

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung

Band: 84 (1966)

Heft: 6

Artikel: Erdanker System Stump Bohr AG. I. Theorie und Versuche über die Berechnung der Tragfähigkeit und der Verankerungslänge mit Anwendungsbeispiel

Autor: Bendel, H.

DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-68834>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 19.11.2024

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Regionen der Welt wie Nordamerika, Lateinamerika oder in Entwicklungsländern interessieren, ohne dabei die Oststaaten zu vergessen.»

Die Sondernummer der «Wirtschaftlichen Mitteilungen» enthält zahlreiche Berichte über Wirtschaftslage und Aussenhandelsentwicklung (einschliesslich Hinweisen auf Absatzmöglichkeiten für Schweizer Produkte), welche unter Mitwirkung der Marktforschungsabteilung

am Sitz Lausanne der Handelszentrale sowie der offiziellen Auslandsvertretungen unseres Landes in über 80 Handelspartnerländern der Schweiz entstanden sind. Ausführliche Darstellungen bringt die Nummer auch über die Lage in den Entwicklungsländern Afrikas und Südasiens. Internationale Statistiken (Bevölkerung, Handel, Produktion, Währungsreserven, Preise) runden die Publikation ab.

G. R.

Erdanker System Stump Bohr AG

DK 624.131.531.3

I. Theorie und Versuche über die Berechnung der Tragfähigkeit und der Verankerungslänge mit Anwendungsbeispiel

Von Dr. H. Bendel, wissenschaftlicher Mitarbeiter der Firma Stump Bohr AG, Zürich

Für die noch junge Bauweise mit Verwendung von Alluvialankern liegt noch kein allgemein anerkanntes Berechnungsverfahren vor. Wohl haben Kranz [1] und Brinch Hansen [2] für oberflächennahe Ankerplatten eine Dimensionierungsmethode zur Bestimmung der Ankerlängen vorgeschlagen. Ein Injektionsanker in grösserer Tiefe mit einem wirksamen Kopfquerschnitt von rd. 250 cm² erzeugt jedoch eine andere Bruchfläche als eine oberflächennahe Ankerplatte. Im vorliegenden Artikel wird eine Formel zur Abschätzung der Tragfähigkeit eines Injektionsankers vorgeschlagen. Im weiteren wird ein Verfahren gezeigt, mit dem die Ankerlängen insbesondere auch bei Mehrfachverankerung ermittelt werden können.

Die Tragfähigkeit eines Injektionsankers beruht letztlich auf dem Scherwiderstand des Bodens. Beim Bruch bildet sich eine geschlossene Zone aus, deren exakte Form nicht bekannt ist. Um die Tragfähigkeit eines Ankers approximativ zu ermitteln, schlagen wir vor, die Gesamtkraft wie für einen Pfahl in Kopf- und Mantelwiderstand zu unterteilen.

Die approximative Berechnung des Kopfwiderstandes ergibt sich aus der von Jaky gefundenen Lösung der Schneidfestigkeit eines reibungsfreien Streifens im gewichtslosen Boden (Bild 1). Für den Mantelwiderstand berücksichtigen wir die Lösung von Jelinek [3] für einen rauhen Streifen in einem plastischen Medium. Die Gleitlinien

sind gerade; ihr Winkel zum Streifen variiert zwischen 0 und Φ ; die Bruchlast schwankt zwischen den angegebenen Werten. Die Kohäsion kann man bei einem Injektionsanker meistens vernachlässigen, und man erhält dann folgende approximative Formel der Tragfähigkeit eines Einzelankers (Zylinders):

$$A = A_K + A_M = q (F_k \bar{N}_q + \varkappa F_M \operatorname{tg} \Phi) .$$

Die Bruchlast für den Kopfwiderstand (reibungsfreier Streifen) beträgt:

$$A_K = p \cdot 2 b$$

$$p = q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) e^{2 \pi \operatorname{tg} \Phi} + c \operatorname{ctg} \Phi \left[\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) e^{2 \pi \operatorname{tg} \Phi} - 1 \right]$$

$$A_K = 2 b (q \bar{N}_q + c \bar{N}_c)$$

Die Bruchlast für die Mantelreibung (rauhes Streifen) beträgt:

$$A_M = F_M (q \operatorname{tg} \Phi + c \cos^2 \Phi) \div F_M \left(q \frac{\operatorname{tg} \Phi}{1 + 2 \operatorname{tg}^2 \Phi} + c \cos^2 \Phi \right)$$

Der Verlauf der Bruchfläche kann mit Polarkoordinaten wie folgt angegeben werden (Bild 1):

$$r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \Phi}$$

q ist der wirksame Überlagerungsdruck auf Ankerhöhe.

F_k ist der wirksame Kopfquerschnitt des Ankers. Dieser entspricht nicht dem Bohrdurchmesser, sondern das Injektionsgut dringt in das Material ein und erzeugt einen grösseren Querschnitt.

\bar{N}_q ist ein dimensionsloser Beiwert und nur Funktion des Reibungswinkels. Für die Auswertung in Bild 2 wird die Kurve von Meyerhof [4] verwendet.

F_M ist der wirksame Mantel.

\varkappa beträgt je nach Φ -Winkel 0,5 ÷ 1,0 .

In Bild 2 ist die Ankerkraft in Funktion von Φ aufgezeichnet, woraus sich zwei Folgerungen ergeben: Die Kraft nimmt exponentiell mit dem Reibungswinkel zu; bei kleinen Reibungswinkeln dominiert die Mantelreibung, bei grossen Reibungswinkeln der Kopfwiderstand.

Mit der folgenden Versuchsanordnung (Bild 3) haben wir die Bruch-

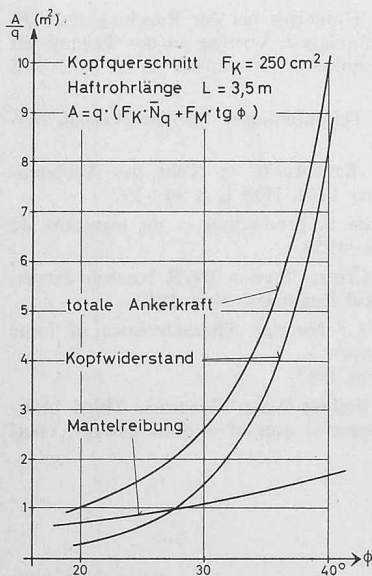


Bild 2. Ankerkraft in Funktion von Φ

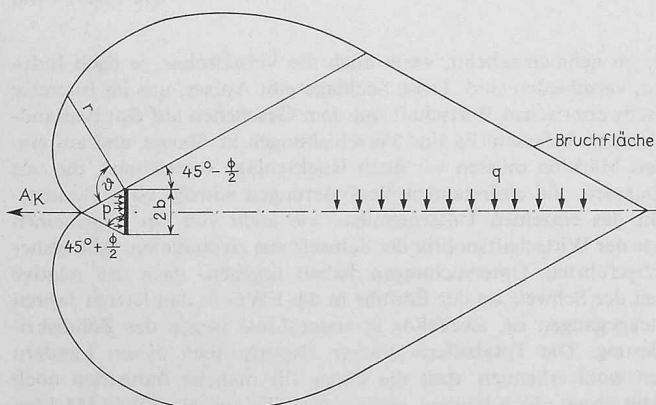


Bild 1. Tragfähigkeit des Einzelankers. Bruchbild eines reibungsfreien, unendlich langen Streifens im plastischen Körper

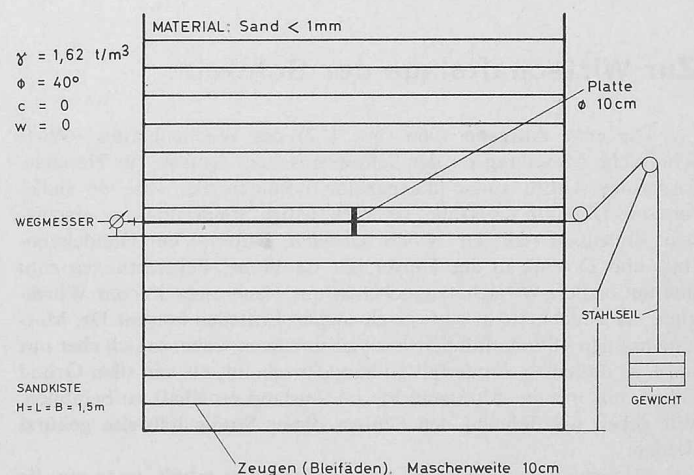


Bild 3. Laborversuche zur Abklärung des Bruchbildes einer Platte (Kopfwiderstand)

zone einer Platte gemessen: In eine kubische Kiste von 1,5 m Seitenlänge wird schichtweise Sand eingewalzt. In bestimmter Höhe wird eine Ankerplatte eingebaut, die über einen Stahlstab durch Gewichte bis zum Bruch belastet wird. Die Verschiebung der Platte wird durch ein nach hinten hinausragendes Stäbchen gemessen. Als Zeugen wird alle 10 cm ein Maschennetz von Bleifäden eingelegt. Durch ihre gute Verformbarkeit machen diese dünnen Drähte die Bewegungen des Sandes mit. Beim Ausbau werden die Fäden sorgfältig mit einem Saugapparat freigelegt und die Verschiebungen der Knotenpunkte gemessen. Die erzielte Genauigkeit betrug ca. 1 mm. Bild 4 zeigt die gemessenen Horizontalverschiebungen. Es handelt sich um einen Vertikalschnitt unmittelbar neben der Ankerplatte, wo die Anlehnung an den theoretisch erfassbaren, zweidimensionalen ebenen Verformungszustand am besten ist. Die Übereinstimmung mit der theoretischen Bruchzone ist bemerkenswert. Vor dem Anker liegt eine Zone positiver Verschiebungen; hingegen hat sich der ganze übrige Bereich nach rückwärts bewegt.

Um den Kopfwiderstand und die Mantelreibung von Injektionsankern getrennt zu messen, haben wir in 2 Kiesgruben je 5 Anker mit Haftrohlängen von 0 bis 4 m nach System Duplex eingebaut. In Nuolen war das Material ein kompakter gleichkörniger Feinsand, in Dietikon ein lockerer grober Kiessand. Der Anker mit 0 m Haftrohr war lediglich mit einer Kopfplatte als Verankerungsglied versehen. Bild 5 zeigt die erzielten Bruchlasten. In Nuolen war der 0-Anker unbrauchbar. Die übrigen 4 Anker zeigen die erwartete gradlinige Zunahme der Bruchlast mit der Haftrohlänge. In Dietikon erreichte schon der Anker mit 1 m Haftrohlänge 70 t Bruchlast, d. h. die Maximalkraft des Zugstabes, sodass die 3 längeren Anker nicht bis zum Bruch belastet werden konnten.

Die Länge eines Injektionsankers wird bestimmt, indem der Bruchzustand der Gesamtkonstruktion Wand und Verankerung untersucht wird. Wir nehmen eine vom unteren Drehpunkt der Wand ausgehende konkave Gleitfläche an (Bild 6). Das Rechenverfahren wird besonders einfach bei Verwendung einer logarithmischen Spirale, wobei der Steigungswinkel der Spirale gleich dem Reibungswinkel des Erdmaterials ist. Der Sicherheitsfaktor ist gleich dem Verhältnis der Momente der stabilisierenden Kräfte zu denjenigen der treibenden Kräfte. Die Momente der Reaktionskräfte S_1 und S_2 fallen aus der Gleichung weg, da die Wirkungslinien aus geometrischen Gründen durch den Pol gehen. Durch Variation des Poles hat man sofort die Position des Ankers ermittelt, die den gewünschten Sicherheitsgrad F aufweist. Dieses Verfahren eignet sich auch für die Dimensionierung einer mehrfach verankerten Wand (Bild 7). Man bestimmt eine kritische Gleitfläche für sämtliche Ankerlagen. Dazu benützt man mit Vorteil die Momentenfunktion $f(M)$, die man aus der Definitionsgleichung des Sicherheitsfaktors erhält. Diese Momentenfunktion wird z. B. für 5 Spiralen berechnet, wobei die Drehpunkte der Spiralen

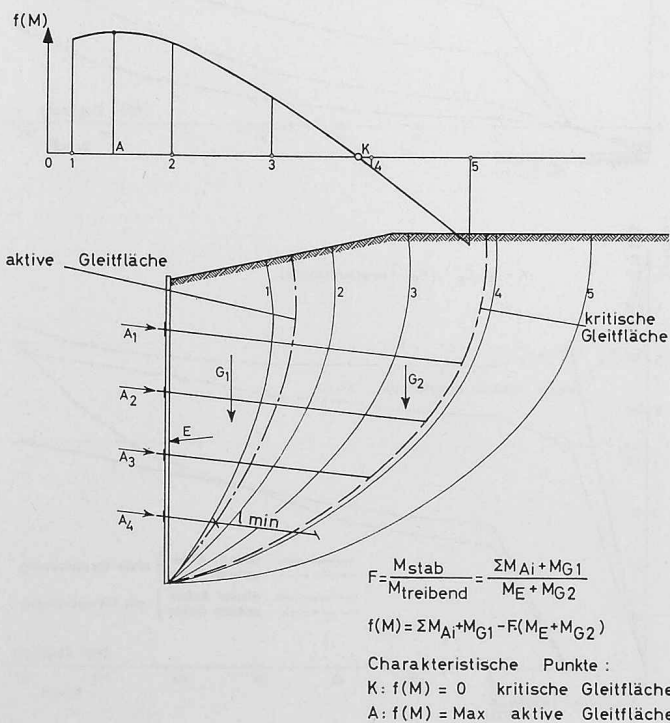


Bild 7. Berechnung der mehrfach verankerten Wand

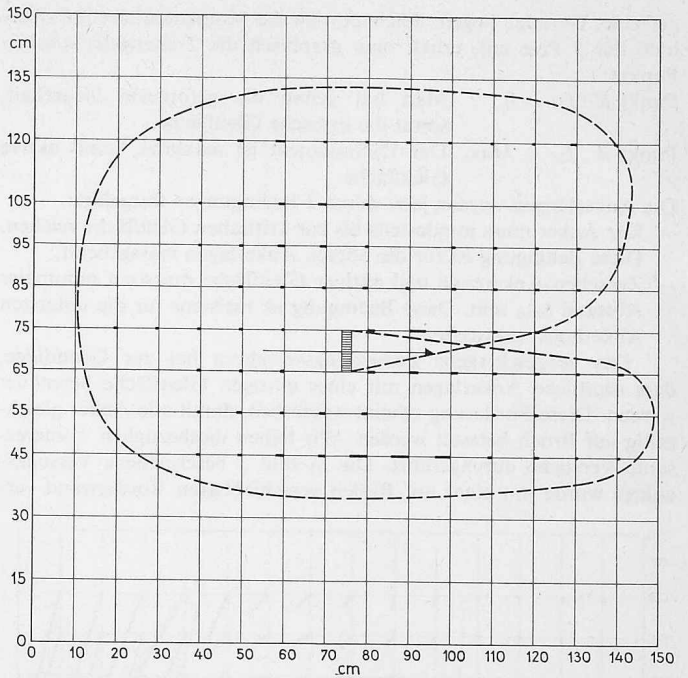


Bild 4. Bruchbild des Einzelankers. Gemessene Horizontalverschiebungen in einem Vertikalschnitt unmittelbar neben dem Anker, Versuch Nr. 2

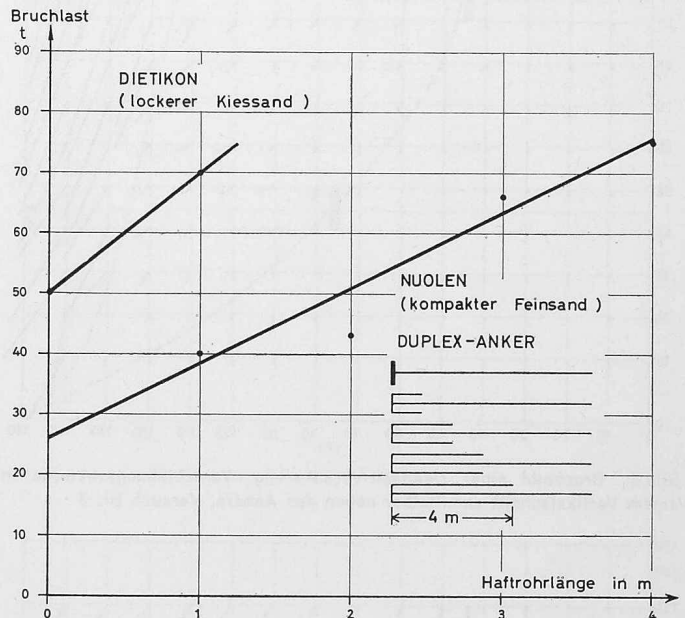


Bild 5. Einfluss der Haftrohlänge auf die Bruchlast (Feldversuche)

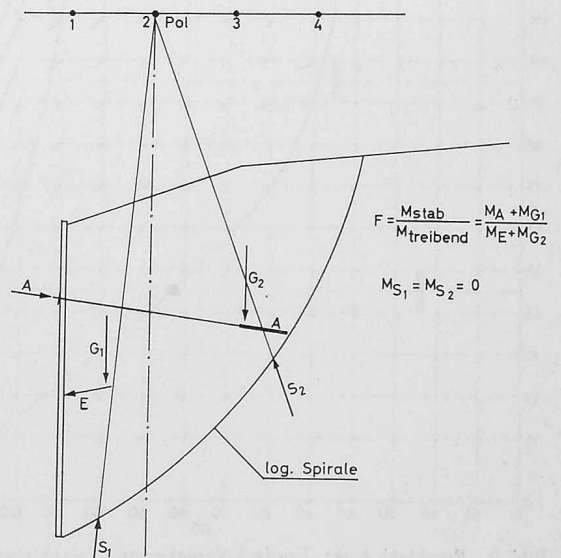


Bild 6. Berechnung der einfach verankerten Wand

auf einer Geraden liegen. Zeichnet man die Momentenfunktion oberhalb der 5 Pole auf, erhält man graphisch die 2 charakteristischen Punkte:

Punkt $K : f_M = 0$ Man hat genau die geforderte Sicherheit, somit die kritische Gleitfläche.

Punkt $A : f_M = Max.$ Das Drehmoment ist maximal, somit aktive Gleitfläche.

Die Ankerlängen werden jetzt durch 2 Bedingungen festgelegt:

- Der Anker muss mindestens bis zur kritischen Gleitfläche reichen. Diese Bedingung ist für die oberen Ankerlagen massgebend.
- Zwischen Ankerende und aktiver Gleitfläche muss ein minimaler Abstand l_{min} sein. Diese Bedingung ist meistens für die untersten Ankerlagen massgebend.

Das vorgeschlagene Bemessungsverfahren hat zur Grundidee, dass sämtliche Ankerlagen mit einer einzigen Gleitfläche berechnet werden. Diese Forderung scheint wesentlich, damit alle Anker gleichzeitig auf Bruch belastet werden. Wir haben diesbezüglich 2 interessante Versuche durchgeführt. Die in Bild 3 beschriebene Versuchsanlage wurde mit einer auf Rollen verschiebbaren Vorderwand ver-

sehen. Beim Einbau des Sandes wird diese Wand starr abgestützt. Bei Versuchsbeginn werden die Stützen weggenommen, und die Vorderwand wird durch 2 im Sand eingebettete Anker gehalten. Hierauf wird die Wand gezogen, bis die Anker nachgeben. Beim ersten Versuch sind die Ankerlängen so gewählt, dass eine einzige Bruchfläche entstehen soll. Bild 8 zeigt deutlich die aktive Zone und die durch beide Anker erzwungene Bruchzone. Beim zweiten Versuch sind die Ankerlängen so gewählt, dass 2 Bruchflächen entstehen sollen. Bild 9 zeigt die aktive Zone. Hingegen wurde die Bruchzone ausschliesslich durch den oberen Anker erzwungen. Der untere Anker vermochte keine zweite durchgehende Bruchfläche zu erzeugen.

Injektionsanker werden z. T. schlaff eingebaut, z. T. vorgespannt. Um die Wirkungsweise dieser beiden Typen zu testen, haben wir mit der schon beschriebenen Versuchsanordnung folgende Versuche durchgeführt. Im ersten Versuch waren die 2 Anker schlaff. Ankerkräfte und Wandverschiebungen sind in Bild 10 dargestellt. Im zweiten Versuch wurden bei sonst identischen Versuchsbedingungen die 2 Anker bis zu ihrer Bruchlast des ersten Versuches vorgespannt. Die Ergebnisse waren:

- Die maximale Zugkraft an der Vorderwand betrug in beiden Versuchen 210 kg. Die Vorspannung hat also keinen Einfluss auf die Gesamttragfähigkeit der Verankerung.
- Die Wandverschiebungen sind bei vorgespannten Ankern wesentlich kleiner. Dies zeigte sich speziell bei der Entfernung der Stützen (Auftreten des aktiven Erddruckes), wo die Verschiebungen rund 5 mal kleiner als bei den schlaffen Ankern waren.
- Beim Bruch hatte der untere Anker in beiden Versuchen praktisch die gleiche Ankerkraft. Der obere Anker hingegen erreichte nach Vorspannung eine höhere Bruchlast als ohne Vorspannung.

In Bild 11 ist als praktisches Beispiel eine 15 m hohe, verankerte Rühlwand unterhalb der Monbijoubrücke in Bern dargestellt. Das System war insofern interessant, als nur einzelne Schächte rd. alle

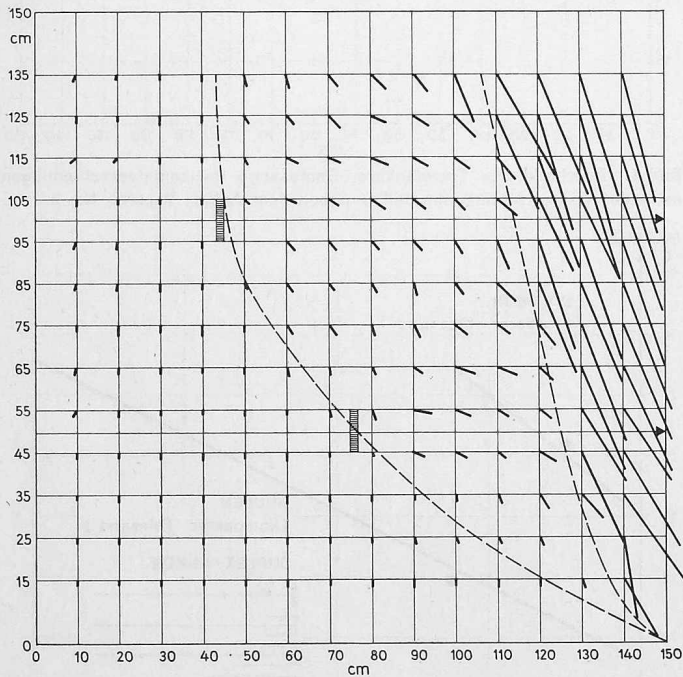


Bild 8. Bruchbild einer Zweifach-Verankerung. Verschiebungsvektoren in einem Vertikalschnitt unmittelbar neben den Ankern, Versuch Nr. 3

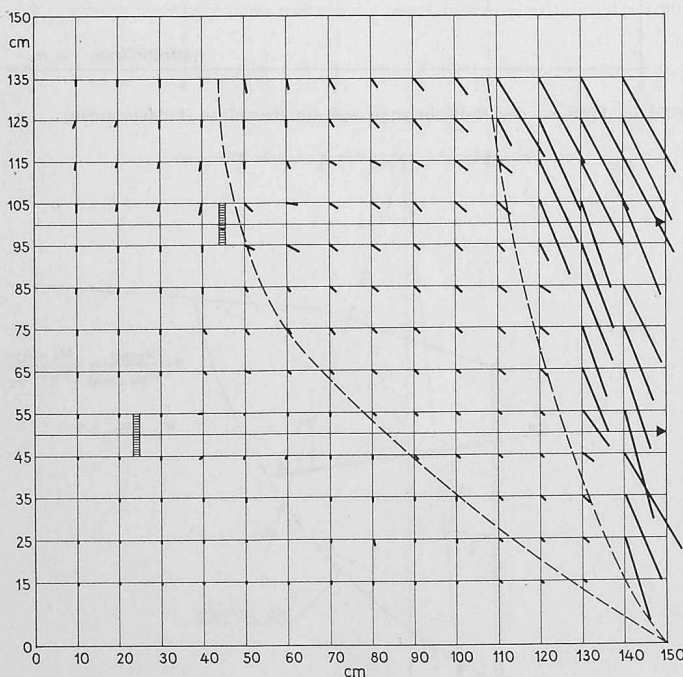


Bild 9. Bruchbild einer Zweifach-Verankerung. Verschiebungsvektoren in einem Vertikalschnitt unmittelbar neben den Ankern, Versuch Nr. 4

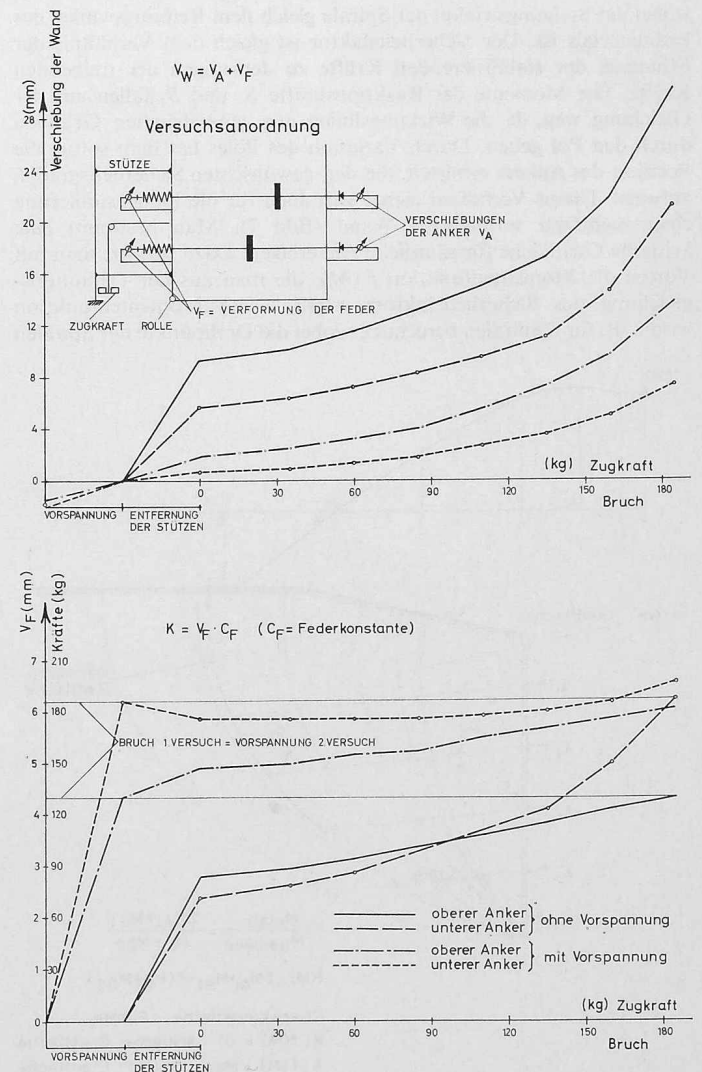


Bild 10. Oben: Verschiebung der Wand V_W . Unten: Kräfte an der Wand K

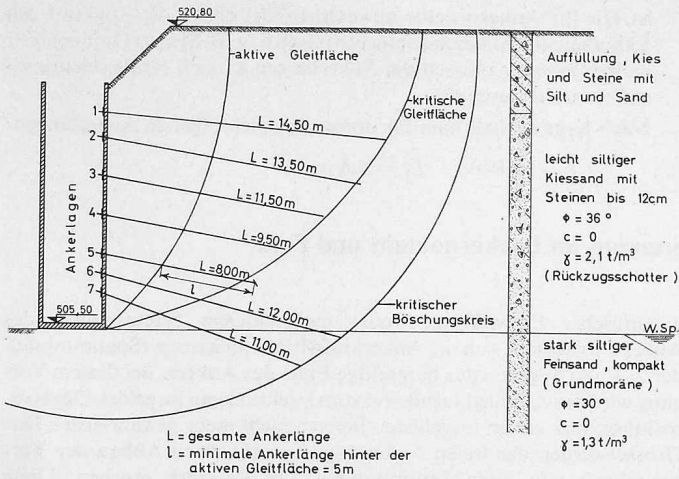


Bild 11. Verankerung der Schächte 17 und 18 unterhalb der Monbijoubrücke in Bern

9–10 m verankert wurden. Dazwischen war die Wand an den Senkkästen aufgehängt. Die grossen Erddruckkräfte von 550 t pro Schacht mussten mit speziell vielen Ankerlagen aufgenommen werden. Die obersten 4 Lagen sind durch die kritische Gleitfläche gegeben, die fünfte Lage durch $l_{\min} = 5$ m. Zufälligerweise fiel die untere Wandkote mit dem Grundwasserspiegel und einem markanten Schichtwechsel zusammen. Zusätzlich musste deshalb die Gesamtböschungstabilität überprüft werden. Diese konnte nur gewährleistet werden, indem die beiden untersten Ankerlagen länger ausgeführt wurden.

Anwendungsbeispiel (Bild 12)

An einem einfachen Anwendungsbeispiel sei das Verfahren zahlenmässig erläutert. Zu verankern ist eine Rühlwand von 10,5 m Höhe. Der locker gelagerte Feinkies hat folgende geotechnische Kennwerte:

$$\gamma = 2,1 \text{ t/m}^3, \quad \Phi = 32^\circ, \quad c = 0$$

1. Erddruck:

$$\lambda_{aH} = 0,26 \quad \left(\text{für } \delta_a = \frac{2}{3} \Phi \right)$$

$$E = \frac{\gamma}{2} H^2 \lambda_{aH} = 30 \text{ t/m'}$$

2. Erddruckverteilung:

Für die zweifach verankerte Wand gilt die Verteilung nach Lehmann. Die Erddruckresultierende liegt praktisch in halber Stützhöhe. Bei symmetrisch gewählter Anordnung der Ankerlagen in $H/3$ bzw. $2/3 H$ gilt

$$A_{L1} \approx A_{L2} \approx \frac{E}{2} = 15 \text{ t/m'}$$

Bei dieser Anordnung ist im Bauzustand die obere Ankerlage gut ausgenützt:

$$E_B = \frac{\gamma}{2} \left(\frac{2}{3} H \right)^2 \lambda_{aH} = \frac{4}{9} E$$

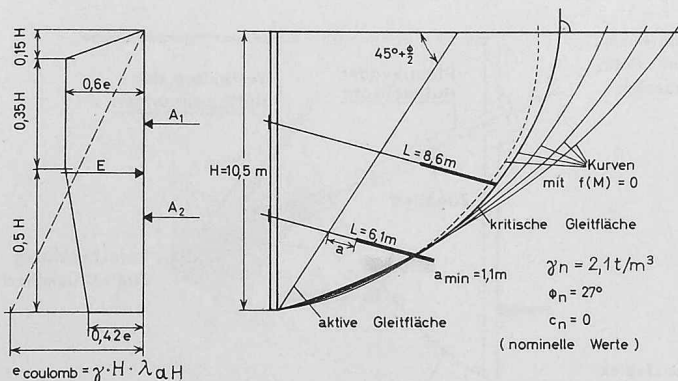


Bild 12. Dimensionierung der Ankerlängen, Anwendungsbeispiel

3. Tragfähigkeit des Einzelankers:

obere Ankerlage:

$$A_1 = q (F_K \bar{N}_q + \kappa F_M \operatorname{tg} \Phi)$$

Wir führen nominelle Sicherheitsfaktoren ein:

$$f_\Phi = 1,2 \quad \Phi_{\text{nominell}} = \frac{32^\circ}{1,2} \approx 27^\circ$$

$$q = \gamma h = 11,2 \text{ t/m}^2, \quad \bar{N}_q = 45, \quad \kappa = 1, \quad \operatorname{tg} \Phi_n = 0,51$$

Bohrdurchmesser $\varnothing_B = 8,6$ cm, wirksamer Durchmesser in durchlässigem Material $\varnothing_W \approx 3 \varnothing_B = 25,8$ cm

$$F_K = \frac{\varnothing_W^2}{4} \pi = 0,052 \text{ m}^2, \quad \text{Haftrohrlänge } L_R = 3 \text{ m}$$

$$F_M = \varnothing_W \pi L_R = 2,43 \text{ m}^2$$

$$A_{zul} = 11,2 \cdot (0,052 \cdot 45 + 2,43 \cdot 0,51) = 40 \text{ t}$$

Der Zugstab mit $\varnothing = 26$ mm hat eine Bruchlast von 56 t. Nach S.I.A.-Norm 162 ergibt sich eine zulässige Beanspruchung des Zugstabes

$$A_{zul} = 0,85 \cdot \sigma_{ZF} = 36 \text{ t} \quad (\sigma_{ZF} = \text{Streckgrenze b. } 2\%_{00} \text{ Dehnung})$$

Diese Bedingung ist somit für die Ankerkraft massgebend.

4. Ankerabstand:

Obere und untere Lage

$$e = \frac{36 \cdot \cos 15^\circ}{15} = 2,32 \text{ m}$$

5. Stabilität:

Die Gleichung für die Stabilität lautet:

$$f(M) = \sum M_{Ai} + M_{G1} - F(M_E + M_{G2}) = 0$$

Zweckmässigerweise werden partielle Sicherheitsfaktoren eingeführt:

$$f_\Phi = 1,2 \rightarrow \text{Nomineller Reibungswinkel } \Phi_n = \frac{32^\circ}{1,2} \approx 27^\circ$$

$$f_\gamma = 1,0 \rightarrow \text{Nominelles Raumgewicht } \gamma_n = \frac{2,1}{1,0} = 2,1 \text{ t/m}^3$$

Im nominellen Gleichgewicht ist der Sicherheitsfaktor gleich 1.

$$f(M) = \sum M_{Ai} + M_{G1} - M_E - M_{G2} = 0$$

Die Summe der Ankerkräfte ist meistens gleich dem Erddruck. Die Momente der Horizontalkomponenten des Erddruckes sowie der Ankerkräfte sind gleich gross. Man erhält somit

$$f(M) = M_{Av} + M_{G1} + M_{Ev} - M_{G2} = 0$$

Diese Gleichung wird durch eine Schar von logarithmischen Spiralen erfüllt, von denen einige in Fig. 12 aufgezeichnet sind.

Vernachlässigt man die Momente der Vertikalkomponenten des Erddruckes und der Ankerkräfte, wird die Gleichung noch einfacher:

$$f(M) = M_{G1} - M_{G2} = 0$$

Nach dieser Gleichung ergeben sich Ankermehrlängen von einigen Prozenten gegenüber der vollständigen Gleichung.

6. Abstand zwischen Ankerkopf und aktiver Gleitfläche (a_{\min})

Die Formel lautet:

$$a_{\min} = \varnothing_W \frac{\cos \Phi}{\cos \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right)} e^{\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2} \right) \operatorname{tg} \Phi} = 25,8 \cdot \frac{0,787}{0,438} 2,38 = 1,1 \text{ m.}$$

(berechnet mit $\Phi_{\text{nominell}} = 32^\circ \cdot 1,2 = 38^\circ$)

7. Ankerlängen:

Die untere Ankerlage ist durch Bedingung 6 festgelegt

$$L_2 = 6,1 \text{ m (Bild 12)}$$

Die obere Ankerlage dimensionieren wir auf die Stabilitätskurve, die mit senkrechter Tangente die Terrainoberfläche schneidet.

$$L_1 = 8.6 \text{ m (Bild 12)}$$

Schlussbemerkungen

— Diese Dimensionierungsmethode zur Ermittlung der Ankerlängen

ist nur für Ankersysteme anwendbar, bei denen die Zugkraft mit Sicherheit am Ankerende eingeleitet wird (z. B. Stump Duplex). Für andere Systeme müssen die Ankerlängen je nach Kräfteinleitungsstelle erhöht werden.

— Nach Kranz erhält man für obiges Beispiel folgende Ankerlängen:

$$L_1 = 8,8 \text{ m} , \quad L_2 = 6,6 \text{ m} .$$

II. Injektionszuganker, System Stump Bohr AG für Verankerungen im Lockergestein und Fels

Von **Emil Weber**, Ing. in Firma Stump Bohr AG, Zürich

Die Injektionszuganker-Systeme der Fa. Stump Bohr AG sind entsprechend den technischen Erfordernissen in zwei Typenklassen aufgeteilt:

1. Der *Mono-Anker*:
entweder der *Rohranker*, aus einem Rohr bestehend;
oder der *Stabanker* aus einem *Stab* oder einem *Stabbündel* gebildet.
2. Der *Duplex-Anker*:
aufgebaut aus *zwei* entsprechend ihrer Funktion getrennten Teilen:
a) für die Kräfteinleitung in den Boden das *Druckglied* und
b) für die Übertragung der Ankerzugkraft vom Druckglied auf das zu verankernde Bauwerk das *Zugglied*.

Die Monotyp-Anker

Bei den Mono-Ankertypen, die im wesentlichen nur aus einem Teil bestehen, hat das Ankerrohr beim Rohranker, oder die Zugstäbe beim Stabanker sowohl der Einleitung der Ankerkraft in den Boden als auch der Zugkraftübertragung auf das Bauwerk zu dienen. Zugstab oder Ankerrohr werden bei diesen Ausführungsarten auf den grössten Teil der Länge, der Haftlänge, durch Injizieren von erhärteten Baustoffen wie z. B. Zementleime oder Kunstharze mit dem umliegenden Erdreich kraftschlüssig verbunden. Die Begrenzung dieser Haft- oder Verpresszone wird im Fels durch ein zwischen Bohrlochwandung und Zugglied angebrachtes Abdichtungselement, z. B. Gummikolben oder Manchetten-Dichtung, erreicht. Im Lockergestein lässt sich die Länge der Verpresszone nicht scharf begrenzen. Besonders in sehr durchlässigen Bodenarten und im durch den Bohrvorgang gestörten Bereich wird daher der Zugstab oder das Ankerrohr auf eine grössere als nach statischer Berechnung verlangten Länge, mit dem umgebenden Erdreich kraftschlüssig verbunden. Die Lage der Kräfteinleitungszone ist also nicht genau bekannt, was bezüglich der Anwendung von Mono-Ankern im Lockergestein gewisse Gefahren mit sich bringt. Erst die Aufnahme eines exakten Spannungsdehnungs-Diagrammes in mehreren Laststufen und die Bestimmung der diesen entsprechenden Hystereseelementen ermöglichen angenäherte Rückschlüsse auf die Lage der Kräfteinleitungszone. Die Auswertung dieser Diagramme ist unsicher und schwierig. Der gemessene Vorspannweg wird beeinflusst durch die *Reibung* längs des scheinbar freien Anteils des Ankers, durch *Setzungen* des eigentlichen Haftteiles in der Verpresszone, durch den Abbau der Haftlänge zufolge *Überschreitens der zulässigen Haftspannungen* und durch die *elastische Dehnung des Spannstahles*.

Bild 13 zeigt in einem Vertikalschnitt durch einen Mono-Anker die Verteilung der Haftspannung in vier der möglichen Vorspannstadien. Beim Anker, dessen Zugglied auf seine ganze Länge injiziert ist, befindet sich anfänglich (siehe Spannungsfeld 1) das Maximum der Haftspannungen wenig hinter dem Ankerkopf. Die Ankerkraft wird vor der Gleitlinie des aktiven Erddruckes ins Erdreich eingeleitet. Durch Überschreiten der zulässigen Haftspannungen, z. B. infolge

dynamischer Einwirkungen oder mehrmaligem Nachspannen des Ankers, verschiebt sich die Ankerkraft-Einleitungszone (Spannungsfelder 2, 3 und 4) gegen das bergseitige Ende des Ankers. Bei diesem Vorgang wird das Zugglied sukzessive vom Injektionsgut losgelöst. Der Korrosionsschutz ist im losgelösten Bereich nicht mehr gewährleistet. Das Grösserwerden der freien Ankerlänge bewirkt einen Abbau der Vorspannkraft und kann Deformationen im Bauwerk ergeben. Diese einfachen Monoanker werden in der Praxis mit Vorteil dort angewandt, wo bezüglich exakter Begrenzung der Haftlänge bzw. Kräfteinleitungszone und der *freien* Vorspannlänge keine genauen Bedingungen zu erfüllen sind. Nur durch entsprechende Überdimensionierung der Ankerlänge und die Begrenzung der zulässigen Vorspannkraft können die Mono-Anker unter Einhaltung genauer Prüfkriterien genügend Sicherheit bieten.

Die Duplex-Anker

Bild 14 zeigt einen Duplex-Anker im Vertikalschnitt. Beim Duplex-Anker sind diese Nachteile der Mono-Anker durch den konstruktiven Aufbau weitgehend eliminiert. Er besteht aus zwei Teilen, dem Druckglied und dem Zugglied. Das Druckglied wird durch Verpressen von Injektionsgut mit dem Boden auf eine exakt begrenzte Länge kraftschlüssig verbunden. Das Zugglied bleibt auf seine ganze Länge frei dehnbar. Die Einleitung der Kraft am Ende des Ankers und des Druckgliedes ist dadurch gewährleistet, dass dort das Zugglied eingeschraubt ist. Beim Vorspannen des Ankers ist das Druckglied ausschliesslich auf Druck und das Zugglied ausschliesslich auf Zug beansprucht. Die Lage der Kräfteinleitungszone ist beim Duplex-

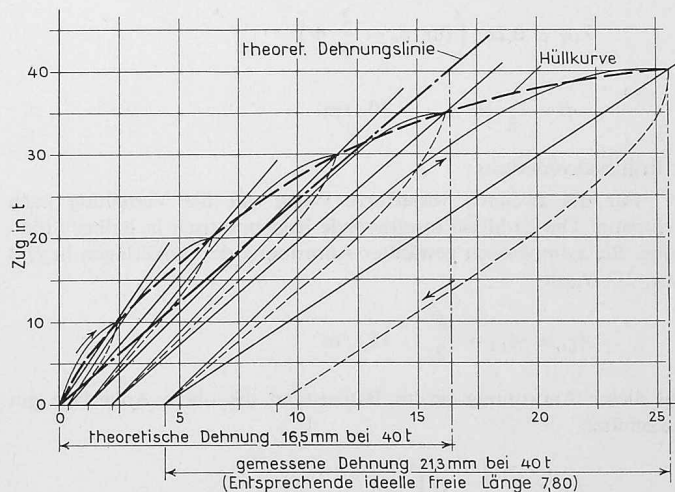


Bild 15. Spannungs-Dehnungsdiagramm eines Monoankers (Stabanker)

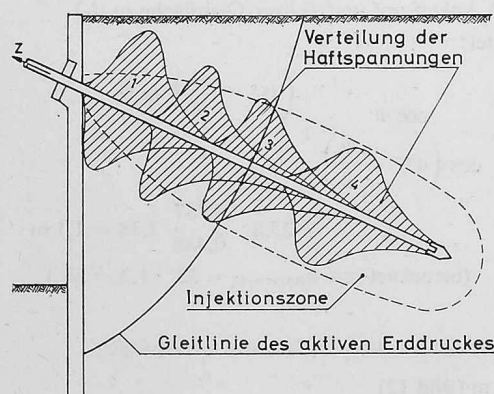


Bild 13 (links): Der Mono-Anker, bestehend aus einem Rohranker oder einem Stabanker

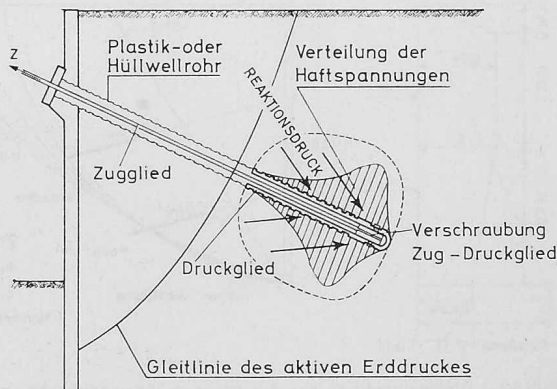


Bild 14 (rechts): Der Duplex-Anker, aufgebaut aus einem Zugglied und einem Druckglied

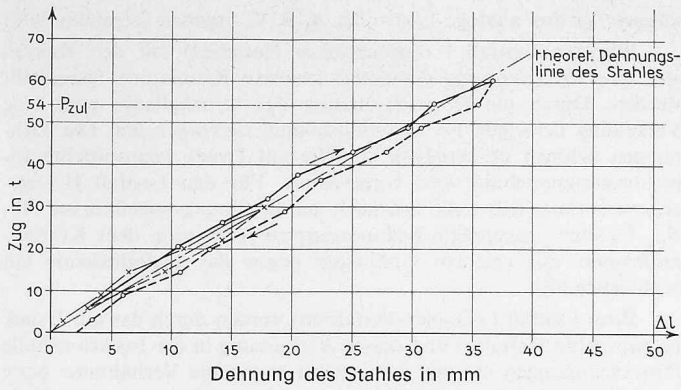


Bild 16. Spannungs-Dehnungsdiagramm eines Duplexankers

Anker bekannt, ebenso die freie Länge des Zuggliedes. Die Beurteilung des Spannungs-Dehnungsdiagrammes ist einfach.

Der Duplex-Anker bietet wirtschaftliche Vorteile, indem das Zugglied wieder ausgebaut werden kann und kürzere Ankerlängen als bei den Monotypen gerechtfertigt sind. Im Gegensatz zum Mono-Anker lässt sich der Duplex-Anker einwandfrei gegen Korrosion schützen. Das Zugglied kann vor dem Einschrauben ins Druckglied mit einer Isolation versehen werden, oder der Ringspalt zwischen Hüllwellrohr und Zugglied wird nachträglich mit einem plastischen Schutzmittel ausgepresst. Die Prüfung von Injektionszugankern setzt die Aufnahme von Spannungs-Dehnungsdiagrammen voraus.

Spannungs-Dehnungs-Diagramme (Bilder 15 und 16)

Der geprüfte *Mono-Anker* (Bild 15) hat einen Zugstab-Durchmesser von 30 mm. Die freie Länge beträgt 6 m, die Gesamtlänge

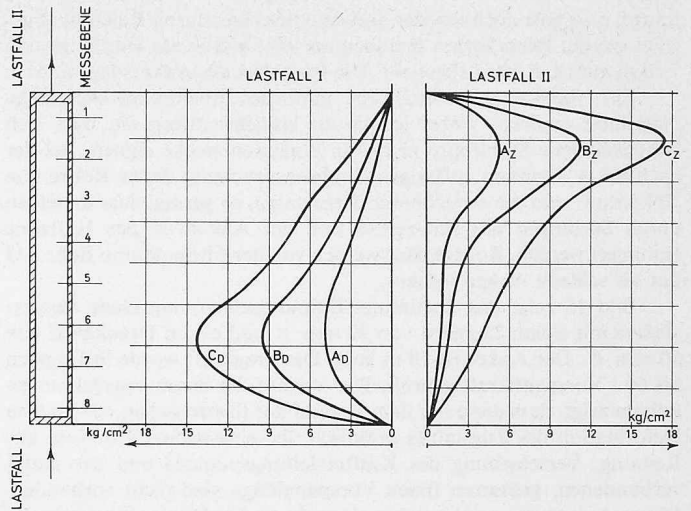
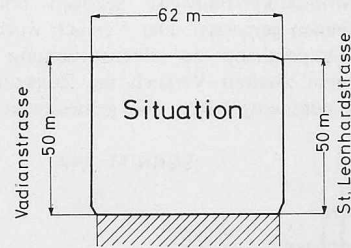
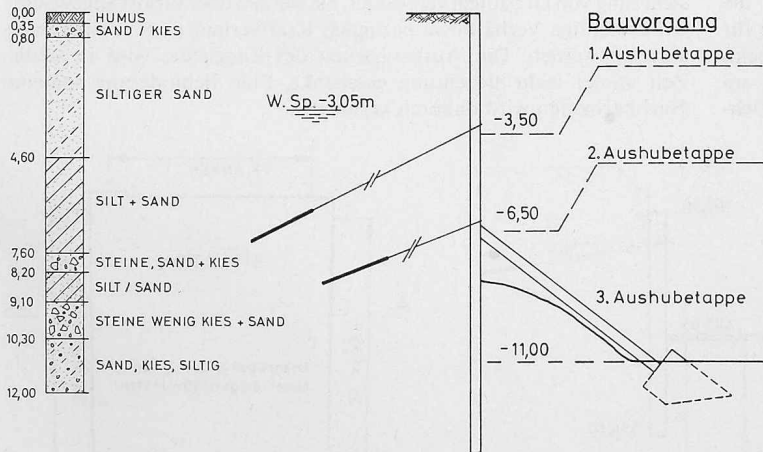


Bild 17. Verlauf der Haftspannungen zwischen Haftglied und Injektionsgut. Lastfall I: gedrücktes Haftglied, Lastfall II: gezogenes Haftglied

13,5 m. Der Anker wurde in fünf Belastungsstufen von 10 bis 40 t geprüft. Erst bei der vierten Stufe von rd. 35 t konnte der ideale Deformationsweg ermittelt werden. Die Streuung der Dehnungsgeraden und der konvexe Verlauf der Hüllkurve zeigen deutlich, dass von Laststufe zu Laststufe eine Verschiebung der Kräfteinleitungszone gegen das Ankerende stattgefunden hat. Die starke Krümmung der Kurven weist darauf hin, dass ein Teil der Ankerkraft in der freien



Verankerung mit 209 Duplex-Ankern
36 t zul. Tragkraft
I. Lage 13-14 m lang
II. Lage 10-11 m lang

Bild 18a (oben): Verankerung der Spundwand mit Injektionszugankern Stump-Duplex in der Baugrube für den Neubau «Neumarkt II», St. Gallen

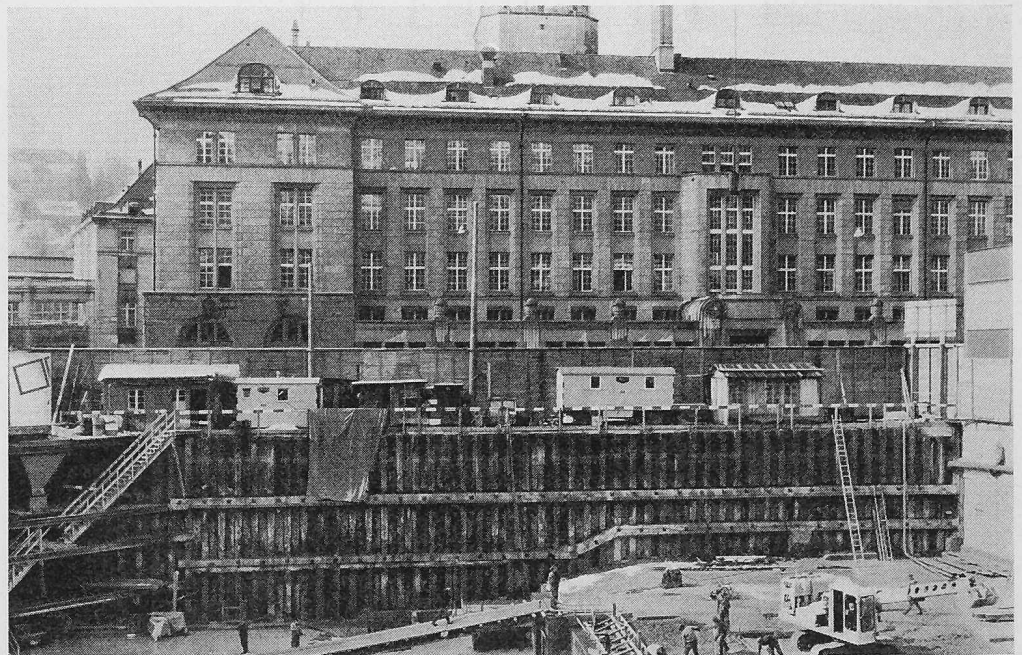


Bild 18b (nebenstehend): Baugrube «Neumarkt II», St. Gallen

Länge, also teils noch vor der aktiven Gleitfuge, durch Reibung abgeleitet wurde. Beim letzten Spannen auf 40 t wurde die Haftlänge von 7,50 m auf rd. 5,80 m abgebaut. Die Bruchlast des Ankers lag bei 51 t.

Ein *Rohr-Anker* würde ein ähnliches Spannungs-Dehnungsdiagramm ergeben, wobei jedoch zu berücksichtigen ist, dass sich handelsübliche Stahlrohre nicht für Vorspannzwecke eignen. Bei der nach S.I.A.-Normen zulässigen Zugbeanspruchung dieser Rohre von 20 kg/mm² sind die erreichbaren Dehnungen so gering, dass dieselben durch Setzungen des Bauwerkes und des Ankers in der Haftzone eliminiert werden. Rohr-Anker werden von der Firma Stump Bohr AG nur als schlaife Anker verbaut.

Bild 16 zeigt das Spannungs-Dehnungsdiagramm eines *Duplex-Ankers* mit einem Zugglied von 32 mm \varnothing und einem Druckglied von 50 mm \varnothing . Der Anker ist 10 m lang. Die Tragkraft wurde in Etappen bis 60 t Vorspannkraft geprüft. Der Verlauf der Spannungsdehnungskurven zeigt, dass diese mit dem Verlauf der theoretischen, elastischen Deformation des Zugstahles praktisch übereinstimmen. Einflüsse aus Reibung, Verschiebung des Krafteinleitungspunktes und der damit verbundenen, grösseren freien Vorspannlänge sind nicht vorhanden. Dieser Ankertyp gestattet daher eine sehr exakte Dimensionierung der notwendigen Ankerlänge. Die freie Länge des Zuggliedes auf die ganze Ankerlänge ergibt einen grossen Vorspannweg. Die Vorspannkraft wird dauernd auf das Bauwerk ausgeübt, und Deformationen desselben werden vermindert. Die federnde Wirkungsweise eines solchen Ankers vermag dynamischen Einwirkungen dämpfend entgegenzuwirken. Der Verlauf der Haftspannungen zwischen Haftgliedoberfläche und Injektionsgut ist in Bild 17 dargestellt. Die wesentlichen Unterschiede zwischen Mono- (eingliedrigem) Anker, und dem Duplex- (zweigliedrigem) Anker, lassen sich an diesem Diagramm besonders gut feststellen.

An einem Haftglied werden in 8 Messebenen je 4 Strain Gauges angeklebt. Das Haftglied wurde im Lastfall I an seinem «vorderen» Ende entsprechend der Monoanker-Bauweise gezogen und die Dehnungen in den 8 Messebenen gemessen. Der Versuch wurde für 3 Laststufen ausgeführt. Entsprechend der Beanspruchung beim Duplex-Anker wurde in einem zweiten Versuch die Zugkraft am «hinteren» Ende des Haftgliedes eingeleitet. Die gemessenen Deh-

nungen für drei analoge Laststufen A, B, C, ergaben folgendes Bild:

Für den Lastfall I («gedrücktes» Haftglied) mit den Kurven A_D, B_D, C_D kann eine eindeutige konvexe Krümmung festgestellt werden. Durch die Querdeformation des Druckgliedes wird eine Verkeilung desselben im Injektionsmantel hervorgerufen. Die Dehnungen nehmen gleichmässig ab. Die auf Druck beanspruchte Injektionsummantelung wird vorgespannt. Für den Lastfall II («gezogenes» Haftglied) stellt sich nach den Spannungsverteilungskurven A_Z, B_Z, C_Z eine ausgeprägte Spannungsspitze sehr nahe dem Kraftangriffspunkt mit raschem Abklingen gegen das Haftgliedende ein (siehe auch [5]).

Beim Lastfall I (Duplex-Verfahren) werden durch das auf Druck beanspruchte Haftglied und dessen Verkürzung in der Injektionshülle Druckspannungen erzeugt. Umgekehrt liegen die Verhältnisse beim Lastfall II analog dem Mono-Anker-Verfahren. Hier werden durch die Zugbeanspruchung eine Längendehnung des Haftgliedes hervorgerufen und dementsprechend auch in der Injektionshülle Zugspannungen erzeugt. Ein Überschreiten der an sich kleinen zulässigen Zugspannungen im Injektionsmörtel kann durch unvorhergesehene äussere Umstände, wie z. B. Verkehrslasten, Eisbildung hinter Spundwänden usw. hervorgerufen werden. Bei der Berechnung der notwendigen Ankerlänge, z. B. nach Kranz [1], ist dem Umstand, dass beim Mono-Anker die Ankerkraft am vorderen Ende der Injektionszone in den Boden eingeleitet wird, Rechnung zu tragen.

Die Mono-Anker der Firma Stump Bohr AG wurden bis dahin als eigentliche Hilfsanker angewandt. Sie eignen sich z. B. als Vertikalanker zur Erzeugung der notwendigen Gegenlasten bei der Prüfung von Pfählen, zum Erzwingen von Setzungen bei Fundationen und beim Abteufen von grossen Senkschächten.

Die Duplex-Anker werden zur Rückwärtsverankerung von Baugruben-Umschliessungswänden, Stützmauern und zur Auftriebsicherung von Gebäuden verwendet. Sie werden überall dort angewandt, wo eindeutige Verhältnisse bezüglich Kraftverlauf und Vorspannung verlangt werden. Der Ausbaubarkeit des Zuggliedes wird in letzter Zeit immer mehr Beachtung geschenkt. Eine Behinderung späterer Nachbarbauten wird dadurch vermieden.

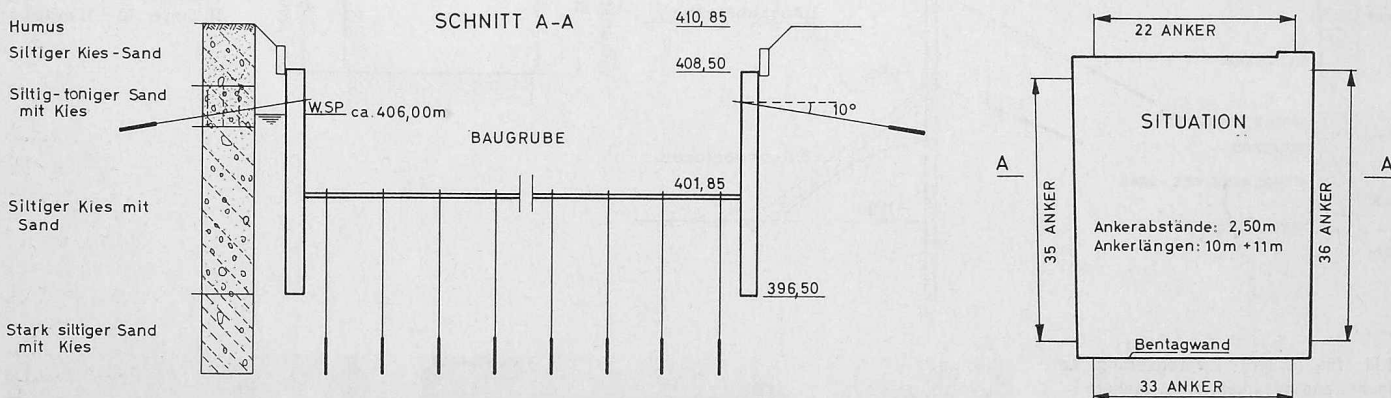


Bild 19a (oben): Sicherung einer Schlitzwand und einer Bodenplatte gegen Auftrieb mit Duplex-Ankern



Bild 19b (nebenstehend): Baugrube «Alterssiedlung Dufourstrasse» in Zürich (Situation Bild 19a), Bohrgeräte beim Erstellen der Vertikalanker

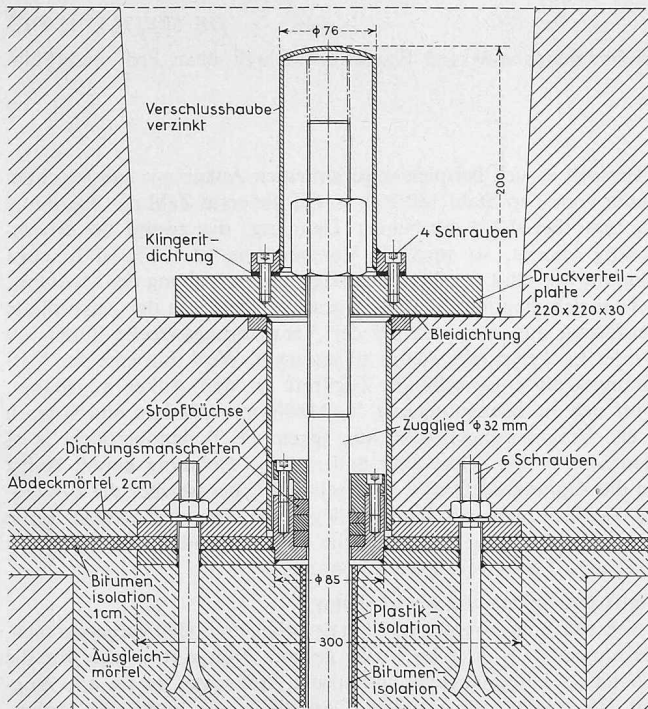
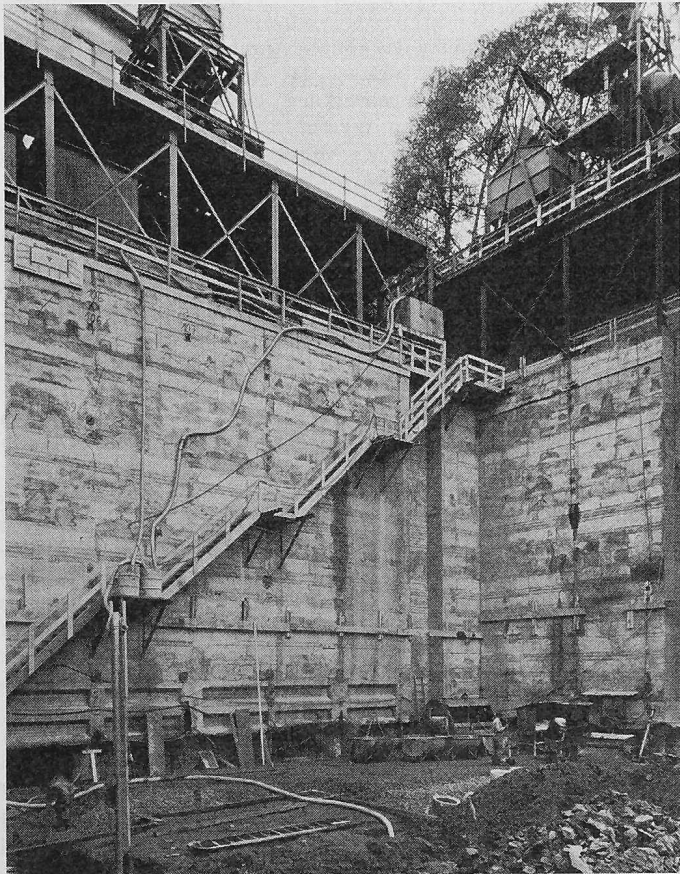


Bild 20. Stopfbüchse und Kopfausbildung zu Vertikalanker (Duplex-Anker 55/84 t)

Ausführungsbeispiele

Beim Neubau «Neumarkt St. Gallen II» (Bild 18) wurde eine Spundwand von 160 m Abwicklungslänge mit Duplex-Ankern verankert. Die Grube wurde in drei Etappen ausgehoben, wobei die Spundwand mit einer ersten Ankerlage auf — 3,50 m und einer zweiten auf — 6,50 m verankert wurde. Für den Endaushub bis — 11 m war eine Hilfsspriessung vorgesehen, da in diesem Baustadium, vor dem Einbringen der Fundamentplatte, die zweite Ankerlage überbeansprucht worden wäre. Durch den Einbau von Druckmessdosen konnten

Bild 21. Baugrube des «TT-Neubaues» in Basel



die Ankerkräfte ständig kontrolliert werden, und es zeigte sich in der Folge, dass die Spiessung nicht erforderlich wurde. Durch die Vorspannung der Anker auf 36 t ergab sich eine günstigere Verlagerung der Erddruckspannungsverteilung hinter der Wand. Der Grundwasserspiegel liegt bei diesem Objekt rd. 3 m unter Terrainoberfläche.

Beim Neubau «Alterssiedlung Dufourstrasse Zürich» (Bild 19) wurde eine Schlitzwand mit Duplex-Ankern gesichert. Die Baugrubentiefe beträgt 9 m. Die Anker sind für eine zulässige Zugkraft von 54 t ausgelegt und mit 64 t geprüft worden. Zur Sicherung des Gebäudes gegen Auftrieb wurden ausserdem Duplex-Anker in vertikaler Richtung eingebaut. Die Ankerköpfe (Bild 20) sind konstruktiv derart ausgebildet, dass die Ankerkräfte jederzeit geprüft und den verschiedenen Baustadien angepasst werden können. Die Abdichtung der Anker bei der Durchführung durch die Isolation zwischen äusserer und innerer Wanne gewährleisteten Stopfbüchsen und Dichtungsflanschen.

Für die Baugrubenumschliessung des «TT-Neubaues in Basel» (Bild 21) wurde eine Pfahlwand mit Duplex-Ankern zurückgebunden. Die gesamte Baugrubentiefe beträgt 21 m. Die Anker sind in vier Lagen eingebaut worden. Die grösste Ankerlänge beträgt 14 m, die kürzeste 6 m.

Die im Bild 22 gezeigte Felspartie («Känzeli Rheinflall») wurde mit Duplex-Ankern gesichert.

Literaturverzeichnis

- [1] E. Kranz: Über die Verankerung von Spundwänden. Mitteilungen aus dem Gebiete des Wasserbaues und der Baugrundforschung, Heft 11.
- [2] Brinch Hansen/Lundgren: Hauptprobleme der Bodenmechanik. Springer 1960.
- [3] R. Jelinek und K. Ostermayer: Zur Tragfähigkeit von Zugpfählen. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Vol. II, 1 1964.
- [4] G. G. Meyerhof: Neuere Forschungen über die Tragfähigkeit von Flachgründungen und Pfahlgründungen. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik. Technische Hochschule Aachen, Heft 25, 1961.
- [5] A. Ruttner: Grossversuche mit Spannankern an Talsperren der österreichischen Bundesbahnen. «Österreichische Ingenieur-Zeitschrift», 1964, Heft 4, und SBZ 1966, H. 4, S. 83.

Adresse der Verfasser: Dr. H. Bendel, dipl. Bauing., Alpenquai 33, 6000 Luzern, und Emil Weber, Ing., in Firma Stump Bohr AG, Othmarstr. 8, 8008 Zürich.

Bild 22. Sicherung von klüftigem Fels mit Duplex-Ankern am Rheinflallufer

