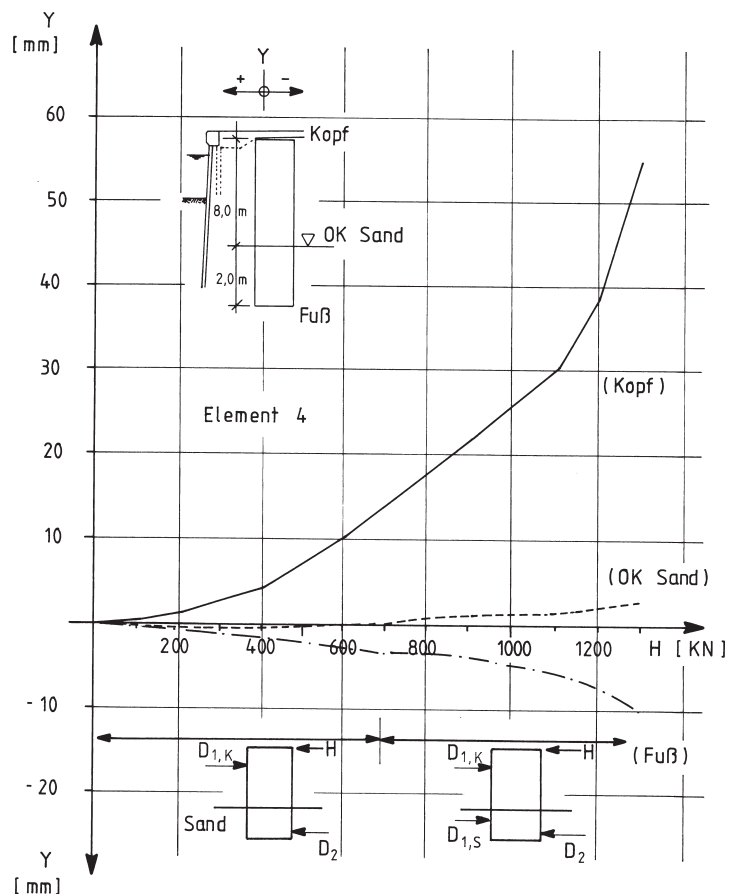


Abb. 5: Horizontalverformung am Element 4

fuge werden nicht angesetzt, da sie im hier vorliegenden Fall von untergeordneter Bedeutung sind und diese Näherung auf der sicheren Seite liegt.

Mit der Mantelreibung

$$d\tau = \tau \cdot df = \tau \cdot d\xi \cdot dx$$

wird das aufnehmbare Moment um das Drehzentrum D für beide seitlichen Schlitzwandflächen

$$M_{\tau} = \frac{4}{3} \cdot \tau \left[\frac{1}{2} \cdot b \cdot t \cdot c + \frac{b^3}{8} \cdot \ln \frac{t/2 + c}{b/2} + \frac{t^3}{8} \cdot \ln \frac{b/2 + c}{t/2} \right] \quad (1)$$

Das aufnehmbare Moment infolge der Stirnpressungen σ wird

$$M_{\sigma} = \frac{d}{6} \cdot t^2 \cdot \sigma \quad (2)$$

Von einem Element kann damit das Gesamtmoment infolge Mantelreibung τ und Stirnpressung σ

$$M = M_{\tau} + M_{\sigma} \quad (3)$$

aufgenommen werden. Bei diesem Ansatz sind die zulässigen Spannungen τ und σ voll ausgenutzt. Da die Lastabtragung der Horizontallast selbst weitere Bodenreaktionen hervorruft, würden hierdurch die zulässigen Spannungen im oberen Bereich der Tragschicht überschritten. Das Moment nach Gleichung (3) ist deshalb um den Anteil zu kürzen, der als Reaktionskraft im Boden für die Aufnahme der Horizontallast erforderlich ist, deshalb werden Bodenspannungen an der OK Tragschicht um $p = H/t$ reduziert (s. Abb. 6).

Aus dieser Momentenabminderung ($2 \times p \times 1/2 \times t/2 \times t/3$) ergibt sich ein mögliches, aufnehmbares Gesamtmoment

$$M_{zul} = M - \frac{H}{6} t \quad (4)$$

Aus der Gleichgewichtsbedingung

$$M_{zul} = H \left(h + \frac{t}{2} \right)$$

kann mit den Gleichungen (1), (2) und (4) die von dem Schlitzwandelement aufnehmbare H-Last ermittelt werden:

$$H = \frac{1}{h + 2/3 t} \left[\frac{4}{3} \cdot \tau \left(\frac{1}{2} \cdot b \cdot t \cdot c + \frac{b^3}{8} \cdot \ln \frac{t/2 + c}{b/2} + \frac{t^3}{8} \cdot \ln \frac{b/2 + c}{t/2} \right) + \frac{1}{6} \cdot d \cdot t^2 \cdot \sigma_s \right] \quad (5)$$

Schwierigkeiten bei der rechnerischen Ermittlung bereitet die Bestimmung der charakteristischen Kenngrößen α und τ . Am Beispiel vom Schlitzwandelement 3 wird folgende Abschätzung vorgenommen:

Mittlerer Sondierspitzendruck im Einspannbereich

$$q_s = 6 \text{ MN/m}^2 \text{ (Abb. 2)}$$

$$\sigma = 1/10 q_s = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau = 1/100 q_s = 60 \text{ kN/m}^2.$$

Mit den Abmessungen des Elementes 3

$$h = 8,0 \text{ m}, b = 3,0 \text{ m}, t = 3,5 \text{ m}, d = 0,8 \text{ m}$$

ergibt sich die aufnehmbare H-Last entsprechend Gleichung (5) $H = 250 \text{ kN}$. Dieser Wert deckt sich mit dem Ergebnis der Probelastung.

6 Schlußbetrachtung

Zukünftigen Untersuchungen bleibt es vorbehalten, Abhängigkeiten zwischen σ bzw. τ und anderen Bodenkenngrößen, die sich aus Feldversuchen ergeben, aufzuzeigen. Hierzu gehören natürlich auch weitere Probelastungen zur Eichung der Ergebnisse aus Baugrunduntersuchungen. Bei diesen Probelastungen würde es sich empfehlen, eine Trennung der Lastabtragungsreaktionen σ und τ durchzuführen. Dieses könnte über entsprechende in die Schlitzwandlamelle eingebaute Meßelemente geschehen. Da sich jedoch solche Messungen bei den hier vorliegenden schwierigen Randbedingungen als sehr problematisch darstellen, dürften die Erfolgsaussichten gering sein. Es kann jedoch ohne größere Schwierigkeiten eine Trennung der Tragmechanismen dadurch erreicht werden, daß durch Freischlitzen entweder der vorderen und hinteren Stirnseite oder der beiden Längsseiten im Einspannbereich bis zum Elementfuß die Stirnpressungen bzw. die Mantelreibungen ausgeschaltet werden.

Literatur

1. Arz, P.; Miller, C: Ungewöhnlicher Bodenaustausch für die kombinierte Stahlspundwand beim Bau der 650 m langen Kaimauer Reiherstieg Süd in Hamburg; Baugrundtagung 1988 in Hamburg; Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau.
2. Irwin-Childs, F.; Schlitzwände im Hafenaufbau HANSA 1986, Nr. 22/23
3. Fröhlich, O.K.; Anwendung von Palisadenwänden zur Übertragung von Seitenschüben auf den Untergrund; Wien.
4. Maquet, J.F.; Lemansson, P.; Bonafous, P.: Construction of a diaphragm-wall quay in the Darse de l'Océan at the Port of le Havre; 7. Int. Hafenkongreß 1978, Antwerpen
5. Spence, R. W.; Solving Redhenges foundation problems; veröffentlicht in „Consulting Engineer“ und durch Cementation, Piling and Foundations Ltd, Denham Way, Maple Cross, Rickmanns Worth, Herts. WD3 2SW