Verankerungen im Baugrund

Autor(en): **Kollbrunner, C.F.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH Kongressbericht**

Band (Jahr): **2 (1936)**

PDF erstellt am: **18.05.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-2890

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

VIII 11

Verankerungen im Baugrund.

Les ancrages dans le sol.

Ground Anchorages.

Dr. sc. techn. C. F. Kollbrunner,
Ingénieur, Paris.

I. Einleitung.

Verankerungen werden überall da gebraucht, wo Zugkräfte aufgenommen werden müssen. Die Wahl eines Verankerungsfundamentes ist in erster Linie an die physikalischen Eigenschaften des Baugrundes gebunden; nur ein mit der geologischen Struktur, der Bodenbeschaffenheit und Bodenfestigkeit vertrauter Fachmann ist an Hand von sorgfältig entnommenen Bodenproben imstande, die jeweils rationellste Verankerungsart vorzuschlagen.

Da die Geotechnik noch eine junge Wissenschaft ist, wird dabei der Erdwiderstand meist gar nicht oder aber zu wenig ausgenützt. Daher sind die klassischen Verankerungsfundamente massive Betonblöcke verschiedener Form, je nach Projekt und Baugrund. Dies ist zwar eine äußerst einfache, jedoch kostspielige Verankerungsart, da in wenig tragfähigem und nassem Boden große Betonkubaturen gebraucht werden und oft teure Schalungen und Grundwasserabsenkungen notwendig sind. Sieht man von diesen Betonfundamenten ab, so läßt sich eine Verankerung — (wenn es sich nicht um guten Fels handelt) — nur mittels Ankerplatten oder Ankerpfählen bewerkstelligen. Erstere kommen für horizontale und schwach geneigte, letztere für vertikale und stark geneigte Zugkräfte in Frage.

In den folgenden Ausführungen behandle ich nur die Verankerung im Baugrund mittels Pfählen.

II. Beschreibung der Zugpfähle.

Vorbedingungen für die Verwendung von Zugpfählen sind:

1. Genaue Kenntnis des Bodens (Lage und Kennziffern der geologischen Schichten).
2. Kenntnis der Übertragung der Zugkräfte vom Pfahl auf den Boden (Gleichgewichtsbetrachtungen im Boden).

Zugpfähle können entweder mit Kopfverankerung oder mit Basisverankerung ausgeführt werden (Fig. 1).

Handelt es sich um einen wirklichen Zug*pfahl* — (Fig. 1 Kopfverankerung. Basisverankerung I/II) — so wird der Zug durch Mantelreibung auf den Boden übertragen. Um somit einen Pfahl für die Aufnahme hoher Zugkräfte geeignet zu machen, muß seine Oberfläche möglichst rauh sein; daraus ersieht man, daß als wirksame Zugpfähle mit Vorteil Ortspfähle in Frage kommen und dabei

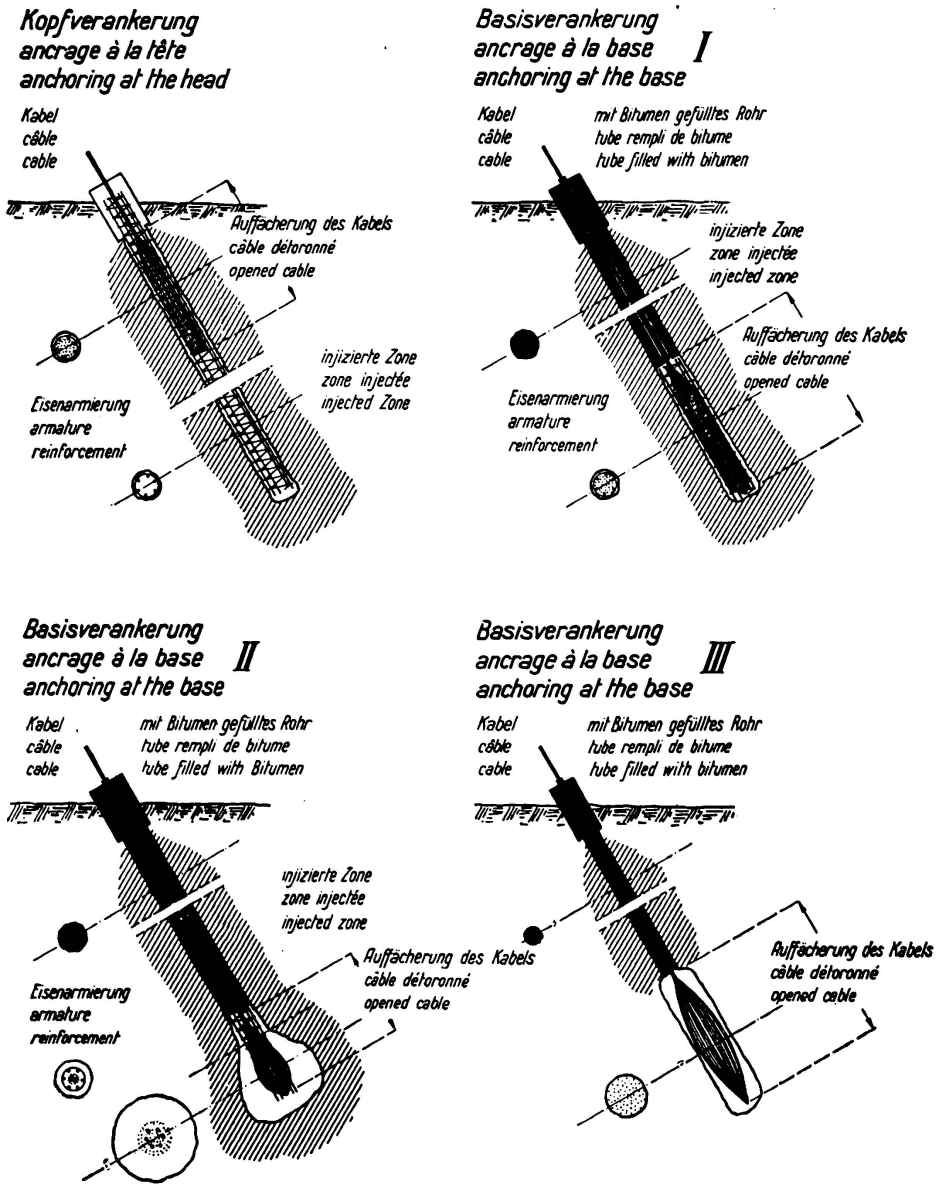


Fig. 1.

Verankerungen mit Bohrpfählen.

den komprimierten und injizierten Bohrpfählen wegen folgender Eigenschaften der Vorzug zu geben ist:

1. Durch die Bohrung und Entnahme von Bodenproben erhält man die genaue Kenntnis des Bodens.
2. Die Kompression bedingt einen größeren als den theoretischen Durchmesser des Pfahles und gewährleistet, da der Beton in die Hohlräume eindringt, eine gute Verbindung mit dem Boden.

3. Durch die Injektionen entsteht ein ganzes System von Verästelungen um den Pfahl herum, die ihrerseits die Reibungskraft des Pfahles erhöhen (Fig. 2).

Fig. 3 zeigt einen solchen hydrokomprimierten und injizierten Pfahl; man ersieht deutlich, daß durch die Injektion des Pfahlfußes — derselbe wurde nicht maschinell verbreitert — der den Pfahlfuß umgebende Kies und Sand mit dem Pfahlschaft ein einheitliches Ganzes bilden; gleiche Verbreiterungen finden sich auch längs des Pfahlschaftes.

Verwendet man Pfähle mit Kopfverankerung, d. h. verankert man das Kabel im Pfahlkopf, so muß die Pfahlbewehrung selbstverständlich für die Aufnahme

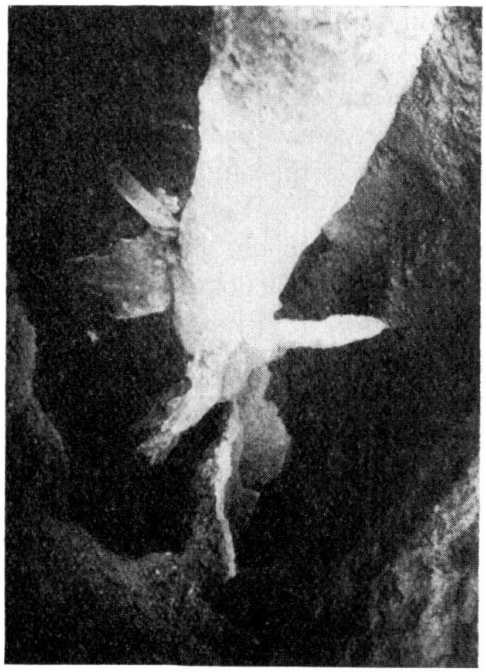


Fig. 2.

„Verästelungen" herrührend von den Zementinjektionen.

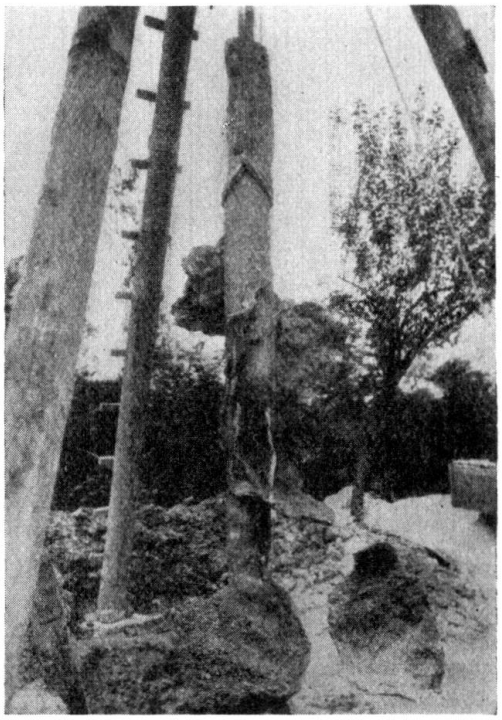


Fig. 3.

Hydrokomprimierter und injizierter Pfahl System „Rodio".

der vollen Zugkraft bemessen werden. — Die Verschiebungen des Pfahlmantels gegenüber dem ihn umgebenden Boden sind naturgemäß am Kopf am größten und nehmen nach unten zu ab. Umgekehrt verhält sich ein Pfahl mit Basisverankerung. Die Zugkräfte werden hier durch das Kabel, das z. B. in einem mit Bitumen gefüllten Rohr liegt, auf den unteren Teil des Pfahles übertragen und das Kabel dort im Beton verankert. Eine Armierung des oberen Pfahlteiles ist nicht nötig, da hier der ganze Zug durch das unabhängig vom Pfahl wirkende Kabel übertragen wird. Die größten Verschiebungen des Pfahlmantels gegenüber dem ihn umgebenden Boden finden hier am Pfahlfuß statt, d. h. der Pfahl mit Basisverankerung wirkt günstiger als der Pfahl mit Kopfverankerung.

III. Versuche.

Die genaue mathematische Bestimmung der Tragkraft eines Zugpfahles ist auch unter Annahme eines homogenen Bodens ein sehr heikles Problem. Bedenkt man jedoch, daß der vom Pfahl durchdrungene Boden aus verschiedenen Schichten besteht, mit selbst über Schichthöhe variablem physikalischen und chemischen Eigenschaften, so erkennt man, daß eine mathematische Lösung des hochgradig statisch unbestimmten Problems nahezu unmöglich ist. Dazu kommt noch, daß bei den am besten wirkenden Pfählen (komprimierte und injizierte Bohrpfähle) der Pfahldurchmesser stark variiert (Fig. 4) und durch die Zementinjektion eine feste Verbindung mit dem Boden hergestellt wird, über deren Ausdehnung wir jedoch nicht genügend unterrichtet sind.

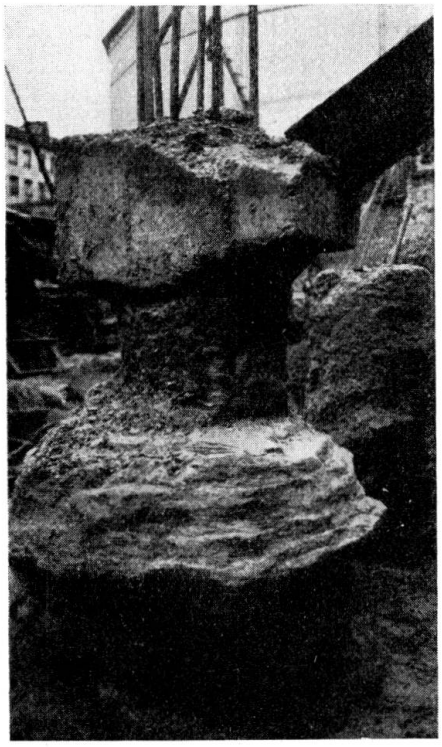


Fig. 4.
Hydrokomprimierter und injizierter Pfahl mit stark variierendem Durchmesser.

Von den vielen statischen Formeln (aufgebaut auf den Gleichgewichtsbetrachtungen der auf den Pfahl wirkenden Kräfte) möchte ich nur diejenige von *Dörr*[1] erwähnen; nach den bisherigen Untersuchungen stimmen seine Resultate am besten mit der Wirklichkeit überein. Der von ihm unternommene Versuch mit Hilfe der *Engesser*'schen Erddrucktheorie, die statische Tragfähigkeit der Pfähle einzuschätzen, ist jedoch bekanntlich unrichtig, da er auf die Formänderungen des Bodens gar nicht eingeht. Das einzige verläßliche Verfahren für die Bestimmung der Tragfähigkeit eines Zugpfahles besteht auch heute noch in der Probebelastung.

Nachfolgend gebe ich aus einer größeren Zahl von Probebelastungen von Bohrpfählen — ausgeführt durch die Firma Sondages, Etanchements, Consolidations „Procédés Rodio", S. A., Paris — zwei Versuche von Zugpfählen mit Kopfverankerung bekannt.

Die Versuche wurden mit einer hydraulischen Presse durchgeführt, die sich einerseits gegen den Mittelpfahl (Druckpfahl) und andererseits gegen eine starre Eisenbetonkonstruktion, die die beiden Zugpfähle miteinander verbindet, abstützt.

Die Verschiebungen der drei Pfahlköpfe, die infolge der aufgebrachten Last eintraten, wurden mittels selbstregistrierender Flexometer aufgenommen, welche auf einem starren Balken, der seinerseits außerhalb des durch die Kraft gestörten Bodens gelagert war, befestigt waren (Fig. 5).

Die verwendete hydraulische Presse bei den Pfahlversuchen von St. Germain gestattete die Aufbringung einer Maximallast von 220 t, somit 110 t Kraft pro Zugpfahl. Dabei hoben sich die Pfahlköpfe um 2,85 resp. 3,15 mm. Nach Entfernung der Kraft blieben bleibende Hebungen von 0,30 resp. 0,40 mm zurück, d. h. die auftretenden Deformationen waren zu $^7/_8$ elastisch und nur zu $^1/_8$

[1] *H. Dörr:* Die Tragfähigkeit der Pfähle. W. Ernst & Sohn, Berlin 1922.

bleibend (Fig. 6). Berechnet man die mittlere Mantelreibung beim aufgebrachten Zug von 110 t für den theoretischen Pfahldurchmesser von 42,0 cm, so erhält man Reibungskräfte von 0,64 kg/cm².

Interessant sind auch die am Quai d'Orsay in Paris ausgeführten Pfahlversuche in schlechtem Baugrund. Währenddem sich der Pfahlkopf des Verankerungspfahles D 18-5 bei 83,5 t Zug um 6,2 mm hob und nach Entfernung der Kraft eine bleibende Hebung von 1,00 mm registriert wurde, zeigte der Pfahlkopf D 18-4 nach Überschreitung von 50 t Zugkraft sehr starke Hebungen, zurückzuführen auf den ungünstigen Einfluß einer sich in der Nähe befindlichen

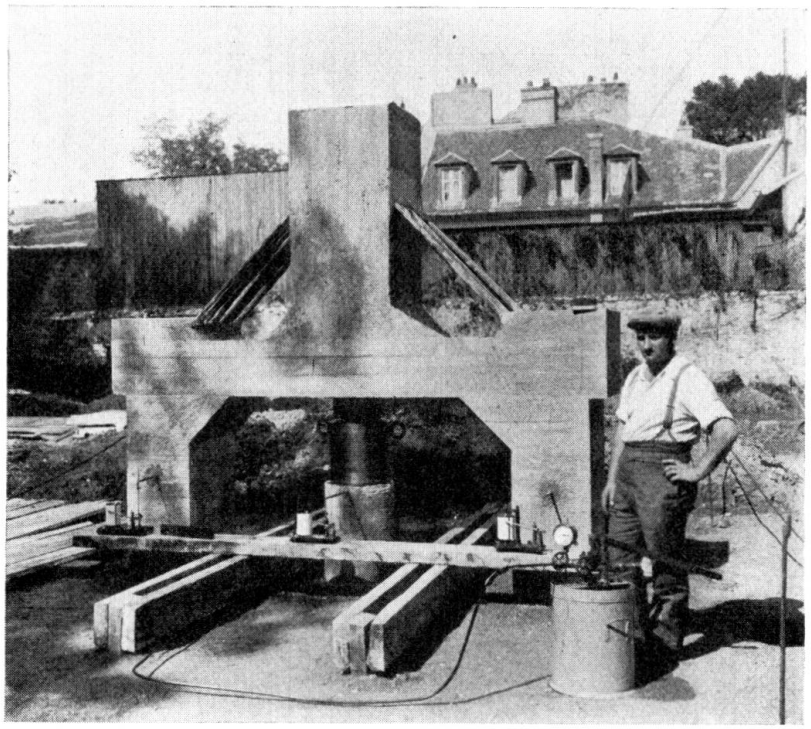


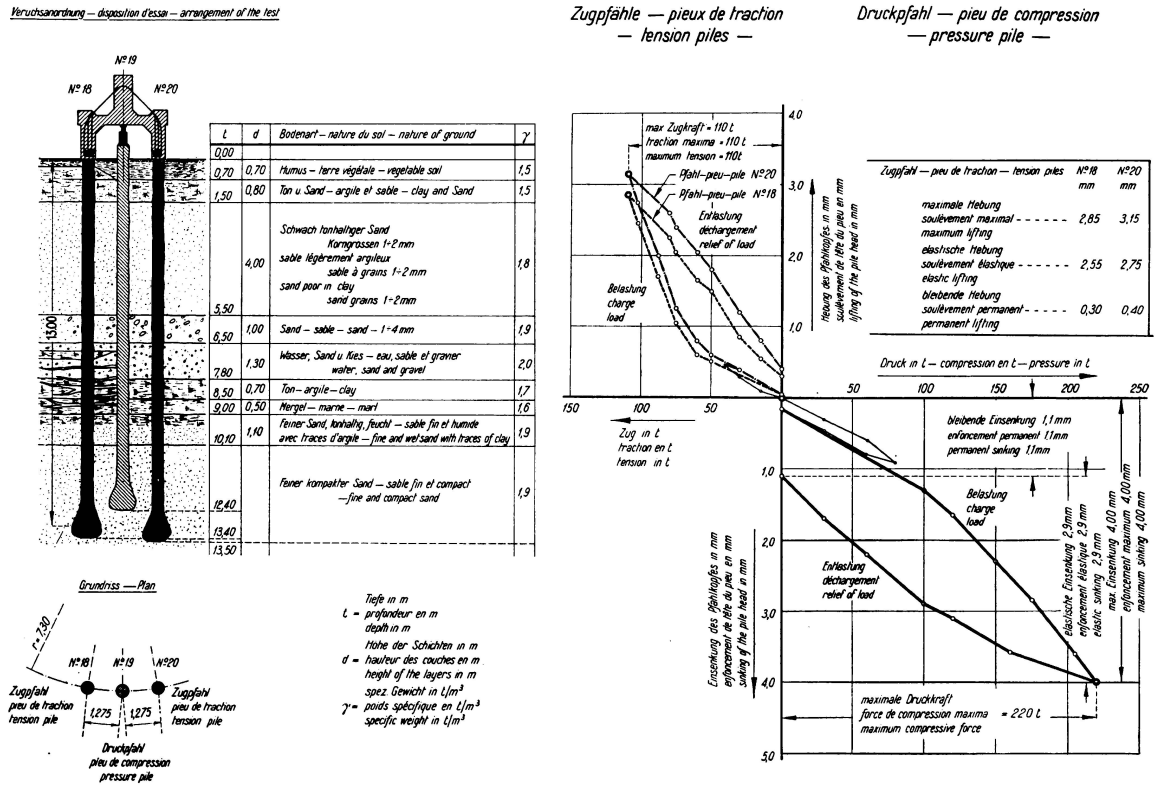
Fig. 5.

Pfahlversuche. Zugpfähle mit Kopfverankerung. Versuchsanordnung.

Baugrube (Verkleinerung des den Pfahl umgebenden Bodens und somit Verminderung des Pfahlwiderstandes). Mit Deutlichkeit kann jedoch konstatiert werden, daß sich diese Bewegung rasch stabilisierte (Fig. 7). (Das kann damit begründet werden, daß sich der verbreiterte Pfahlfuß nach der Bewegung so fest gegen das Terrain anpreßte, daß durch ihn eine bedeutend größere als die anfängliche Kraft aufgenommen werden konnte).

IV. Anwendung von Zugpfählen.

Verankerungen mittels Zugpfählen finden heute im Mastenbau häufig Anwendung; große Möglichkeiten stehen ihnen im Brückenbau noch offen. Einfache Balken können in starr oder elastisch eingespannte verwandelt (Fig. 8), große Betonfundamente für Hängebrücken durch Pfahlgruppen aus Druck- und Zugpfählen ersetzt werden (Fig. 9).



t	d	Bodenart – nature du sol – nature of ground	γ
0,00			
0,70	0,70	Humus – terre végétale – vegetable soil	1,5
1,50	0,80	Ton u. Sand – argile et sable – clay and Sand	1,5
5,50	4,00	Schwach tonhaltiger Sand Korngrössen 1–2 mm sable légèrement argileux sable à grains 1–2 mm sand poor in clay sand grains 1–2 mm	1,8
6,50	1,00	Sand – sable – sand – 1–4 mm	1,9
7,80	1,30	Wasser, Sand u. Kies – eau, sable et gravier water, sand and gravel	2,0
8,50	0,70	Ton – argile – clay	1,7
9,00	0,50	Mergel – marne – marl	1,6
10,10	1,10	Feiner Sand, tonhaltig, feucht – sable fin et humide avec traces d'argile – fine and wet sand with traces of clay	1,9
12,40		Feiner kompakter Sand – sable fin et compact – fine and compact sand	1,9
13,40			
13,50			

Fig. 6. Versuchsresultate des Pfahlversuches in St. Germain.

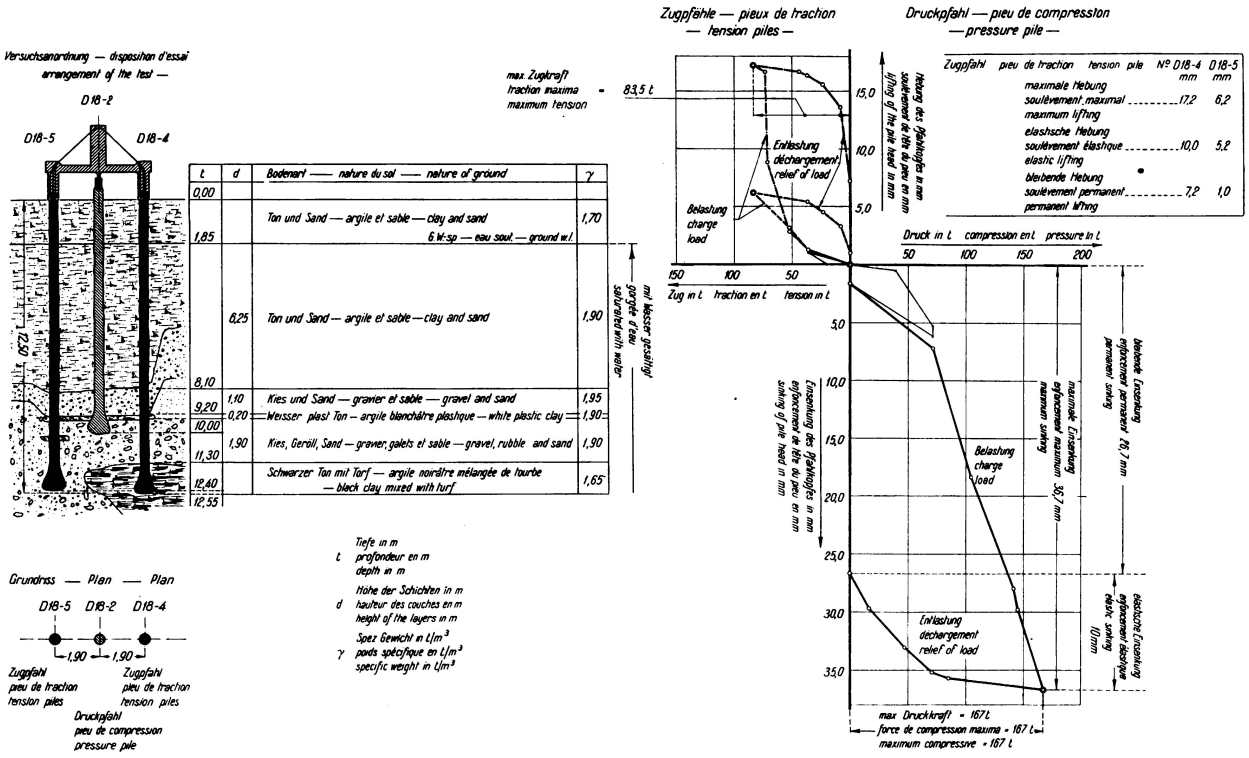


Fig. 7. Versuchsresultate des Pfahlversuches am Quai d'Orsay, Paris.

V. Berechnungsmethode. — Schlußbemerkungen.

Wenn auch heute über die Verwendung von Zugpfählen immer noch ein gewisser Skeptizismus vorhanden ist, so rührt das daher, daß die Versuchsresultate zu wenig bekannt wurden und eine befriedigende mathematische Lösung bis jetzt noch nicht existiert.

Für Zugpfähle mit Basisverankerung (streng für: Fig. 1 Basisverankerung III) kann jedoch — aufbauend auf den Theorien von *Boussinesq*[2] und *Fröhlich*[3] für den elastisch isotropen Halb- und Vollraum — auch für den elastisch isotropen *begrenzten* Raum und somit für den begrenzten Raum im allgemeinen die

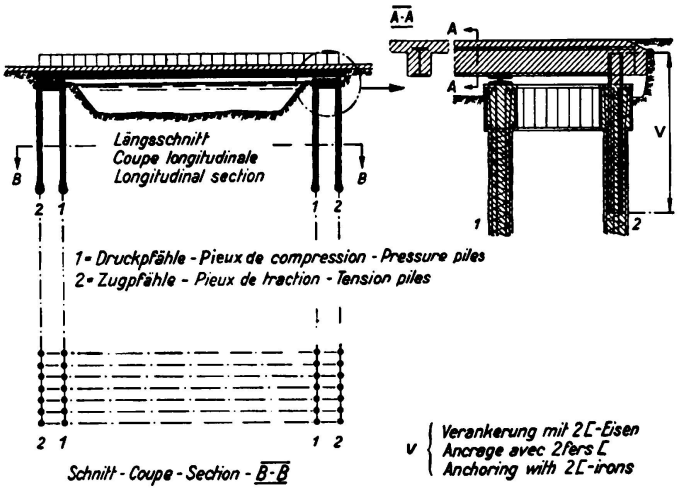


Fig. 8.
Balkenbrücke mit Druck- und Zugpfählen.

Spannungsverteilung berechnet und aus den Gleichgewichtsbetrachtungen die Länge der Zugpfähle bestimmt werden. Die in dem von Masse nicht erfüllten Raum über der Erdoberfläche gedachten Spannungen müssen dabei in Wirklichkeit von dem unter dem Kraftangriffspunkt befindlichen Raum aufgenommen werden. Aus den Gleichgewichtsbetrachtungen an einer gedachten Kugel ersieht man dabei, daß sich diese imaginären Druckspannungen in Zugspannungen verwandeln, die ihrerseits auf die dort schon vorhandenen Druckspannungen druckvermindernd wirken.

In Fig. 10 ist dieses Problem, auf das ich an anderer Stelle zurückkommen werde, schematisch angedeutet.

Dabei bedeuten:

σ_z : senkrechte Druckspannungen.

σ_x : waagrechte Druckspannungen.

σ_{Ez} : senkrechter spezifischer Erddruck.

---

[2] *Boussinesq:* Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris 1885.

[3] *Fröhlich:* Druckverteilung im Baugrunde. Julius Springer, Wien 1934. — Elementare Druckverteilung und Verschiebungen im elastisch-isotropen Vollraum. Der Bauingenieur 1934, Heft 29/30.

σ_{Ex}: waagrechter spezifischer Erddruck.
Zone A: Zone der Kraftübertragung.
Zone B: Zone der Druckverminderung.

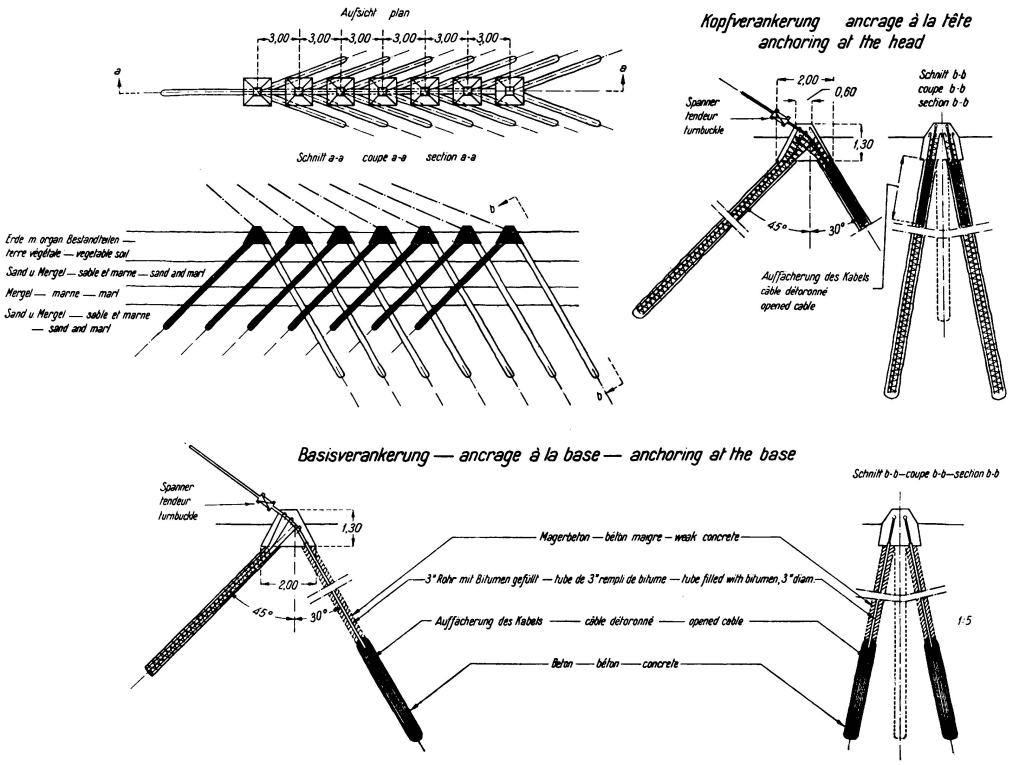


Fig. 9. Verankerungsschema einer Hängebrücke mit Druck- und Zugpfählen.

Zur Berechnung der Druckverteilung zerlegt man vorteilhaft die Kabelkraft (P) in ihre vertikale und horizontale Komponente (P_V, P_H) (Fig. 11).

Mit Hilfe von Nomogrammen, die in genügend großem Maßstab hergestellt sein müssen, erhält man auch für komplizierte Fälle der Superposition von

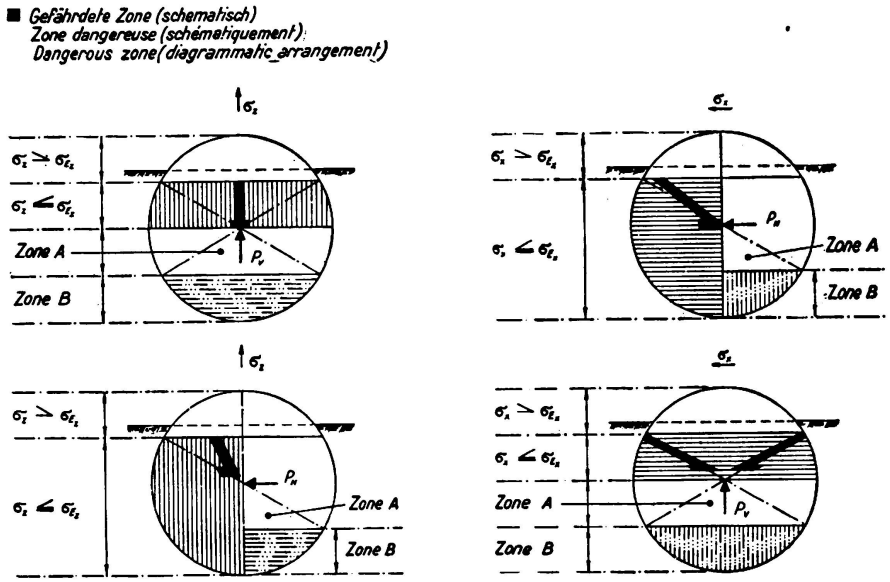


Fig. 10.

Druckverteilung im Baugrund. Gleichgewichtsbetrachtungen.

Druck- und Zugpfählen rasch ein gutes Bild über die Spannungsverteilung im Baugrund.

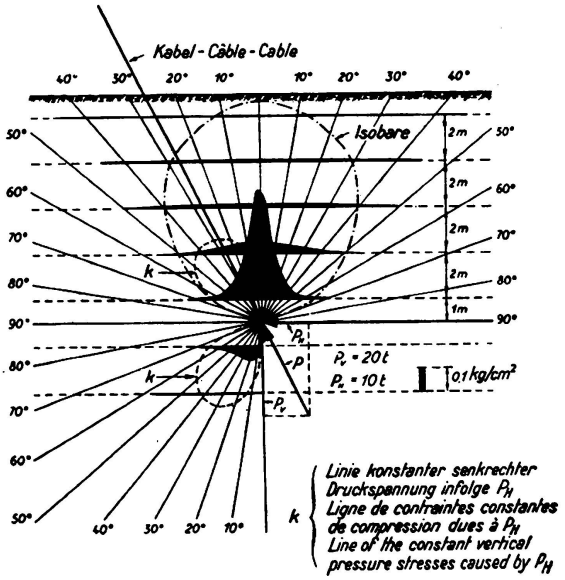


Fig. 11.

Vertikale Druckspannung infolge der Kabelkraft P.

Fig. 12 veranschaulicht ein solches Nomogramm zur Bestimmung der Druckspannung σ_z für den Halbraum in Funktion von P, φ und z; dabei ist die

Ordnungszahl der Spannungsverteilung oder der Konzentrationsfaktor ν von 2 bis 6 variabel. Für die Druckverteilung im Vollraum sind die erhaltenen Spannungen durch zwei zu dividieren.

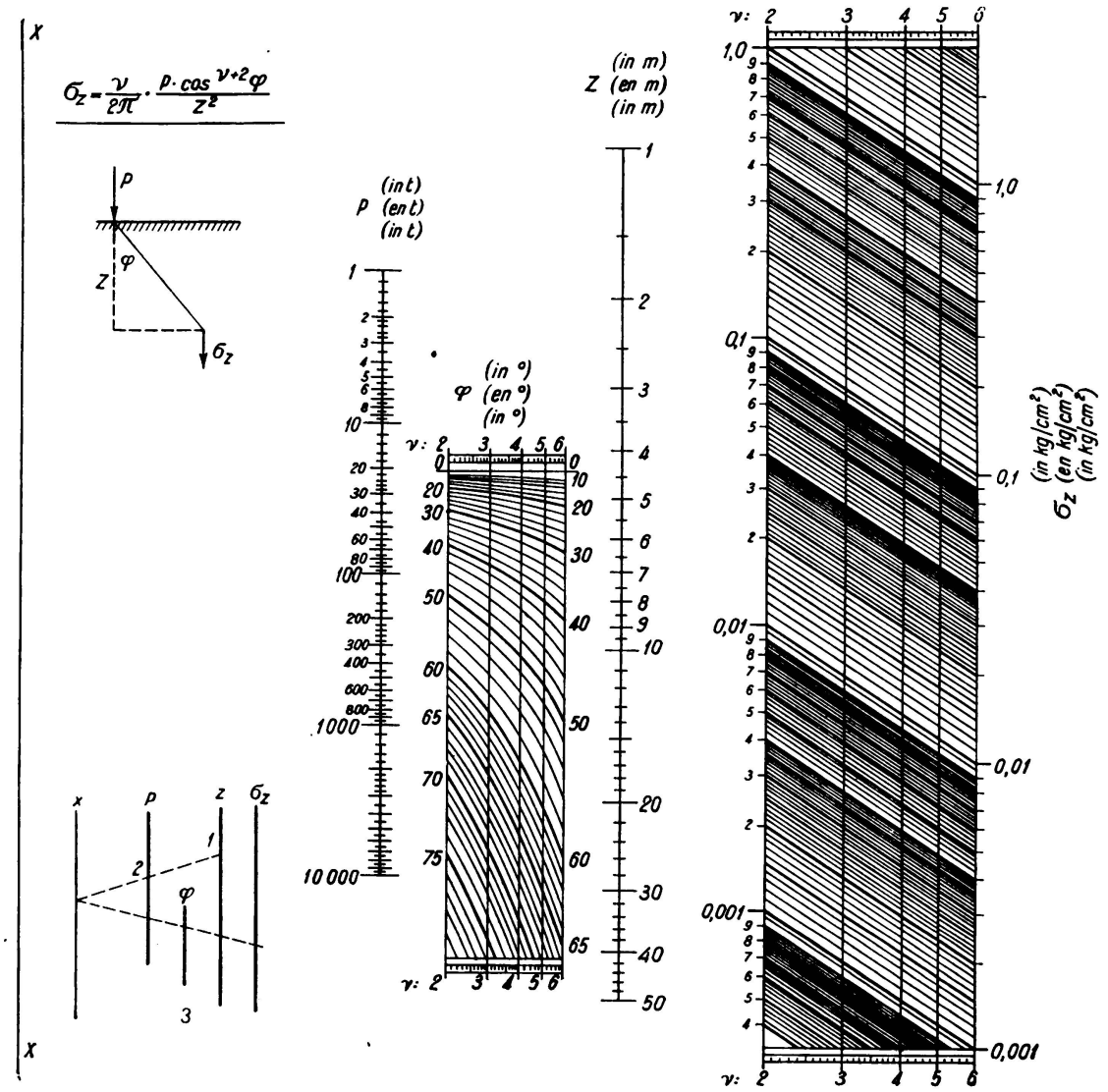


Fig 12.

Nomogramm zur Bestimmung der Druckspannungen σ_z.