



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000305715

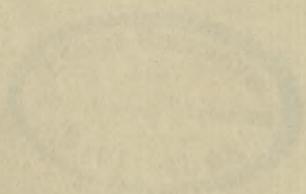
AMSCHNURTER BETON

(BETON FRETT)

SEINE THEORIE UND ANWENDUNG
IM BAUWESEN

VERFASST VON
H. AMSCHNURTER
NEUSTADT AN DER SAAR

M. 9152



VERLAG VON KONRAD WITWER
STUTTGART 1912

xxx
1892

UMSCHNÜRTER BETON

(BETON FRETTÉ)

SEINE THEORIE UND ANWENDUNG
IM BAUWESEN

HERAUSGEGEBEN

VON

WAYSS & FREYTAG A. G.

NEUSTADT A. D. HAARDT.

F. N. 29052



VERLAG VON KONRAD WITTWER
STUTTGART 1910.

5. 192

74

Alle Rechte vorbehalten.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

III 33195

Aktien-Druckerei Neustadt a. d. Haardt.

Akc. Nr. 3294/49

Einleitung.

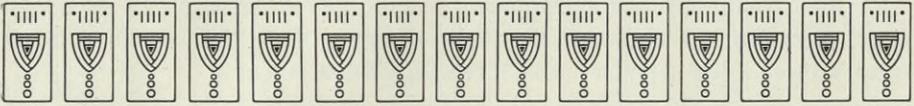
Die fortschreitende Bedeutung der Konstruktionen in umschnürtem Beton im Bauwesen und die Beachtung, welche denselben sowohl in Fachkreisen, als auch seitens der Behörden in neuerer Zeit geschenkt wird, hat uns veranlaßt, mit dieser Schrift an die Öffentlichkeit zu treten, da es uns unmöglich geworden ist, die zahlreichen Anfragen nach dem Wesen, der Theorie, der Berechnungsweise und der Anwendungsmöglichkeit der spiralumschnürten Eisenbetonkonstruktionen einzeln zu beantworten.

Auf Grund wissenschaftlicher Forschungen und Versuche haben wir darin die Theorie dieser durch Deutsches Reichspatent und Auslandspatente geschützten Konstruktion wiedergegeben und mit Anwendungsbeispielen aus der Praxis erläutert. Die Schrift soll also aufklärend und belehrend in allen Fachkreisen wirken, denn wir sind überzeugt, daß für diese Konstruktion die Endkonsequenz hinsichtlich der Anwendungsmöglichkeit und der Ausnützung ihres hohen Tragvermögens noch nicht gezogen ist.

Die Grundlage nachstehender Ausführungen bildet ein Vortrag, den Herr Ober-Ingenieur *Kleinogel* in unserem Auftrage auf der Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins im Jahre 1909 gehalten hat.

Neustadt a. d. Hdt., im Juli 1910.

Wayss & Freytag A. G.



1. Theorie.

Wenn man einen Körper in axialer Richtung zentrisch drückt (siehe Figur 1), so wird nicht nur seine ursprüngliche Länge verkürzt, sondern auch seine ursprüngliche Breite vergrößert. Beide Maßveränderungen stehen unter sich in einem proportionalen Verhältnis. Dieses hängt ab von der Zusammenrückbarkeit des Körpers an sich und bemißt sich in ihrer Querausdehnung nach der Elastizität des gedrückten Körpers. Je elastischer ein Körper ist, um so mehr läßt er sich zusammendrücken und um so mehr vergrößert er seine Breite.

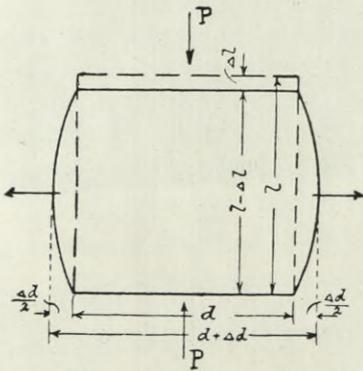


Fig. 1. Darstellung des Dehnungs- (Deformations) Vorganges eines in axialer Richtung zentrisch gedrückten Körpers.

Die Verkürzung der Länge nach und damit die Verbreiterung im Querschnitt darf jedoch über ein gewisses Maß nicht hinausgehen, ohne daß der Körper dauernd deformiert oder gar zerstört wird. Dieses Maß ist von der Elastizität des Materials abhängig, aus welchem der gedrückte Körper besteht.

Werden die beiden eben skizzierten Formänderungen durch irgendwelche konstruktive Maßnahmen beschränkt, oder möglichst lange in engeren Grenzen gehalten, so wird dadurch die Festigkeit eines Körpers erhöht.

Tatsächlich lassen auch schon die Anfänge des Eisenbetons erkennen, daß man bestrebt war, diesem konstruktiven Erfordernis Rechnung zu tragen. Und zwar hat man in erster Linie die Verhinderung einer zu großen Verkürzung im Auge gehabt. Man hat den gedrückten Betonstäben (Prismen, Säulen) parallel der Kraft- richtung Eisenstäbe eingefügt, die sogenannten Längseisen, die mit ihrem viel kleineren Dehnungskoeffizienten der Verkürzung entgegen wirkten.

Gleichzeitig hat man auch damals schon Querverbindungen dieser Längseisen untereinander angeordnet, allerdings nur zu dem Zwecke, die Vertikal-eisen während des Betonierens in ihrer Lage festzuhalten.

Bald hat man jedoch eingesehen, daß diesen Querverbindungen auch eine statische Bedeutung innewohnt. Versuche haben dargetan, daß eine richtige Anordnung dieser Querverbindungen (Bügel) die freie Knicklänge der Längseisen verkleinert, wodurch die Druckfestigkeit verhältnismäßig dünner Stäbe besser ausgenützt werden kann.

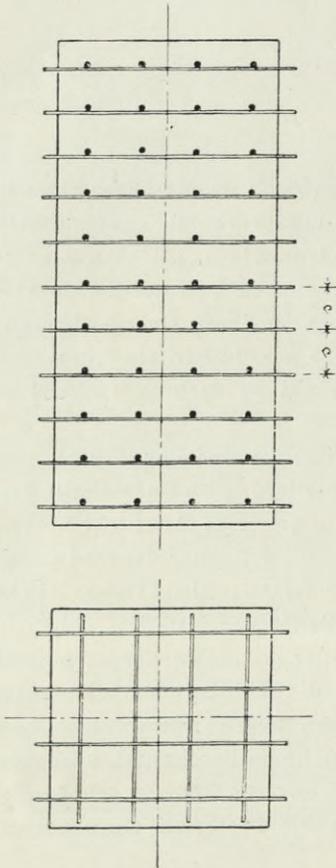


Fig. 2.

Netzbewehrte Körper nach Sanders.

S und denkt man sich ferner diese Kraftwirkung mit der Intensität von P wachsend, so wird die Zerstörung des Körpers um so später erfolgen, je widerstandsfähiger sich die als S bezeichnete Umhüllung erweist.

In „Beton und Eisen“ Heft II/1903 ist dann Sanders mit Versuchsergebnissen an die Öffentlichkeit getreten, die zeigten, daß eine geeignete Querbewehrung eine Verzögerung der Querdehnung des Betons bewirkt, also die Eigenfestigkeit und damit die Bruchfestigkeit des Betons erhöht. Er verwandte zu seinen diesbezüglichen Prüfungen in geringer Entfernung voneinander die aus Figur 2 ersichtlichen moniergeflechtartigen Eiseneinlagen in den horizontalen Schichten. Sie vergrößerten durch ihre Reibung den Widerstand gegen die Querdehnung und erwiesen sich um so wirksamer, je geringer ihr Abstand voneinander war.

Diese Versuche haben also bewiesen, daß durch geeignete Quereinlagen die Eigenfestigkeit des Betons wächst. Allerdings nur indirekt durch Überwindung der Haftfestigkeit des Betons am Eisen, also durch eine verzögerte Betondeformation unter Aufwendung einer verhältnismäßig großen Eisenmenge.

Auf das Wesen der eigentlichen Umschnürung führt aber folgender Gedankengang:

In Figur 3 ist ein zylindrischer Körper dargestellt, auf den die Kraft P axial wirkt. Denkt man sich nun an Stelle der vorher erwähnten Netzeinlagen an dem Körper eine äußere Anordnung mit den Kraftwirkungen

Dieser Ideengang ist, wie erwähnt, in großen Umrissen der Grundgedanke des spiralumschnürten Betons (Beton fretté). An sich neu ist dieses Prinzip ja nicht.*) Neu ist nur seine Anwendung und Ausbildung für den Eisenbeton.

Dies in der Theorie erforscht und für die Ausführung in der Praxis durch zahlreiche Versuche brauchbar gemacht zu haben, ist das Verdienst des französischen Forschers *Considère*. Er hat den Grundgedanken der Festigkeits-erhöhung eines Körpers durch eine kontinuierliche Umschnürung dem Eisenbeton nutzbar gemacht und damit eine Konstruktion geschaffen, die dem Eisenbeton ganz neue Anwendungsmöglichkeiten mit Rücksicht auf die erhöhte Materialausnützung eröffnet hat.**)

Seine ersten Versuchsergebnisse in dieser Sache hat *Considère* an die französische Akademie der Wissenschaften in Paris unterm 25. August und 8. September 1902 berichtet. In die breitere Öffentlichkeit kamen dieselben durch die Veröffentlichungen *Considères* in „Beton und Eisen“ Heft 5/1902 sowie Heft 1 und 2/1903.

Das hierdurch bis jetzt bekannt gewordene Versuchsmaterial umfaßt ca. 260 Versuche mit Prismen von 3–70 cm Durchmesser. Hierzu wurde jeweils eine Gesamtarmierung von 1–14% angeordnet und eine jeweilige Gesamtzementmenge von 300 kg bis 1100 kg auf 1200 l Sand und Kies aufgewandt. Der Beton kam in erdfeuchtem bis hochplastischem Zustand zur Verwendung; sein Alter betrug 8 bis 200 Tage.

Innerhalb dieser zahlreichen Versuche wurde eine höchste Festigkeit des umschnürten Kernes von 1803 kg/qcm beobachtet. Sie betrug

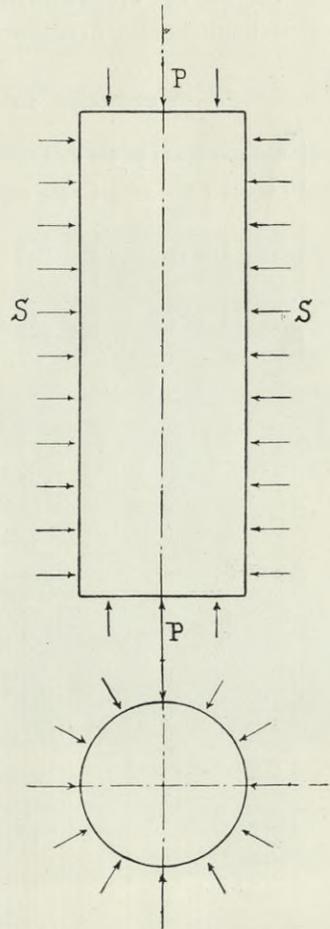


Fig. 3. Schematische Darstellung der Wirkungsweise einer kontinuierlichen Umschnürung auf einen in axialer Richtung zentrisch belasteten Körper.

*) Vergleiche die Versuche von *Kick* mit stahlummanteltem Marmor (Prag 1884), jene mit kupferumhülltem Alaun (Verein für Gewerbefleiß Berlin 1890), die Versuche von *Bauschinger* und *Föppl* mit Steinwürfel unter allseitig hohem Druck (Mitteilungen aus dem Laboratorium der Technischen Hochschule in München), sowie die Versuche von *Koenen* 1892 mit umgelegten Ringen um Betonprismen, ganz abgesehen von den allgemeinen Tatsachen, daß Gase, flüssige und körnige Stoffe durch die rückwirkende Festigkeit ihrer Umhüllung zu ganz bedeutenden Kraftwirkungen gebracht werden können.

**) *Considère* hat sowohl in Frankreich als auch in Deutschland (unterm 10. Mai 1902 No. 149944) und in anderen Staaten dies sein Verfahren zur Herstellung besonders druckfester Betonkörper patentrechtlich schützen lassen. Das Ausführungsrecht liegt für Deutschland und einige Auslandsstaaten in unseren Händen.

also ebenso viel, als wie diejenige des besten Granites. Diese Zahl bedeutet aber noch nicht die Bruchfestigkeit des Prismas, sondern lediglich jene Festigkeit, bei der das Prisma anfang sich zu deformieren. Die nachfolgende Tabelle veranschaulicht die Armierung und die Druckfähigkeit dieses Prismas.

Versuche mit konzentrischen Spiralen.

Eisenmenge in % des Betonquerschnittes		Druckfestigkeit in kg pro qcm	
für die Längsstäbe	für die Spiralen	Gesamt-Querschnitt	Kernquerschnitt
1,2%	6,0%	800	1213
1,2%	12,9%	1243	1803

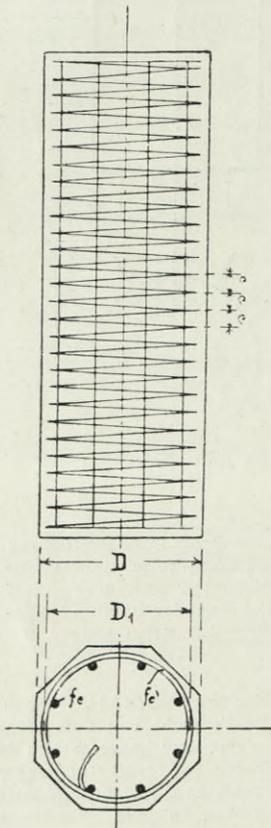


Fig. 4. Spiralarmierter Körper nach Considère mit konaxial gewickelter Spirale.

Unter dem Kernquerschnitt $\frac{\pi}{4} D_1^2$ ist im Folgenden immer derjenige Betonquerschnitt verstanden, der innerhalb des mittleren Durchmessers D_1 der gewickelten Spirale liegt (siehe Figur 4).

Für die praktische Brauchbarkeit kommen natürlich jene Versuche, die an Prismen von bauüblichen Abmessungen vorgenommen werden, weit mehr in Betracht, als wie die Laboratoriumsversuche als solche.

Auch hierfür ist eine stattliche Reihe von Ergebnissen vorhanden, welche die Überlegenheit des spiralumschnürten Betons gegenüber dem in üblicher Weise mit Längsstäben armierten Beton dartun.

Ein von *Considère* untersuchtes Prisma („Beton-Eisen“, Heft 2/1903) von 11 cm Durchmesser, 50 cm Länge und 100 qcm Totalquerschnitt, mit 4,3 mm Spiralen von 18 mm Ganghöhe und 8 Längseisen desselben Durchmessers, als wie die Spiralen, ertrug eine Belastung von 643 kg/qcm für den Total- und von 893 kg/qcm für den Kernquerschnitt, während der nicht armierte Beton nur 158 kg/qcm ergeben hatte.

Ein anderer Versuch mit Hilfe der großen Presse im Conservatoire des arts et metiers, Paris, an einem Prisma von 32 cm Durchmesser, 50 cm Länge und aus demselben Beton wie vorher („Beton und Eisen“ Heft 2/1903) ergab bei einer Armierung mit 10 mm Spiralen von 37 mm Ganghöhe und 8 Längseisen

mit je 15 mm Durchmesser eine Festigkeit von 442 kg/qcm für den Gesamtquerschnitt und 652 kg/qcm für den umschnürten Kern. (In Figur 5 ist dieses Prisma nach der Pressung dargestellt.)

Die bis heute wertvollste Serie von Versuchen ist diejenige der französischen Regierungskommission, die sich in den letzten Jahren mit dem spiralumschnürten Beton sehr eingehend befaßt hat. (Bericht hierüber siehe: Commission du ciment armé: „Expériences, rapports et propositions, instructions ministerielles, relatives à l'emploi du beton armé.“) Die Untersuchungen umfaßten armierte und nichtarmierte Prismen handwerksmäßiger Abmessungen von 18,2 cm Seitenlänge bei quadratischem, und von 20 cm einbeschriebenem Durchmesser bei 8eckigem Querschnitt. Die Baulänge betrug 2 bis 4 m, die Längsarmierung 1 bis 1½ % des Betonquerschnittes, die Spiralarmierung 1 bis 3½ % des Betonquerschnittes. Das Alter der Körper war durchschnittlich 5 Monate. Die Ergebnisse bewegten sich für die spiralarmierten Körper zwischen 332 und 640 kg/qcm Kernquerschnitt, während die beiden nichtarmierten Betonsorten je nach der Länge der Prismen 147 und 185 bzw. 198 und 242 kg/qcm trugen.

Im Einverständnis mit *Considère* haben wir sodann weitere Versuche angestellt, die insbesondere dartun sollten, in wie weit die Druckfestigkeit spiralumschnürter Betonkörper auch dann erhöht wird, wenn keine besondere Sorgfalt in der Herstellung beobachtet wird.

Die Versuche wurden mit 61 Versuchskörpern von der Materialprüfungsanstalt der Kgl. Technischen Hochschule in Stuttgart vorgenommen. Das Ergebnis hat Baudirektor *v. Bach* unter dem Titel: „Druckversuche mit Eisenbetonkörpern“ („Versuche B“, Berlin 1905) veröffentlicht.

Wie soeben erwähnt, sollten diese Versuche vornehmlich zeigen, welche Sorgfalt in der Herstellung erforderlich ist, um eine günstige Druckfestigkeit dieser Körper zu gewährleisten. Es wurden daher zur Herstellung der Versuchskörper Arbeiter verwandt, die noch nie derartige Ausführungen betätigt oder gesehen hatten. Sie wurden auch beim Betonieren keiner Aufsicht unterstellt und in keiner Weise über den Zweck und die Bedeutung der gefertigten Stücke aufgeklärt. Sie arbeiteten lediglich nach den allgemein erteilten Anweisungen, sodaß diese Versuchskörper hinsichtlich der Herstellung so ziemlich alles das in sich vereinigten, was bei einer derartigen Ausführung nicht vorkommen soll. So ist in dem vorerwähnten Bericht über den Befund der

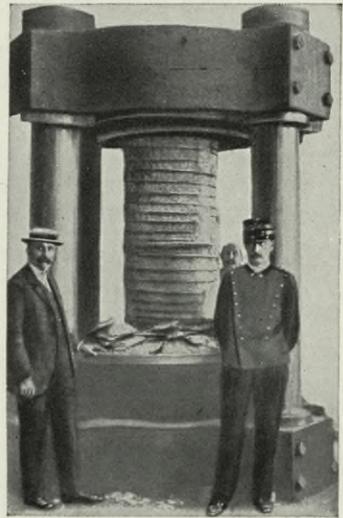


Fig. 5. Ein zentrisch gedrückter Körper (frz. Regierungskommission) vollkommen intakt nach dem Abspalttern der äußeren Betonschale.

Ganghöhen der Spiralen und der Lage der Längseisen gesagt, daß die Ganghöhen bei jenen Stücken, wo sie gleichbleibend mit 38 mm vorgesehen war, zwischen 10 und 60 mm schwankte und dort, wo sie zu 40 mm angenommen war, zwischen 26 und 72 mm variierte. Die photographischen Aufnahmen in dem vorerwähnten Berichte zeigen ferner, daß von den in den Versuchsprismen angeordneten acht Längseisen mehrmals zwei dicht beieinander lagen.

Trotz dieser absichtlich ermöglichten Mängel war aber das Ergebnis sehr günstig. Während der Beton ohne Eiseneinlagen eine Bruchfestigkeit von 133 kg/qcm hatte, stieg dieselbe bei den umschnürten Körpern auf rund 406 kg/qcm des Kernquerschnittes. Das schlechteste Resultat war 225 kg/qcm bei dem Körper XIV/1, bei welchem auch die Ganghöhe der Spiralen das abnorme Verhältnis $s : D_1 = 1 : 2$ aufwies.

Als weitere Ergebnisse sollen noch angeführt werden, daß *Considère* bei Versuchen mit ineinandergreifenden Spiralen Festigkeiten von 684 und 768 kg/qcm erzielte, daß bei Versuchen mit spiralarmierten Balken σ_b rechnermäßig sich > 728 kg/qcm erwies, und daß bei den hochinteressanten Bruchversuchen mit in komprimiertem Wasser eingetauchten spiralumschnürten Betonzylindern die Bruchfestigkeit bei 150 Atm. hydrostatischem Drucke auf 935 kg/qcm stieg.

Die Berechnung der Bruchfestigkeit aus $\frac{\text{Bruchlast}}{\text{umschnürte Kernfläche}}$ ist schon dadurch gegeben, daß die außerhalb der Umwicklung noch aus praktischen Gründen vorhandene Betonschale mehr oder weniger lange vor dem Bruch abspringt und dann nur noch der eigentliche Kern für die Lastaufnahme übrig bleibt.

Hinsichtlich dieses Abspringens der äußeren Betonschale wäre zu bemerken, daß nach unseren Stuttgarter Versuchen diejenige Belastung, bei welcher die ersten Schalenrisse sichtbar werden, die Festigkeit des nicht-armierten Betons um durchschnittlich 38% übertrifft. Die Versuche der französ. Kommission ergaben Ähnliches, nämlich 30%, während *Talbot* (Eng. News. Vol. 58. 1907. S. 342 ff.) die beiden Lasten nicht viel von einander verschieden fand.

Die *Talbot'schen* Versuche sind jedoch nicht einwandfrei, einmal weil die umschnürten Säulen keinerlei Längsbewehrung erhielten, dann wurden die Versuche nur in geringer Anzahl vorgenommen und die Proben sehr schlecht hergestellt. Auch war die Länge der Prismen im Verhältnis zu ihrem Querschnitt sehr hoch bemessen. *Considère* hat in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ Heft 6/1910 Seite 154 ff. diese Versuchsergebnisse eingehend kritisiert und an der Hand von Tatsachenmaterial widerlegt.

Soviel steht fest, daß in dem Auftreten dieser ersten Sprünge ein wertvolles Warnungssignal zu erblicken ist. Während bei dem in üblicher Weise armierten Beton das Auftreten der ersten Bruchrisse mit der endgültigen Zerstörung nahezu zusammenfällt (s. v. *Bach*, Versuche A der „Jubiläumsstiftung“),

kann der spiralumschnürte Beton weit über diese Grenze hinaus noch belastet werden, und selbst dann geht der Bruch nicht plötzlich vor sich, sondern vollzieht sich langsam und stetig. Es kann daher bei dem Entwurf spiralumschnürter Konstruktionen ohne Bedenken mit einem kleineren Sicherheitsgrad gerechnet werden. Die im zweiten Teile dieser Schrift niedergelegten behördlichen Vorschriften gestatten auch alle eine günstigere Berechnungsweise für diese Konstruktionen.

Die Stuttgarter Versuche gaben aber auch einen interessanten Vergleich zwischen der Leistungsfähigkeit der Spiralen und derjenigen der Bügel. Die Körper II der „Versuche A“*) sind hinsichtlich Betonquerschnitt, Betonqualität, Längsarmierung und Querarmierung vollständig identisch mit den Körpern V der „Versuche B“. Es ist bei den einen genau dasselbe Eisenquantum in Form von Bügeln vorhanden, als wie bei den andern in Form von Spiralen. Ferner sind identisch: die Körper III „Versuche A“ mit den Körpern VI „Versuche B“, sowie die Körper IV „Versuche A“ mit den Körpern VII „Versuche B“. (Wir legten seinerzeit auf diese Übereinstimmung des Eisenquantums beider Armierungsarten des einwandfreieren Vergleiches wegen Gewicht.) Es wurde ferner zu Gunsten der bügelarmierten Versuchskörper angenommen, daß die Längseisen nur so viel tragen sollen, als wie sie bei einer freien Knicklänge gleich ihrer ganzen Länge aufnehmen können. Das übrige erscheint auf Rechnung der Bügel. Diese Annahme ergab als Wirkungszahlen 1:2,45; 1:2,98 und 1:3,95, also im Mittel 1:3,13, d. h.:

Eine Querarmierung in Form von Spiralen leistet bei gleichem Eisenaufwand rund 3mal mehr als eine Querarmierung in Form von Bügeln.

Dieser Satz drückt somit die Überlegenheit der direkt wirkenden Querarmierung gegenüber der indirekt wirkenden aus.

Ganz bedeutend sind auch die Verkürzungen, die ein spiralumschnürtes Prisma erfährt, ohne zerstört zu werden.

Während beim nichtarmierten Beton Verkürzungen von 1—1,5 mm pro m schon die Einleitung des Bruches bedeuten, sind bei spiralarmierten Prismen Verkürzungen von 17 mm, 24 mm und 42 mm pro stgdm. gemessen worden, ohne daß eine Zerstörung eintrat. Man kann daher sagen:

Der spiralumschnürte Beton verträgt eine 10 bis 20 mal größere Verkürzung, als wie der nichtarmierte. Ohne dabei seinen Zusammenhang zu verlieren!

Dieser Satz berührt eine der merkwürdigsten und interessantesten Erscheinungen, welche bei der Erforschung des spiralumschnürten Betons beobachtet worden sind.

Die seinerzeitige Streitfrage und ihre Erledigung über die Dehnungsfähigkeit des armierten Betons gegenüber dem nichtarmierten Beton bei Zugbeanspruchungen

*) Siehe v. Bach: „Druckversuche mit Eisenbetonkörpern“.

darf wohl hier als bekannt vorausgesetzt werden. Es sei lediglich daran erinnert, daß *Considère* auf Grund seiner damaligen Versuche die Behauptung aufstellte, der armierte Beton besitze eine 10–20 mal größere Dehnungsfähigkeit, als wie der nichtarmierte. Diese Versuche, die auch in „Beton und Eisen“ Heft 5/1903 in erweiterter Form als Ergebnisse größerer Versuche der französischen Regierungskommission veröffentlicht worden sind, begegneten gar bald lebhaftem Widerspruch seitens der deutschen Fachwelt. Professor *Mörsch* hat in seinem Buche: „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung“ 3. Auflage, Seite 56 ff.*) ausführlich diese Angelegenheit behandelt. Die Versuche von Baudirektor v. *Bach* an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Stuttgart, jene von *Kleinlogel*, *Rudeloff* sowie jene amerikanischer Forscher haben die Unhaltbarkeit dieser *Considère*'schen These dargetan.

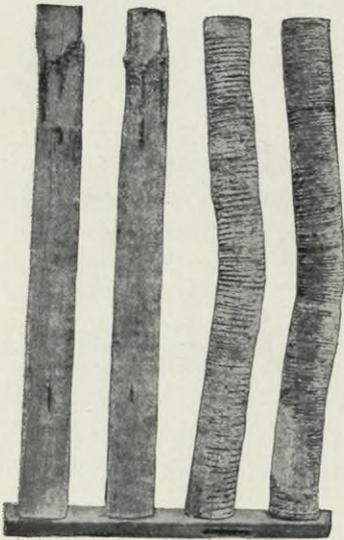


Fig. 6. Plastische Deformation durch zentrischen Druck überanstrengter spiralumschnürter Prismen.

Ganz anders ist es mit der Druckplastizität, also mit der Zusammendrückungsfähigkeit des armierten Betons. Hierin ist der spiralumschnürte Beton jeder anderen Konstruktion weit überlegen. Zum Beweise hierfür seien die in Figur 6 dargestellten Versuchsstücke angeführt. Die dort dargestellten Mörtelprismen, im Mischungsverhältnis 1:3 hergestellt, wurden mit 577 kg/qcm belastet. Sie verstauchten sich dabei zu einer S-Form und erlitten ca. 17% Verkürzung, ohne auf der Außenseite der Krümmung sichtbare Risse zu zeigen. Nach der Entlastung wurden die Prismen von den Spiralen und Längseisen sorgfältig befreit. Man konnte hierbei konstatieren, daß sich die Versuchsstücke ohne Bruch handhaben ließen. Der Beton war weder

zermürbt, noch zermalmt, sondern vollständig kompakt zusammenhängend. Bei dem hierauf vorgenommenen Biegungsversuch trugen dieselben bei der Auflagerung auf 2 Stützen noch eine konzentrierte Belastung entsprechend einer Biegungsspannung von 14,4 kg/qcm, nach der *Navier*'schen Formel gerechnet.

Ein anderes Prisma hatte unter einem Drucke von 490 kg/qcm eine Verkürzung von 6 mm erfahren. Nach Entfernung der Armatur war sein Tragvermögen noch 100 kg/qcm (ohne Abgleichung der Druckflächen).

Ähnliche Ergebnisse hatten unsere eigenen Versuche, bei denen wir spiralumschnürte Prismen bis zu 100 t preßten. Nach Entfernung aller Armatur trugen dieselben noch über 25 t.

*) Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart.

Damit ist bewiesen, daß bei den spiralumschnürten Konstruktionen auch bei weit über die Eigenfestigkeit des Betons hinausgehender Belastung der Zusammenhang der einzelnen Betonteile nicht zerstört wird.

Dieses auf den ersten Blick auffällige Verhalten des spiralumschnürten Betons findet eine Erklärung in der Druckplastizität der Gesteine bei der Gebirgsbildung. Prof. Dr. *Heim* in Zürich bemerkt hierzu folgendes:

„Ein in großer Tiefe liegendes Gesteinsstück ist schließlich weit über seine Eigenfestigkeit hinaus belastet. Es kann aber nicht brechen und nicht weichen, weil es ringsum von gleich stark gepreßtem Material eingeschlossen ist. Seine Tendenz, dem Drucke seitlich auszuweichen, wird es als Seitendruck auf das Nebengestein äußern, was mehr und mehr zu allseitiger hydrostatischer Druckverteilung führt. Unter einer Belastung also, die viel größer ist, als wie die Eigenfestigkeit, muß das Gestein ohne Bruch umformbar sein, denn zur Bildung von Totaltrennungen ist kein Raum da. Wenn nun in diesem latent plastischen Zustande eine neue Kraft hinzutritt, die Dislokation, dann macht sich die Umformung bemerkbar: der Körper deformiert. Man kann also auch sagen: Überlastung macht deformierbar, Dislokation deformiert.“

Diese geologische Tatsache findet in dem spiralumschnürten Beton deswegen eine Analogie, weil durch die Spiralumschnürung in Verbindung mit der Längsarmierung die Dislokation solange unmöglich wird, bis die Eigenfestigkeit des Umschnürungsmaterials erschöpft ist.

Weitere Beispiele für die Richtigkeit und Anwendbarkeit dieser geologischen These sind die Versuche *Considères* mit Prismen unter Wasserdruck (Bericht an die Akademie der Wissenschaften in Paris), jene von *Adams* und *Nicolson* („An Experiment into the flow of Marble“) u. a., bei denen man Glas, kristallinischen Marmor, Granitsteine und andere spröde Materialien bruchlos deformieren konnte. Ganz abgesehen von den in Naturfunden nachgewiesenen bruchlosen Faltungen und Verbiegungen.

Aus allen den erwähnten Versuchen lassen sich also folgende Schlußfolgerungen ziehen:

1. Der Wert der Spiralumschnürung ist gegenüber dem Wert der Längsarmierung bei gleichem Eisenaufwand im Mittel 2,4 mal größer.

2. Die Spiralen kommen erst dann voll zur Wirkung, wenn die Belastung so hoch gesteigert wird, daß sie die Eigenfestigkeit des Betons überschreitet, denn erst dann erfolgt eine größere Querdehnung, die an der mantelförmigen Wirkung der Spiralumschnürung Widerstand findet.

3. Das Verhältnis der Längsverkürzung zur Querdehnung (die sogenannte *Poisson'sche* Zahl) ergab sich nach den Versuchen von *Talbot* für geringe Beanspruchungen etwa mit 1:10 und für hohe Belastungen mit etwa 1:3,5. Der nichtarmierte Beton zeigte bei gleichen Pressungen erheblich größere Querdehnungen, was aus vorstehendem auch leicht erklärlich ist.

Für die Praxis war es nun nötig, auf Grund dieser Versuchsergebnisse eine Formel aufzustellen, die mit möglichster Genauigkeit, Zuverlässigkeit und Einfachheit in der Handhabung, eine rechnungsmäßige Auswertung dieser Konstruktion gestattet. *Considère* hat dieselbe in folgende Fassung gebracht:

$$\text{Bruchlast } B \geq 1,5 K \cdot F_K + 2400 (f_e + 2,4 f_e') \quad (1)$$

Hierin bedeutet:

K die Eigenfestigkeit des nichtarmierten Betons gleicher Zusammensetzung und des gleichen Alters.

F_K den Kernquerschnitt. (Siehe Fig. 4, Seite 8).

2400 die Streckgrenze der Längseisen.*)

f_e den Gesamtquerschnitt der Längseisen.

f_e' den Gesamtquerschnitt gedachter Längsstäbe von gleichem Gewicht, als wie demjenigen der Spiralen, bezogen auf die Höheneinheit.

f_e' wird so gefunden, daß das Gesamtgewicht G der vorhandenen Spiraleisenmengen für die Höheneinheit z. B. für 1,0 m Höhe ermittelt und dann der Querschnitt f_e desjenigen Eisenstabes gesucht wird, dessen Gewicht auf diese Höheneinheit ebenfalls G beträgt.

Bezeichnet man mit g das Gewicht der Spirale pro lfdm. Wicklung in kg ,

D_1 den mittleren Wickeldurchmesser derselben in m

s die Ganghöhe in cm , so muß sein

$$f_e' \cdot 100 \cdot \gamma = \pi D_1 \cdot \frac{100}{s} \cdot g$$

Ein Eisenstab von 1,0 m Länge und 1 qcm Querschnitt wiegt rund 0,78 kg. Somit ist auch

$$f_e' \cdot 0,78 = \pi D_1 \cdot \frac{100}{s} \cdot g$$

Daraus ergibt sich mit der Genauigkeit, mit welcher

$$\frac{\pi \cdot 100}{0,78} = 400 \text{ ist,}$$

$$f_e' = 400 D_1 \cdot \frac{g}{s} \quad (2)$$

Dies ist eine leicht zu handhabende Formel, in welcher D_1 in m , g in kg , und s in cm einzusetzen ist.

Die einzelnen Glieder der *Considère*'schen Formel bedeuten also folgendes:

Das erste Glied ($1,5 K \cdot F_K$) stellt die mit 1,5 multiplizierte Bruchfestigkeit des nichtarmierten Betons dar. *Considère* hat nämlich bei seinen ersten Versuchen gefunden, daß der nach der Pressung von den Spiralen befreite Querschnitt eine um 50% höhere Festigkeit besaß, als wie jener der nicht-armierten Versuchsprismen.

*) Für die Eisen der üblichen Spiralenquerschnitte ist diese Grenze nach Äußerung der kgl. Materialprüfungsanstalt in Stuttgart bis auf 2700 kg/qcm und höher zu rücken.

Das zweite Glied ($2400 \cdot f_e$) enthält den mit der Streckgrenze abschließenden Anteil der Längsweisen am Tragvermögen.

Im dritten Glied ($2400 \cdot 2,4 f_e'$) ist der Anteil der Spiralen am Tragvermögen zum Ausdruck gebracht. Derselbe ist, wie bereits wiederholt erwähnt wurde, 2,4 mal so groß angenommen, als der einer Längsarmierung von gleichem Gewicht.

Diese *Considère'sche* Berechnungsformel ist rein empirisch. Sie stimmt jedoch in den meisten Fällen mit den Versuchsergebnissen gut überein und entspricht also zutreffend den tatsächlichen Verhältnissen.

In der Tabelle auf Seite 16 sind die Versuchsergebnisse der französischen Regierungskommission zahlenmäßig aufgeführt. In den beiden letzten Spalten stehen die nach der *Considère'schen* Formel berechneten und die tatsächlichen Lasten einander gegenüber. Letztere sind bis zu 17% höher, als die Berechnung ergab. Auch bei allen unseren Versuchen konnten wir ein gleich günstiges Ergebnis beobachten.

Aus der *Considère'schen* Formel (1) kann man leicht noch eine Reihe weiterer einfacher Dimensionierungsformeln ableiten. Bezeichnet man mit:

a den Prozentsatz der Längsarmierung bezogen auf den Kernquerschnitt F_K ,

b denjenigen der Spiralarmierung, und mit

B die Bruchlast,

dann ist $B = F_K (1,5 k + 24 a + 57,6 b)$.

Hieraus berechnet sich der Kernquerschnitt F_K zu:

$$F_K = \frac{B}{1,5 k + 24 a + 57,6 b} \quad (3)$$

Setzt man nun $B = 5 P$ (5fache Sicherheit),

so wird

$$F_K = \frac{5 P}{1,5 k + 24 a + 57,6 b} = \frac{P}{0,3 k + 4,8 a + 11,5 b} \quad (4)$$

Nimmt man nun zur überschlägigen Rechnung

$$a = 1\% \text{ von } F_K \quad b = 2\% \text{ von } F_K, \quad k = 180 \text{ kg/qcm}$$

so geht die Formel 4 in den einfachen Ausdruck über

$$F_K = \frac{P}{82} \quad (P \text{ in kg}) \text{ oder} \quad (5)$$

$$F_K = 12,2 P \quad (P \text{ in tonnen}) \quad (5a)$$

Da der Kerndurchmesser D_i meist eher zu ermitteln ist, als wie der Kernquerschnitt, so setzt man weiter:

Versuchsergebnisse der Französischen Regierungskommission.

(Zu den Ausführungen auf Seite 15.)

Querschn. gem	Querschn.- Form	f_e	$f_{e'}$	$f_e + f_{e'}$	$f_e : f_{e'}$	$s : D_1$	Bruchlasten		
		in ‰ von F_K	in ‰ von F_K	in ‰ von F_K			nicht- arm. Beton	spiralarm. Beton	
							berechn.	beobach.	
400	Quadrat	1,44	3,05	4,5	1 : 2,1	1 : 9,2	91,0	314	384
400	„	1,44	3,05	4,5	1 : 2,1	1 : 9,2	97,2	322	409
400	„	1,44	3,05	4,5	1 : 2,1	1 : 9,2	150,2	380	499
400	„	1,44	3,05	4,5	1 : 2,1	1 : 9,2	166,4	400	477
332	Achteck	1,77	4,36	6,1	1 : 2,45	1 : 13,0	242,5	595	618
332	„	1,44	3,21	4,7	1 : 2,23	1 : 9,7	242,5	521	550
332	„	1,13	2,54	3,7	1 : 2,24	1 : 7,7	242,5	475	480
332	„	1,13	1,36	2,5	1 : 1,2	1 : 4,1	198,1	352	382
332	„	1,13	1,41	2,6	1 : 1,25	1 : 6,1	198,1	355	358
332	„	1,77	4,36	6,1	1 : 2,45	1 : 13,0	184,5	522	571
332	„	1,77	4,36	6,1	1 : 2,43	1 : 7,1	184,5	520	550
332	„	1,44	3,21	4,7	1 : 2,23	1 : 9,7	184,5	449	512
332	„	1,13	3,21	4,3	1 : 2,24	1 : 7,7	184,5	404	422
332	„	0,87	2,03	2,9	1 : 2,34	1 : 6,1	184,5	367	371
332	„	1,13	1,36	2,5	1 : 1,2	1 : 4,1	146,9	288	333
332	„	1,13	1,41	2,6	1 : 1,25	1 : 6,1	146,9	292	341

$$\frac{\pi}{4} D_1^2 = F_K = \frac{P}{82}$$

$$\text{Das ergibt: } D_1 = 3,95 \sqrt{P} = \text{rd. } 4 \sqrt{P} \text{ (P in t)}. \quad (6)$$

Für eine Säule, die 100 t Auflast erhalten soll, ergibt sich demnach

$$D_1 = 4 \sqrt{100} = 40 \text{ cm.}$$

Nimmt man auf jeder Seite $2\frac{1}{2}$ cm Überdeckung hinzu, so ist der Durchmesser des dem seckigen Querschnitt einbeschriebenen Kreises $D = 45$ cm. (Siehe Figur 4.)

Ähnlich verhält es sich, wenn man statt F_K den ganzen Betonquerschnitt F_b wissen will, nur muß man dann für das Flächenverhältnis von $F_b : F_K$ eine Annahme machen. Für mittlere achteckige Querschnitte bis zu 40 cm Durchmesser ist dieses Verhältnis mit 1,5 anzunehmen, für größere mit 1,3. Man erhält also für mittlere Querschnitte (bis etwa 40 cm Durchmesser)

$$\begin{aligned} \text{aus } F_b &= 1,5 F_K \\ F_b &= 18,3 P \text{ (P in t)} \end{aligned} \quad (7)$$

für größere Querschnitte (von über 40 cm Durchmesser)

$$\begin{aligned} \text{aus } F_b &= 1,3 F_K \\ F_b &= 15,9 P = \text{rd. } 16 P \text{ (P in t)} \end{aligned} \quad (7a)$$

Da der Inhalt eines regulären Achteckes $F_b = 0,8284 D^2$ ist, so gehen Gleichung 7 und 7a für mittlere Querschnitte in folgende Ausdrücke über:

$$D = \text{rd. } 4,7 \sqrt{P} \text{ (P in tonnen)} \quad (8)$$

für größere Querschnitte

$$D = \text{rd. } 4,4 \sqrt{P} \text{ (P in tonnen)} \quad (8a)$$

Die vorhin erwähnte Säule mit 100 t Nutzlast müßte somit nachstehende Dimensionen und Armierungen erhalten, wenn $K = 180$ kg/qcm, $a = 1\%$ von F_K und $b = 2\%$ von F_K ist:

Kernquerschnitt $F_K = 12,2 P = 1220$ qcm aus Gl. 5a

Kerndurchmesser $D_1 = 4 \sqrt{P} = 40$ cm aus Gl. 6

Gesamtquerschnitt $F_b = \text{rd. } 16 P = \text{rd. } 1600$ qcm aus Gl. 7a

Gesamtdurchmesser $D = 4,4 \sqrt{P} = \text{rd. } 45$ cm aus Gl. 8a

Längsarmierung $a = 1\%$ von $F_K = f_e = 12,2$ qcm

Das erfordert 8 Rundeisen, je 14 mm Φ

Spiralarmierung $b = 2\%$ von $F_K = f_e' = 24,4$ qcm.

Mit Hilfe der Formel 2 erhält man aus diesem f_e' mit $D_1 = 40$ cm $= 0,4$ m und einer angenommenen Ganghöhe von $s = 4$ cm ($\frac{1}{10} D_1$) das Gewicht g der Spirale pro lfdm. Wicklung

$$g = \frac{f_e' \cdot s}{400 \cdot D_1} = \frac{24,4 \cdot 4}{400 \cdot 0,4} = 0,61 \text{ kg.}$$

Dieses Gewicht pro lfdm. Wicklung erfordert eine Rundeisenspirale von 10 mm ϕ .

Von dieser empirischen Formel auf eine exaktere Rechnungsweise übergehend, kann man folgende Annahmen machen:

Ein Blechzylinder sei mit losem, trockenem Sande (kohäsionslos) gefüllt. Der natürliche Böschungswinkel des Füllmaterials sei φ , sein Reibungswinkel mit der Zylinderwand gleich 0.

Unter den gemachten Voraussetzungen ist bei einem auftretenden axialen zentrischen Druck der Seitendruck des Füllmaterials

$$p = \sigma_b \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (9)$$

wenn σ_b den zentrischen, axialen Druck bedeutet.

Die in der Umhüllung entstehende Zugkraft Z wird dann, auf die Höheneinheit bezogen,

$$Z = pR \quad (10)$$

worin R der Radius des Zylinders ist. Setzt man nun den auf die Höheneinheit entfallenden Eisenquerschnitt der Umhüllung mit f_r ein und bezeichnet mit σ_r die zugehörige Ringspannung, so ist

$$Z = f_r \cdot \sigma_r = pR = \sigma_b \cdot R \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (11)$$

und hieraus

$$f_r = \frac{\sigma_b}{\sigma_r} R \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (12)$$

Die Beziehung zwischen Axialspannung und Ringspannung läßt sich aus Gleichung 12 folgendermaßen ableiten:

$$\sigma_r = \sigma_b \frac{R \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)}{f_r} \quad (13)$$

$$\sigma_b = \frac{f_r \cdot \sigma_r}{R \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)} \quad (13a)$$

Da die kreisförmige Querschnittsfläche der zylindrisch angenommenen spiralarmierten Säule

$$F_K = \pi R^2 \text{ ist,}$$

so ergibt sich die Tragkraft T einer spiralum schnürten Säule zu

$$T = \pi R^2 \cdot \sigma_b = \frac{\pi R^2 \cdot f_r \cdot \sigma_r}{R \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)} = \frac{\pi R \cdot f_r \cdot \sigma_r}{\text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)} \quad (14)$$

Diese Gleichung enthält lediglich den Anteil, welchen die Spiralen an der Bruchlast haben. Von einer Längsarmierung sowohl, als auch von der Eigenfestigkeit des Füllmaterials ist hierbei keine Rede.

Vergleicht man nun diese theoretische Rechnungsaufstellung mit der *Considère'schen* Berechnungsformel, so ergibt sich das Folgende:

Die Tragfähigkeit T muß auch sein:

$$T = 2400 \cdot 2,4 f_e' \quad (15)$$

Da nun σ_r aus *Gl. 14* = 2400 gesetzt werden muß und zwischen den beiden Werten f_r und f_e' die sinngemäße Beziehung

$$f_e = f_r \cdot 2\pi R \text{ besteht, so wird} \quad (16)$$

$$\frac{\pi R \cdot f_r \cdot 2400}{\text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)} = 2400 \cdot 2,4 f_r 2\pi R$$

hieraus berechnet sich

$$\text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) = \frac{1}{4,8}$$

$$\text{und es wird } \varphi = \text{rd. } 41^\circ. \quad (17)$$

Es ist hierbei zu bemerken, daß $\varphi = 41^\circ$ der Wirklichkeit ziemlich nahe kommt, da die schiefen Gleitflächen im Beton bisher immer unter einem Winkel von ca. 45° beobachtet wurden.

Will man nun direkt die Leistungsfähigkeit der Spiralen gegenüber jener der Längseisen rechnungsmäßig festlegen, dividiert man also den jeweiligen Eisenanteil an der Lastaufnahme durch das jeweilige Eisenvolumen und setzt die Leistungsfähigkeit der Spiraleisen mit L_1 ein, jene der Längseisen mit L_2 , so erhält man:

a) für die Spiralen

$$L_1 = \frac{\pi R \cdot f_r \cdot \sigma_r}{\text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) f_r \cdot 2\pi R} = \frac{\sigma_r}{2 \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)} \quad (18)$$

b) für die Längseisen von gleichem Gewicht

$$L_2 = \frac{f_e \sigma_e}{f_e} = \sigma_e \quad (19)$$

Das ergibt

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{\sigma_r}{\sigma_e} = \frac{1}{2 \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)} \quad (20)$$

Da nun die Spiraleisen sowohl, als wie auch die Längsstäbe nur bis zur Streckgrenze beansprucht werden können, so kann auch mit genügender Genauigkeit

$$\sigma_r = \sigma_e$$

gesetzt werden. Mit dem aus Gleichung 17 gefundenen Wert für

$$\frac{1}{\text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)}$$

$$\text{ist dann } \frac{L_1}{L_2} = 2,4 \quad (21)$$

Also auch die theoretische Erwägung führt zu dem durch die Übereinstimmung mit den Versuchen in der *Considère'schen* Berechnungsformel festgelegten Satze, daß die Spiralarmierung bei gleichem Eisenaufwand ein 2,4 mal größeres Tragvermögen besitzt, als wie die Armierung durch Längsstäbe.

Es wären nun noch die Größe der Spannungen in einem umschnürten Körper und ihre Beziehungen zu einander zu erforschen. Diese Aufgabe hätte sich hauptsächlich auf folgende Punkte zu erstrecken:

- a) Die Ermittlung der Längsdruckspannung im Beton.
- b) „ „ „ Längsdruckspannung in den Längseisen.
- c) „ „ „ Querspannung im Beton.
- d) „ „ „ Ringzugspannung in den Umschnürungseisen.

Zwei Arbeiten versuchten in letzterer Zeit der wissenschaftlichen Erforschung dieser Fragen näher zu kommen. Die eine ist von Dr. *Koenen*,*) die andere von Prof. *Saliger*.**)

In Kürze können diese beiden Arbeiten wie folgt zusammengefaßt werden:

Dr. *Koenen* geht von den aktiven Kräften aus und bestimmt mittels der Elastizitätstheorie diejenige Längsverkürzung, die ein Körper dann erfährt, wenn seinen Querdehnungen Kräfte entgegenwirken. Er erhält für mittlere axiale Spannungen nur sehr kleine Verringerungen der Längsverkürzungen und demnach auch eine nur geringe Festigkeitserhöhung. Dies ist auch ganz natürlich, da die Spiralen erst dann zur Wirkung kommen, wenn die Eigenfestigkeit des Betons, wie wiederholt erwähnt, überschritten wird. Man findet ja bei allen anderen Eisenbetonkonstruktionen dieselben Analogien: Die Eisenarmierung tritt erst dann statisch in Wirksamkeit, wenn die Betonfestigkeit für die bezügliche Beanspruchung überwunden ist.

Saliger kommt mit seinen Untersuchungen der *Considère'schen* Berechnungsformel ziemlich nahe. Er beschäftigt sich mehr mit dem Bruchstadium und geht davon aus, daß die von einer bestimmten Längskraft hervorgerufene Querdehnung nach ihrer Entstehung durch die Umschnürung auf ein kleineres Maß zurückgeführt wird. Seine Berechnungsformeln zerfallen in einen von der Stärke der Umschnürung unabhängigen Teil (Eigenfestigkeit des Betons) und in einen von dieser abhängigen Teil.

Die sämtlichen Berechnungsarten harren jedoch, wie oben erwähnt, noch jener Feststellungen, die sich erst auf Grund eingehender Messungen ergeben können. Diese Messungen müßten sich nach obigem auf die genaue Festlegung der jeweiligen Längenänderungen des Betons und des Eisens sowohl in axialer

*) Querverstärkung gedrückter Eisenbetonkörper und ihre wissenschaftliche Begründung, Zentralblatt der Bauverwaltung No. 16/1907.

***) Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst Heft 25/04, Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen Heft 5/1904 und Heft 1/1905, Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen über Zement etc. No. 16/07 und vornehmlich Rundschau für Technik und Wirtschaft 1908.

Richtung, als auch in der Querdehnung (senkrecht hierzu) erstrecken. Dann müßten mit möglichst gleichem Beton Vergleichungsversuche angestellt werden zwischen dem nichtarmierten Beton, dem spiralumschnürten und dem nur mit Längseisen armierten Beton. Die Vergleichen der hieraus gefolgerten theoretischen Betrachtungen könnten dann Grundlagen bilden für die wissenschaftliche Festlegung und Begründung der Festigkeiten des spiralumschnürten Betons.

Bisher wurden nur die Umschnürungen allgemein behandelt, ohne auf die Querschnittsform der Spirale näher einzugehen. Die ursprünglichen Versuche *Considères* sind bekanntlich nur mit kreisrunden Spiralen ausgeführt worden. Vielfach wurde daher angenommen, daß die von *Considère* und anderen Forschern erzielten günstige Ergebnisse nur mit den konzentrisch gewickelten Spiralen, also mit jenen, die im Grundriß einen Kreis bilden, erreicht werden können. Dies ist jedoch keineswegs der Fall. Es darf als eine lediglich praktische Maßnahme betrachtet werden, daß die bisherigen Versuche nur mit dieser Spiralenform vorgenommen wurden, denn die runde Spirale ließ sich in den Anfängen leichter exakt herstellen, als wie eine vier-eckige oder polygonale.

Wir haben von Anfang an die Bedeutung erkannt, die unserer spiralenumschnürten Konstruktion innewohnt, wenn die technischen Schwierigkeiten bezüglich der Herstellung beliebig polygonal gewickelter Spiralen überwunden wären. Die Anpassungen unserer Konstruktionen an die verschiedensten Erfordernisse der einzelnen Bauanlagen würden dann ganz außergewöhnliche sein.

Nachdem nun diese Frage geklärt ist und wir heute geeignete Vorrichtungen besitzen, jede beliebige Spirale Grundrißform zu wickeln, haben wir keinen Augenblick gezögert, auch diese Spiralenumschnürungen eingehenden Versuchen zu unterwerfen. Die bisherigen Versuche, die mit Serien von je drei Körpern vorgenommen wurden unter Variierung der verschiedensten Verhältnisse hinsichtlich Eisenmenge überhaupt, sowie Längseisen zu Spiraleisen, Ganghöhe etc. hatten dieselben Ergebnisse, als wie die Versuche mit konzentrisch gewickelten Spiralen. Auch hier blieb die berechnete Last (nach der *Considère'schen* Formel) erheblich unter der beobachteten Last.

Weitere Vergleichs-Versuche in dieser Hinsicht sind an der Materialprüfungsanstalt Stuttgart im Gang.

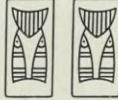
Aufgrund aller dieser Ergebnisse haben wir folgende „Vorläufige Konstruktionsgrundsätze“ für die Herstellung spiralumschnürter Eisenbetonkonstruktionen aufgestellt:

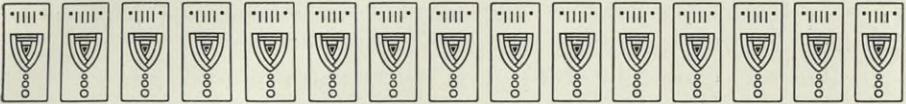
1. Die Gesamteisenmenge der spiralumschnürten Konstruktionen (Längseisen + Spiralen) soll nicht unter 1,5% und nicht über 8% des Kernquerschnittes betragen. Nur konzentrisch angeordnete oder ineinandergreifende Spiralen dürfen letzteres Maß überschreiten.

2. Die Längseisen sollen in ihrer Eisenmenge zu der Spiraleisenmenge in einem Verhältnis von 1:1 bis 1:3 stehen.

3. Das Verhältnis der Ganghöhe s zum Kerndurchmesser (mittleren Wickeldurchmesser) D_1 , also $s:D_1$ soll bei einer Spiraleisenmenge bis 20% des Kernquerschnittes etwa $1/7-1/8$, bei höherer Spiralarmerung $1/8-1/10$ sein.

4. Dünnere und enger gewickelte Spiralen besitzen bei gleichem Eisen-
aufwand eine größere Tragfähigkeit, als wie stärkere Spiraleisen mit größerer
Ganghöhe.





2. Behördliche Vorschriften.

a) Deutschland.

Preußen.

Ministerialerlaß des Kgl. Preußischen
Ministeriums der öffentlichen Arbeiten
vom 18. September 1909, betreffend
Säulen aus umschnürtem Beton. :: ::

Der auf unsere Eingabe hin erschienene Runderlaß hat folgenden Wortlaut:
„Neuerdings werden bei Bauausführungen mehrfach Säulen aus eisenumschnürtem Beton nach einer von A. Considère hierfür angegebenen Ausbildungsweise in Anwendung gebracht. Der Zulassung solcher Säulen will ich nicht entgegen sein, wenn dabei die nachstehende Berechnungsweise zugrunde gelegt wird:

Ist F_b der gesamte Betonquerschnitt,

F_e der gesamte Querschnitt der senkrechten Eiseneinlage,

F_s' der Querschnitt einer gedachten, ebenfalls senkrechten Eiseneinlage, der entsteht, wenn die in der steigenden Einheit der Säule vorhandene Eisenmenge der Umschnürung in eine auf die gleiche Länge mit gleicher Menge angenommene Längseinlage umgewandelt ist,

so wird mit dem hieraus gebildeten ideellen Säulenquerschnitte

$$F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_s'$$

die zulässige Belastung P der Säule bestimmt aus $P = \sigma_b \cdot F_i$, worin σ_b die nach den bestehenden Vorschriften zulässige Druckspannung des Betons in Stützen bedeutet.

Der aus vorstehender Formel entstehende größere Querschnitt F_i wird jedoch nur so lange gestattet, als er über $2 F_b$ nicht hinausgeht.

Als Anhalt für die Berechnungsweise der umschnürten Säulen dient folgendes Beispiel:

Eine Säule von 45 cm Durchmesser und $F_b = 1590$ qcm, hat 6 Längseinlagen von je 2,0 cm Durchmesser oder $F_e = 6 \cdot 3,14 = 18,84$ qcm. Die um die Längseisen laufende Umschnürung hat bei 40 cm Durchmesser der Spiralringe auf das steigende Meter Säule 20 Eisenringe von je 1,4 cm Durchmesser und

$F_s = 1,54$ qcm, so daß für das steigende Meter Säule F_s' sich aus der Gleichung ergibt:

$$F_s' \cdot 1,0 = 20 \cdot 3,14 \cdot 0,40 \cdot 1,54 = 38,68 \text{ qcm und mithin}$$

$$F_i = 1590 + 15 \cdot 18,84 + 30 \cdot 38,68 = 3033 \text{ qcm} < 2 \cdot 1590 = 3180 \text{ qcm.}$$

Haben die Probewürfel eine Druckfestigkeit von 200 kg/qcm besessen, so ist eine zulässige Druckspannung der Säule von $\frac{200}{10} = 20$ kg/qcm vorhanden, und es kann somit eine Belastung der Säule zugelassen werden

$$P = 20 \cdot 3,033 = 60,7 \text{ t.}$$

Die Knickfestigkeit ist nach den bestehenden Vorschriften*) nachzuweisen. Diese lauten hierfür:

In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knickung ist fünffache Sicherheit nachzuweisen.

Außerdem erschien im „Zentralblatt der Bauverwaltung“ No. 1/1910 eine Ergänzung zu diesem Erlaß. Dieselbe lautet:

„In Ergänzung meiner Rundverfügung vom 18. September ds. Js. — III B. 8. 332 B. D. A. I. D. 16786 — die Zulassung von Säulen aus eisenumschnürtem Beton betreffend, weise ich darauf hin, daß das dort angegebene Rechenverfahren nicht allein bei Ausführungen nach der *Considère*'schen Ausbildungsweise, sondern ebenso auch bei anderen spiralartigen Querbewehrungen zu Grunde zu legen ist, die auf die Tragfähigkeit des Eisenbetons dieselbe Wirkung ausüben.“

Da aber alle spiralartigen Querbewehrungen unter das *Considère*'sche Patent fallen, so erweitert dieser Ergänzungserlaß nur die vorangeführte Rechnungsweise auch auf unsere viereckig- oder beliebig polygonal gewickelten Spiralen.

Der diesbezügliche Entscheid des Kaiserlichen Patentamtes bei Erörterung der Streitfrage, ob das *Considère*'sche Patent lediglich zylindrisch konzentrisch gewickelte Spiralen umfasse, lautet:

„Den Gründen des Zurückweisungsbeschlusses der Anmeldeabteilung müsse beigetreten werden. Weder in der Beschreibung, noch im Patentanspruch des Hauptpatentes 149 944 (*Considère*) des Beschwerdeführers ist auf nur kreisrunde Kerne Bezug genommen, sondern es wird ganz allgemein von Betonkörpern gesprochen. Und wenn in der Beschreibung des Hauptpatentes gesagt ist (Zeile 28—30), „ferner muß die Metallspirale ganz um den Beton herumgeführt werden usw.“, so versteht es sich von selbst, daß die Metallumwicklung bei andern als runden Querschnitten den jeweilig vorhandenen Querschnittsformen angepaßt werden muß. Auch die Übertragung auf langgestreckte Querschnittsformen in der Art, daß mehrere Metallspiralen angewendet werden, (Patentanspruch 2 in der Beschwerdeschrift), sowie die Anwendung verschiedener Kombinationen in der Führung der Metallspiralen (Patentanspruch 3 in der Beschwerde-

*) Runderlaß desselben Ministeriums vom 24. Mai 1907. § 16 Ziff. 4.

schrift) kennzeichnen sich nicht mehr als Erfindungen, sondern lediglich als fachmännische Maßnahmen ohne überraschendes Ergebnis.“

Demnach sind alle viereckigen oder beliebig polygonale Spiralenwicklungen durch das *Consideré'sche* Patent geschützt.

* * *

Württemberg. (Kgl. Württ. Staatseisenbahnen.)

Vorschriften für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten
1909.

Auszug.

Die Eiseneinlagen der Stützen müssen mindestens 1,0% des Gesamtquerschnitts betragen. Durch Querverbindungen (Bügel) ist die Lage der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander zu sichern. Der Abstand dieser Bügel ist annähernd gleich der kleinsten Dicke der Stütze zu wählen, darf jedoch nicht über das 30fache der Stärke der Längsstäbe messen.

Bei Säulen mit spiralförmiger Armierung über den Längsstäben kann die Druckfestigkeit des Betons mit dem 1,3fachen der gewöhnlichen Druckfestigkeit und die Tragfähigkeit der in Form von Spiralen eingelegten Eisenmengen mit dem 2,4fachen der Tragfähigkeit der gleichen Eisenmenge in Form von Längsstäben in Rechnung gestellt werden.

Die zulässige Belastung ist sonach

$$1,3 \cdot \sigma_b \cdot F_b + \sigma_e \cdot (f_e + 2,4 f_e')$$

Hierin bedeutet

F_b den gesamten Betonquerschnitt,

f_e den Querschnitt der Längsstäbe,

f_e' den Querschnitt gedachter Längsstäbe von gleichem Gewicht, als wie demjenigen der Spiralen.

σ_b die zulässige Inanspruchnahme des Betons für Säulen,

σ_e die zulässige Inanspruchnahme des Eisens.

Die Ganghöhe der Spiralen ist zu $1/7$ der Säulenstärke anzunehmen.

Zulässige Materialspannungen.

Die zulässige Spannung richtet sich nach der Druckfestigkeit des zur Verwendung gelangenden Materials. In der Voraussetzung, daß der verwendete Beton nach 28tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von mindestens 180—200 kg/qcm und das Eisen eine Zugfestigkeit von 3800—4000 kg besitzt, sollen bei Anwendung der vorstehend gegebenen Berechnungsweise die folgenden Betonspannungen nicht überschritten werden:

auf Druck bei Biegung 40 kg/qcm

auf unmittelbaren Druck 35 „

(Bei Bauteilen, die starken Erschütterungen ausgesetzt sind, verringern sich die zulässigen Beanspruchungen um je 10 kg/qcm.)

b) Ausland.

Frankreich.

Ministère des Travaux Publics des Postes
et des Télégraphes. Instructions relatives
à l'emploi du Béton armé. (20. Oct. 1906.)

Auszug.

Artikel 4. Die zulässige Druckspannung des Betons bei armierten Konstruktionsteilen darf 28% der Druckfestigkeit gleichartigen, 90 Tage alten Betons nicht überschreiten.

Bei jedem Entwurf ist der diesbezügliche Nachweis der Betondruckfestigkeit auf Grund von Bruchversuchen mit Würfeln von 20 cm Seitenlänge zu erbringen.

Artikel 5. Handelt es sich um Beton mit Spiralarmatur oder mit solchen Querverbindungen, die in wirksamer Weise der Querdehnung entgegenwirken, so ist es gestattet, die in Artikel 4 angegebene obere Grenze der zulässigen Druckspannung mehr oder weniger zu erhöhen, je nach der auf die Querarmatur verwendeten Eisenmenge und dem aus der betreffenden Anordnung zu erwartenden Wirksamkeitsgrad derselben. Keinenfalls aber darf diese neue zulässige Druckspannung höher liegen als 60% der in Art. 4 näher bezeichneten Betondruckfestigkeit.

Erläuterungen zu Art. 5. Neben der Verwendung des Eisens als Längsarmatur sollte namentlich auch dessen Verwertung als Querarmatur mehr in Betracht gezogen werden, um die infolge der axialen Kräfte auftretenden Querdehnungen zu verhindern. Der Widerstand des Betons gegen Druck nimmt dann in ganz bedeutendem Maße zu und die Druckfestigkeit erreicht, wenn die Querarmatur aus einer genügend eng gewickelten Spirale besteht, Werte, die man zuvor nicht vermuten, sondern nur auf experimentellem Wege feststellen konnte. Selbstverständlich darf dann auch, je nach der für die Querarmatur aufgewendeten Eisenmenge und deren Anordnung, die zulässige Druckspannung erhöht werden. Absolute Grenzen hierfür festzulegen erscheint jedoch nicht angebracht. Vielmehr ist der sicherste Weg derjenige der vergleichweisen Bruchbelastung von Beton ohne Querarmatur und von Beton mit derjenigen Querarmierung (Umschnürung), die man bei den Bauteilen selbst in Anwendung bringen will. Man kann dann so mit Sicherheit die entsprechende Erhöhung der zulässigen Spannung annehmen.

Die von der Kommission gemachten Versuche gestatten jedenfalls die Annahme, daß die Druckfestigkeit eines mit Querarmatur oder Spiralen-Umschnürung versehenen Betonprismas den Wert

$$P \left(i + m' \frac{V'}{V} \right)$$

erreicht, wenn P die Druckfestigkeit des nichtarmierten Prismas, V' das

Volumen der Quer- oder Spiralarmatur und V das Volumen des Betons auf dieselbe Höheneinheit ist. m' ist ein mit dem Wirkungsgrad des zwischen dem Längseisen hergestellten Verbandes wechselnder Coëfficient. Besteht dieser Verband aus einer Querarmatur, deren Horizontalprojektion sich als Rechteck darstellt (Bügel), so kann m' zu 8 bis 15 angenommen werden. Die untere Grenze entspricht dem Fall, wo der Abstand der Querverbindung gleich der kleinsten Querdimension des Prismas ist, die obere Grenze gilt für einen solchen Abstand von höchstens $\frac{1}{3}$ des eben erwähnten Kleinstmaßes.

Besteht die Querarmatur aus einer Spiralenumschnürung mit größerer oder geringerer Ganghöhe, so kann m' zu 15—32 angenommen werden. Die untere Grenze bezieht sich auf Ganghöhen bis zu $\frac{2}{3}$ der kleinsten Querdimension. Das Maximum kann eingesetzt werden, wenn:

Die Ganghöhe = $\frac{1}{5}$ der kleinsten Querdimension ist und die axiale Druckbeanspruchung 50 kg/qcm beträgt, oder

Die Ganghöhe = $\frac{1}{8}$ der kleinsten Querdimension ist und die axiale Druckbeanspruchung 100 kg/qcm beträgt.

Die vorstehenden Angaben gelten mit der Einschränkung, daß die zulässige Druckbeanspruchung unter keinen Umständen 60% der Druckfestigkeit des nichtarmierten Betons, wie in Artikel 4 näher beschrieben, überschreitet. Diese Bestimmungen verhindern, daß die zulässige Beanspruchung über die Hälfte desjenigen axialen Druckes hinausgeht, bei welchem die ersten Oberflächenrisse im armierten Beton sichtbar werden. Auf Grund der Versuche der Kommission kann angenommen werden, daß diese Risse bei einer Beanspruchung auftreten, welche bis 25—60% höher liegt, als wie die Druckfestigkeit des nichtarmierten Betons beträgt.

Nach den französischen Vorschriften kann die für eine spiralarmierte Säule zulässige Last P nach der Formel gerechnet werden:

$$P = 50 \left(i + m' \frac{V'}{V} \right) (F_b + nF_e)$$

wobei 50 die für armierten Beton zulässige Betonpressung in kg/qcm ist.

Ferner bedeutet:

m' den in den Erläuterungen zu Art. 5 näher gekennzeichneten Coëfficienten
 V' das Volumen der Spiralarmierung pro Höheneinheit (einfacher mit F_e' bezeichnet)

V das Volumen des Betons pro Höheneinheit (besser mit F_b' bezeichnet)

F_b den Betonquerschnitt

$n = \frac{E_e}{E_b}$ das Verhältnis der Elastizitätsziffern von Eisen und Beton

F_e den Querschnitt der Längseisen.

Schweiz.

Normen für die Projektierung, Ausführung und Kontrolle von Bauten in armiertem Beton.

Auszug.

Art. 8 a) Absatz III.

Nur Säulen und Druckglieder mit Eiseneinlagen von mindestens 0,6% ihres minimalen Querschnittes dürfen als armiert betrachtet und berechnet werden.

Art. 8, b)

Bilden die Querverbindungen richtige Umschnürungen im Abstand von höchstens $\frac{1}{6}$ ihres Durchmessers, so darf das vierundzwanzigfache des Querschnittes einer Längsarmierung von gleichem Volumen als auf Druck mitwirkend in Rechnung gebracht werden.

Art. 8, c)

Der nach § 8, a und b ermittelte ideelle Querschnitt des Druckgliedes darf das Doppelte des Querschnittes des Betons bei umschnürtem Beton und das Anderthalbfache des Querschnittes des armierten, jedoch nicht umschnürten Beton nicht überschreiten.

Art. 8, d)

Voraussetzung für das Mitwirken der Längseisen auf Druck ist das Vorhandensein von Querarmierungen, deren Abstand nicht größer, als wie der zwanzigfache Durchmesser der dünnsten Stangen und auch nicht größer, als wie die schmalste Seite des Querschnittes sein darf.

Art. 9, b)

Die zulässigen Spannungen sind folgendermaßen festgesetzt:

Für Beton auf Druck 35 kg/qcm

Für Eisen auf Druck 700 kg/qcm

Für Eisen auf Zug $(1300 - 5 \sigma_{zb})$ kg/qcm

wobei σ_{zb} die ermittelte theoretische Zugspannung des Betons unter Annahme eines homogenen Materials bedeutet.

* * *

Österreich.

Regierungsvorschriften von 1907 betreffend die Herstellung von Tragwerken aus Stampfbeton oder Betoneisen.

Auszug.

5. Bei Druckgliedern aus Betoneisen muß die Fläche der Längseisen in jedem Querschnitte mindestens 0,8 vom Hundert der ganzen Querschnittsfläche betragen; macht die genannte Eisenfläche mehr als 2 vom Hundert dieser

ganzen Querschnittsfläche aus, so darf der Mehrbetrag an Fläche der Längseisen über 2 vom Hundert nur mit dem vierten Teile in Rechnung gebracht werden.

6. Bei Druckgliedern aus Betoneisen, in welchen außer Längseinlagen auch schraubenförmig gewundene, durchlaufende Quereinlagen angeordnet sind (umschnürter Beton), ist zur Bestimmung der Druckspannung infolge zentrischen Drucks eine ideelle Querschnittsfläche anzunehmen von:

$$F_i = F_b + 15 F_e + 30 F_n$$

wobei F_b den vollen Betonquerschnitt, F_e die Querschnittsfläche der Längseisen und F_n die Querschnittsfläche eines gedachten Längseisens bedeutet, dessen Gewicht für die Längeneinheit gleich ist dem der schraubenförmigen Quereinlage. Als Grenze für F_i wird der kleinere der Werte 1,4 ($F_b + 15 F_e$) oder 1,7 F_b in Rechnung gestellt.

Die Ganghöhe der Schraubenwindungen darf höchstens ein Fünftel des kleinsten, durch den Schwerpunkt des Querschnittes gezogenen Durchmessers betragen.

Die zulässigen Spannungen in Tragwerken aus Betoneisen sind nach den verschiedenen Mischungsverhältnissen wie folgt festgelegt:

a) bei Hochbauten.

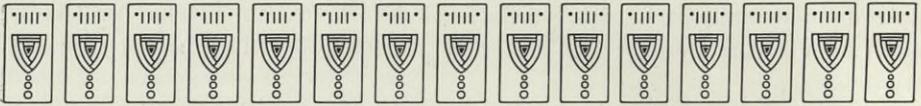
1 m ³ Gemenge von Sand und Steinmaterial mit	Zulässige Spannung in kg/qcm		
	im Falle der Biegung und bei exzentrischem Druck		bei zentrischem Druck
	Druck	Zug	Druck
470 kg Portlandzement (1 : 3)	40	24	28
350 kg Portlandzement (1 : 4)	36	23	25
280 kg Portlandzement (1 : 5)	32	21,5	22

b) bei Straßenbrücken

(wobei l die Stützweite der Tragwerke in m bedeutet *)

370 kg Portlandzement (1 : 3)	$33 + 0,2 l$	$19 + 0,1 l$ (≤ 22)	25
350 kg Portlandzement (1 : 4)	$29 + 0,2 l$	$18 + 0,1 l$ (≤ 21)	22
280 kg Portlandzement (1 : 5)	$25 + 0,2 l$	$16,5 + 0,1 l$ ($\leq 19,5$)	19

*) Für Pfeiler und Säulen ist l als das Mittel aus den Stützweiten der angrenzenden Felder aufzufassen.



3. Praktische Anwendung.

Nachdem in Vorstehendem die Entstehung des spiralumschnürten Betons, seine wissenschaftliche Erforschung und Berechnungsweise, sowie seine vorläufigen Konstruktionsgrundsätze und die einschlägigen behördlichen Bestimmungen ausführlich erörtert wurden, sollen nachfolgend einige Beispiele ausgeführter Bauten in dieser Konstruktionsart beschrieben werden.

Trotz der verhältnismäßig kurzen Zeit, die seit Einführung des spiralumschnürten Betons in der Praxis verflossen ist, kann dessen Anwendung eine sehr ausgedehnte genannt werden.

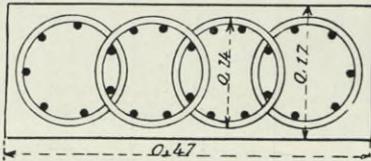


Fig. 7.

Konstruktive Anordnungen für spiralumschnürte Körper bei hohen Lasten.

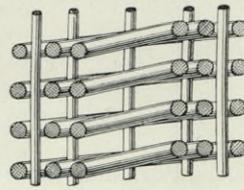
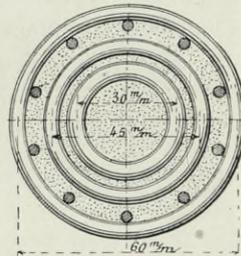


Fig. 8.

In Fig. 7 ist ein Gewölbebogen im Querschnitt detailliert, bei welchem ineinander geschobene Spiralen die Tragfähigkeit ganz bedeutend erhöhen. Durch den starken Eisenaufwand würde sich die Ausführung in der Praxis wohl etwas teuer gestalten, doch das kann dort keine Rolle spielen, wo eine stark eingeeengte Konstruktionshöhe zur Verfügung steht und große Lasten übertragen werden sollen. Es ist ohne weiteres klar, daß derartige Konstruktionen eine ausgesprochene Elastizität besitzen und also namentlich dort zu empfehlen sind, wo starke Vibrationen auftreten.

Fig. 8 zeigt den Grundriß und den Querschnitt einer stark armierten zentrisch belasteten Säule in spiralumschnürtem Beton. Derartige stark

armierte Konstruktionen kommen natürlich nur in Ausnahmefällen zur Anwendung, ebenfalls dort, wo ganz außerordentlich hohe Lasten event. unter Einwirkung von Erschütterungen zu übertragen sind.

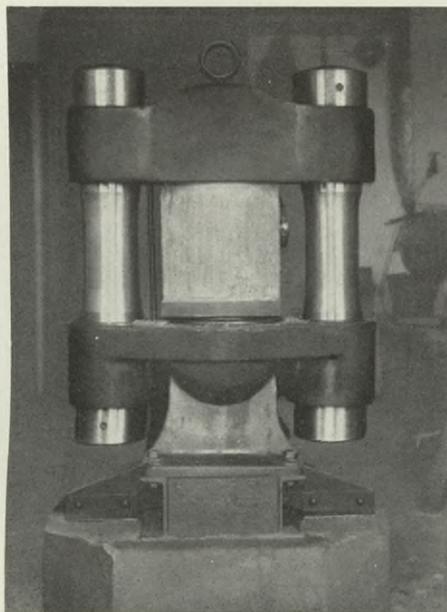


Fig. 9. Ein konzentrisch umschnürter Körper unter der Druckpresse.

Fig. 9 veranschaulicht einen armierten Versuchskörper unter der Presse. Trotzdem die Belastung das übliche Maß gewöhnlich armierter Prismen bereits überschritten hat, ist an dem Versuchskörper kein Riß oder eine sonstige Deformationserscheinung wahrzunehmen.

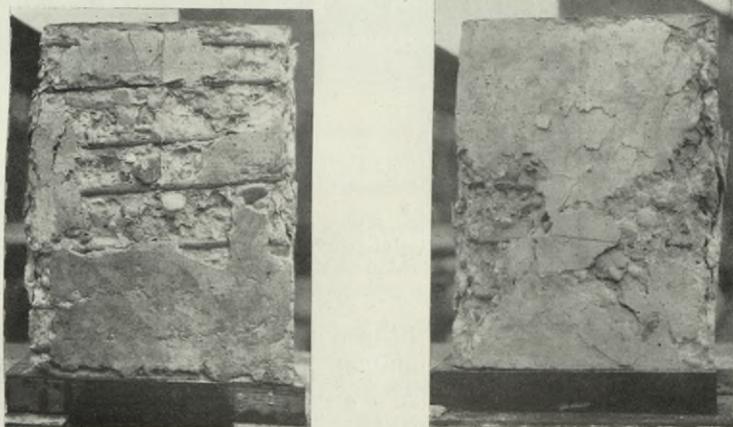


Fig. 10. Versuchskörper mit viereckig gewickelten Spiralen nach der Druckprobe.

In Fig. 10 zeigen wir 2 Prismen einer Versuchsreihe mit viereckiger Spiralenwicklung. Wir führen diese Konstruktionsausbildung in neuester Zeit sehr viel aus, da durch die verschiedenen Formen der Spiralenwicklungen eine bessere Anpassung an alle vorkommenden Bauerfordernisse ermöglicht wird. Es ist bereits im ersten Teile bei Erörterung der runden Spiralen auf das gleich günstige Verhalten der viereckigen Spiralen hingewiesen worden, sodaß

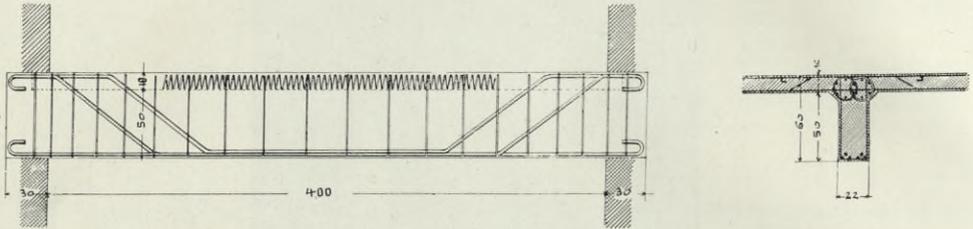


Fig. 11. Konstruktive Anordnung der Spiralumschnürung für auf Biegung beanspruchte Körper.

an dieser Stelle ein weiteres Eingehen auf die bezüglichlichen Tragverhältnisse sich erübrigt. Auch bei den abgebildeten Versuchskörpern ergab sich die überraschende Tatsache, daß trotz der wiederholten Belastungen keine Kernzerstörung eintrat, sondern daß die Umschnürung tatsächlich den Kern als eine unverletzte, kompakte Masse zusammenhielt, der sogar weiter erhärtet.

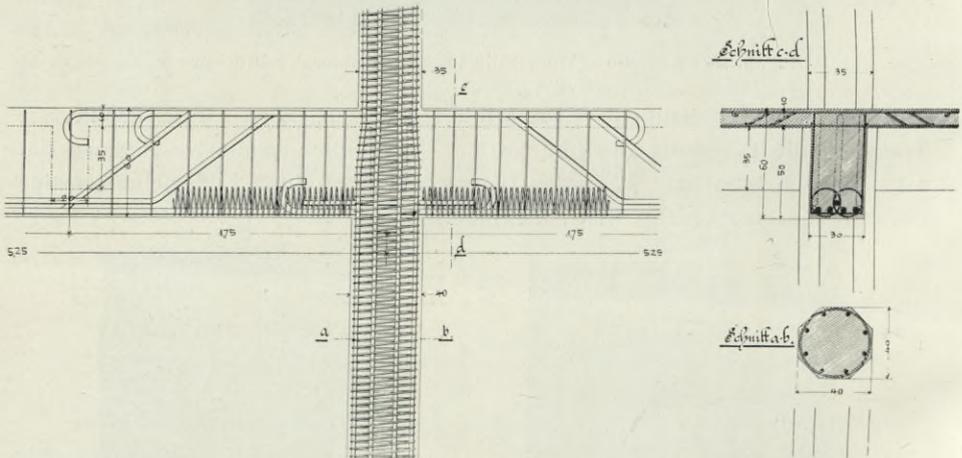


Fig. 12. Konstruktive Anordnung der Spiralumschnürung für auf Biegung beanspruchte Körper. (Kontinuierlicher Träger mit Anschluß an eine spiralmumschnürte Säule.)

Wir hatten nämlich einige dieser Körper nach den Versuchen beiseite gestellt und später gelegentlich wieder unter die Presse genommen. Dabei zeigten sich Festigkeitszunahmen bis zu 30% der früheren Festigkeiten.

Fig. 11 und 12 veranschaulichen Konstruktionen, die im Hochbauwesen große Vorteile sichern. Die dort gezeigte Anwendung der Spiralarmierung für

Unterzüge und Träger befähigt diese Konstruktionsglieder zu ganz außerordentlich hohen Lastübertragungen. Bei einem derartigen Versuche wurden die Zugzonen eines frei aufliegenden Balkens mit 6 Längsstäben von je 30 mm Durchmesser bewehrt. Die Druckzone erhielt eine Verstärkungseinlage von zwei ineinander greifenden Spiralen aus je 7 mm starkem Rundeisen. Diese Spiralen hatten einen Kerndurchmesser D_1 von 150 mm und eine Ganghöhe variierend zwischen 20 und 30 mm. In die Spiralen waren 10 Längseisen von je 6 mm Durchmesser eingeordnet. Die Betonmischung bestand aus 350 kg Zement auf 1200 l Sand und Kies. Bei der Belastungsprobe konnten die



Fig. 13. Spiralarmierte Träger in der Papierfabrik Neuß.

Balken nicht zum Bruch gebracht werden: infolge der außerordentlichen Dehnung der Armierung in der Zugzone und wegen der davon herrührenden großen Biegung des Balkens mußte der Versuch ohne Zerstörung abgebrochen werden. Während des Versuches war zu beobachten, daß die Risse sich nach und nach in der Zugzone bis zu einem Abstände von ca. 7 cm, von der Oberkante gemessen, fortpflanzten. Die äußere Betonschale war abgeplatzt, soweit sie die Spiralen überdeckte. Der Druck überschritt 102000 kg und war von dem Querschnitt des umschnürten Betons aufzunehmen. Dieser berechnet sich aus der Formel $\frac{P}{\frac{1}{2} F}$ zu $\frac{102000}{28 \cdot 6^{1/2}} = \text{rd.}$

560 kg pro qcm (rd. 182 qcm Fläche).*) Diese Erhöhung der Widerstandsfähigkeit ohne Querschnittsvergrößerung ist im Hochbau insofern sehr wichtig, als durch Einlage von solchen Spiralarmierungen an den Säulen bzw. Hauptträgern die Vouten fortfallen oder zum mindesten wesentlich geringer in den Abmessungen gehalten werden können. Durch die Einlage der Spiralen können die bei kontinuierlichen Balken über den Stützen auftretenden negativen Momente nicht derart zur Wirkung kommen, daß eine Vergrößerung des Querschnittes erforderlich wäre.



Fig. 14. Einbringen einer Spiralarmierung in die Schalung für eine Säule.

Ein Beispiel dieser Art ist die in Fig. 13 abgebildete Fabrikanlage der Papierfabrik in Neuß. Dort waren sehr geringe Konstruktionshöhen verfügbar, sodaß die Anordnung von Vouten nur in äußerst beschränktem Umfange vorgesehen werden konnte. Durch die vorerwähnte Spiraleinlage war es möglich, mit durchaus günstiger Wirkung diesen konstruktiven Einschränkungen zu begegnen.

*) Weitere Versuche siehe Prof. Mörsch: „Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung“, III. Auflage, Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart.

Wie bereits im 1. Teile ausgeführt wurde, kommt die besonders günstige Wirkung der Spiralumschnürungen bei den zentrisch bezw. axial belasteten Eisenbetonkonstruktionen ausgesprochen zur Wirkung. Hierzu zählen vor-

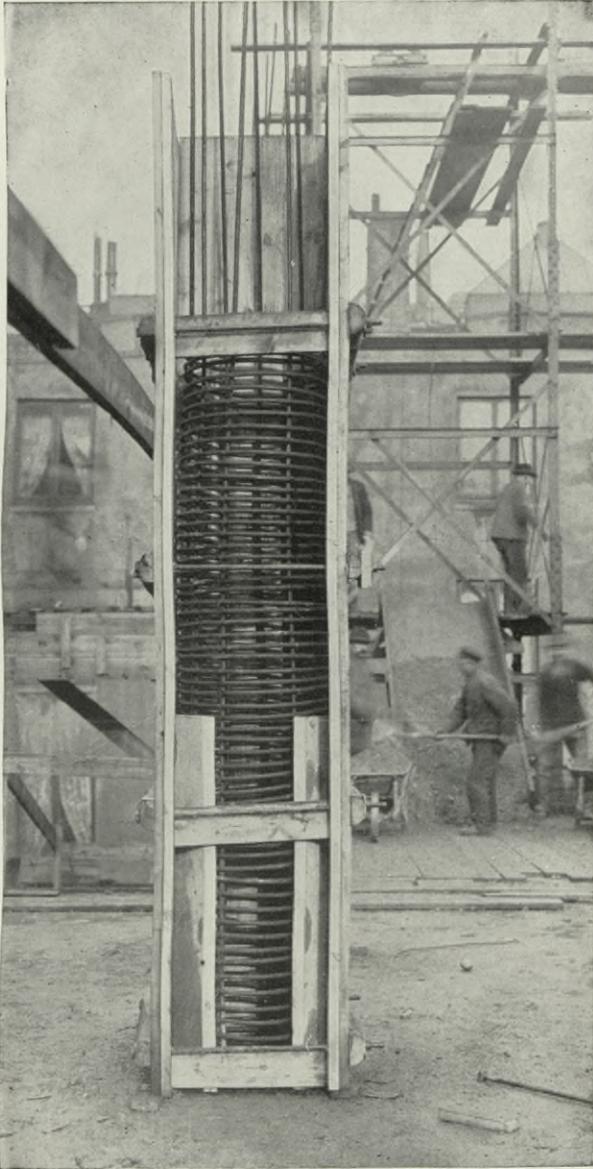


Fig. 15. Konzentrisch gewickelte Spirale in der Schalung für eine Säule.

nehmlich Säulen und Pfähle. Die Spiralengeflechte werden hierbei vorher fertiggestellt und dann in die Schalung eingerückt.

Fig. 14 zeigt ein derartiges Beispiel: Das Einbringen eines fertigen Spiralflechtes für eine Säule in die Schalung. Aus diesem Bilde kann auch die Steifigkeit des Eisengerippes deutlich ersehen werden. Im Hintergrunde befinden sich zwei nahe zusammenstehende, fertig betonierte spiralschnürte Säulen. Dieses Bild stammt von dem Bauplatze des Fabrikneubaues *Gebr. Adt A. G.* in Forbach. Die Spiralen sind hier polygonal² gewickelt.



Fig. 16. Verlängerung einer spiralschnürten Säule.

In Fig. 15 ist eine konzentrisch gewickelte Spirale, fertig zum Betonieren, in die Schalung einer Säule eingebracht. Die Aufnahme ist von dem Neubau der Firma *Bosch* in Stuttgart.

Figur 16 zeigt die Verlängerung einer spiralschnürten Säule in ein höheres Stockwerk und den gleichzeitigen Übergang von dem unteren, stärkeren Querschnitt in den oberen, schwächeren. Dieses Bild stammt vom Neubau der *Singer-Manufacturing Co.* in Wittenberge bei Berlin. Aus beiden Bildern ist die sichere und bequeme Betonierungsmöglichkeit solcher Säulenarmierungen ersichtlich. Man läßt lediglich eine der Viereck- oder Polygonal-

seiten der Säule offen und betoniert dann, unter jeweiliger Ergänzung der Schalung in Stampfschichthöhen an dieser Seite, die Säulen hoch.

Figur 17 behandelt die Ausführung des Neubaus „Papyrus“, Aktiengesellschaft in Mannheim-Waldhof. Hier waren durch die einseitigen hohen Kranlasten ganz besonders starke Konsolenarmierungen vorzusehen, die behufs günstiger Mitwirkung der Gesamtarmatur in zweckentsprechender Weise mit der Spiralarmierung der Säulen verbunden wurden. Auf dem Bilde sieht man die bis in Höhe des Konsolansatzes fertig betonierte Säule und darüber die sehr

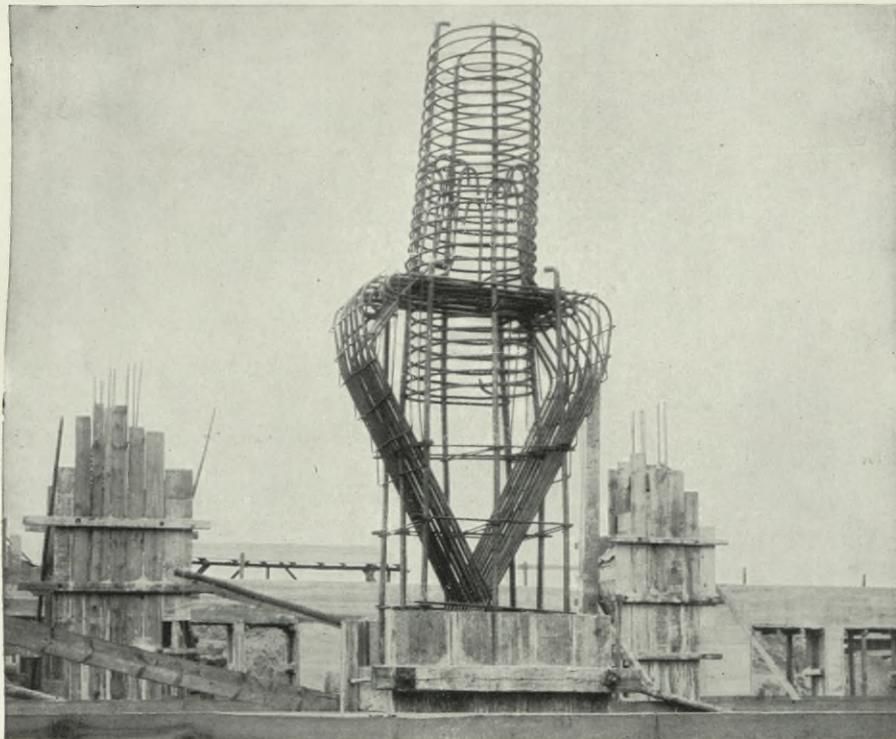


Fig. 17. Konstruktive Ausbildung einer besonders stark exzentrisch beanspruchten spiralarmierten Säule mit eingebundener Konsolarmierung für eine Kranbahn.

instruktive Armierung. Im Hintergrund sind zwei fertig betonierte Säulen zu sehen.

Figur 18 veranschaulicht das innere dieses Baues mit aufgelegten Kranbahnen.

Figur 19, 20 und 21 geben Teile des Neubaus für die Firma Schröder in Hamburg wieder und zwar ist in Bild 19 die Außenansicht mit den spiralarmierten Frontsäulen zu sehen und in den nächsten beiden Abbildungen Ansichten der Innenräume. Es zeigt sich hier die günstige räumliche Wirkung solcher dünnen Säulen. Man kann ruhig behaupten, daß ohne die Anwendung der spiralarmierten

armierten Konstruktion die Räume nicht einen so luftigen Eindruck hervorrufen würden. Aber erst beim Gegenüberstellen der erforderlichen viel stärkeren Eisenbetonsäulen nach anderen Armierungssystemen würde der deutlichste Beweis zu Gunsten der spiralarmierten Säulen geliefert werden. Gerade bei Industriebauten spielt die Weiträumigkeit der Anlagen eine große Rolle und diese kann durch unsere spiralumschnürten Säulen am günstigsten gefördert werden.

In gleicher Weise veranschaulichen die folgenden beiden Bilder, Figur 22 und 23, die den Neubau für die Firma *Bosch* in Stuttgart betreffen, diese Vorzüge der spiralumschnürten Konstruktionen.



Fig. 18. Innenansicht des Neubaus für die „Papyrus“ A.-G. in Mannheim-Waldhof mit spiralumschnürten Säulen für hohe zentrische und exzentrische Lasten.

Figur 24 zeigt einen ähnlichen Industriebau, als wie Figur 18, hinsichtlich der einseitigen Belastung spiralumschnürter Eisenbetonsäulen. Es ist die Innenansicht der Montagenhalle für die elektrotechnische Fabrik der Firma *Bosch* in Feuerbach. Die zweigeschoßigen, doppelt exzentrisch beanspruchten Säulen fallen durch ihre schlanke Form ohne weiteres auf und es bedarf wohl keiner weiteren Erläuterung, wenn wir behaupten, daß ohne die Anwendung des spiralumschnürten Eisenbetons der Querschnitt ein bedeutend größerer geworden wäre.

Figur 25 und 26 geben Außen- und Innenansichten des Neubaus für die *Singer-Manufacturing Co.* in Wittenberge wieder. Auch auf diese trifft das

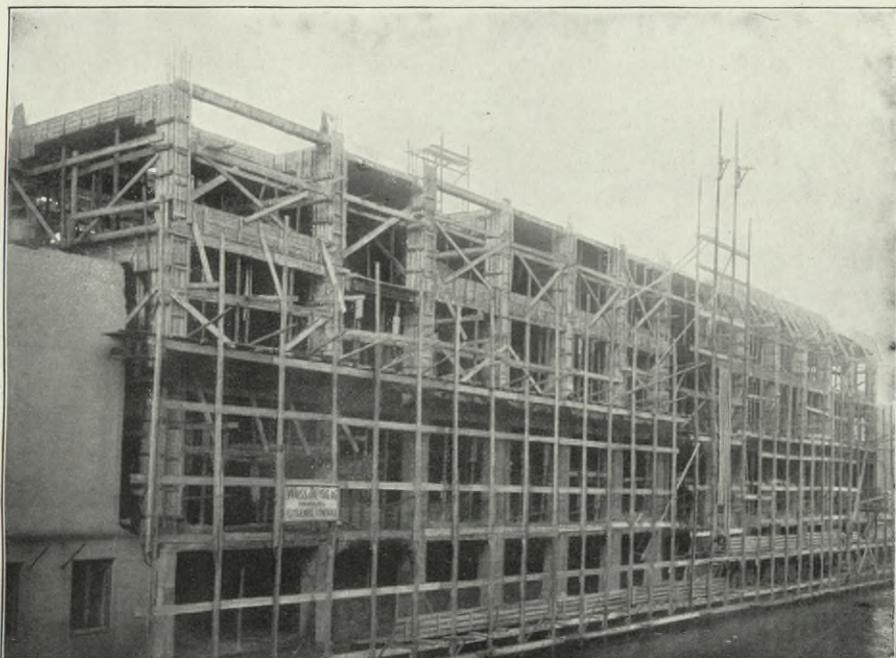


Fig. 19. Neubau *Schröder-Hamburg*. Außenansicht mit spiralumschnürten Frontsäulen.



Fig. 20. Innenansicht des Untergeschosses im Neubau *Schröder-Hamburg* mit spiralumschnürten stark belasteten Tragsäulen.

vorhin gesagte in gleicher Weise zu, als wie auf das nächste Bild, Figur 27, welches eine Ansicht des Webereigebäudes für die Firma *Stephanus, Leipnitz & Co.* in Seifhennersdorf mit besonders schlanken Säulen in spiralumschnürtem Beton darstellt.

In Figur 28 sind die schwer belasteten spiralumschnürten Säulen eines Ölkellers in Mannheim veranschaulicht. Auch hier überrascht die schlanke Ausführung gegenüber der schon durch die starken Unterzüge ausgedrückten großen Lastwirkung.



Fig. 21. Neubau *Schröder-Hamburg*. Innenansicht des Obergeschosses mit sehr schlanken spiralumschnürten Säulen.

Figur 29 behandelt eine weitere Spezialausführung der spiralumschnürten Konstruktionen: die Anwendung derselben für die Fundierung stark vibrierender, schnell laufender Maschinen. Das Beispiel betrifft die Fundamente für die Turbodynamos des Elektrizitätswerkes in Erfurt. Die dortige Maschine hat 1500 Umdrehungen in der Minute und trotzdem dieselbe im ersten halben Jahre unruhig lief, wurden die Erschütterungen vermöge der großen Elastizität der spiralumschnürten Konstruktionen vollständig aufgehoben. Die Fundamentkeller werden durch die geringen Abmessungen der spiralumschnürten Konstruktion sehr übersichtlich, hell und leicht begehbar. Die Nebenmaschinen, wie

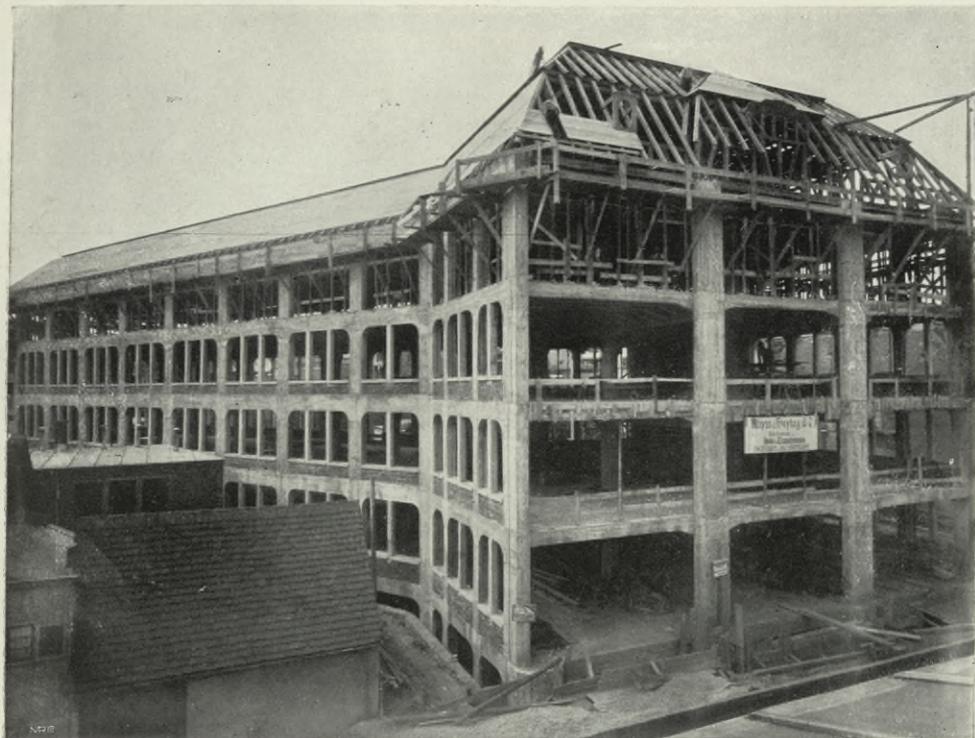


Fig. 22. Außenansicht des Neubaus für die Firma *Bosch-Stuttgart* mit spiralumschnürten Säulen.

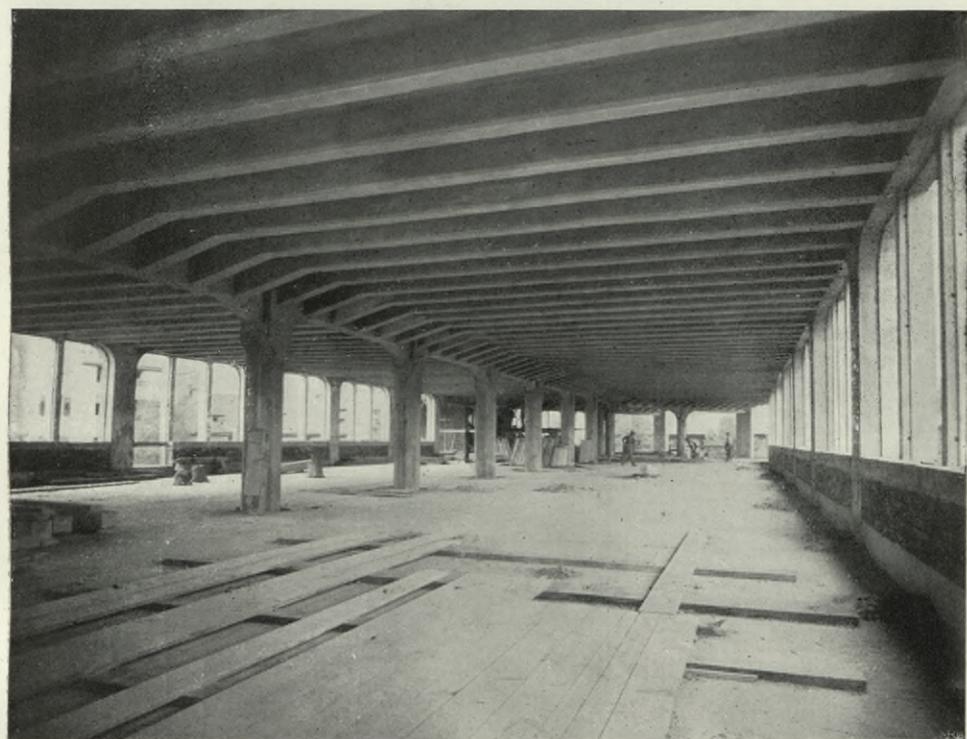


Fig. 23. Innenansicht des Baues Fig. 22.

Pumpen etc., sind dadurch leicht zugänglich und die ganze Anlage ist bequem sauber zu halten.



Fig. 24. Innenansicht des Neubaues für die Firma *Bosch-Feuerbach*. Montagenhalle mit stark belasteten spiralumschnürten Säulen.



Fig. 25. Gesamtansicht des Neubaues der Firma *Singer Manufacturing Co.* in Wittenberge mit spiralumschnürten Säulen.

Keine andere Konstruktion hat für diese Anlagen die gleichen Vorzüge aufzuweisen. In neuerer Zeit wird daher auch mit Vorliebe unsere spiralumschnürte Konstruktion für derartige Objekte bevorzugt.



Fig. 26. Innenansicht des Neubaues Fig. 25.

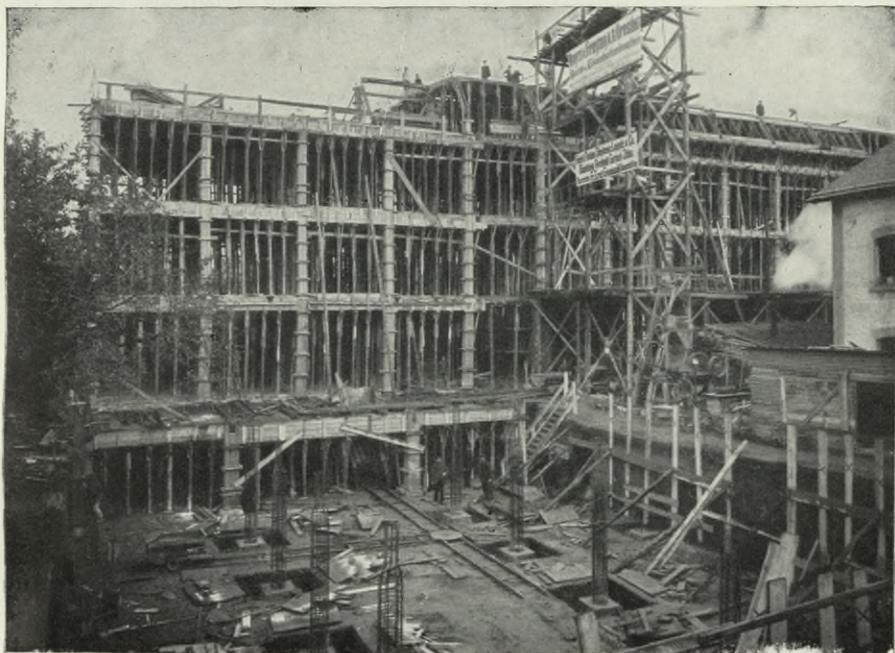


Fig. 27. Außenansicht des Webereigebäudes der Firma *Stephanus, Leipzig & Co.* in Seithennersdorf mit spiralumschnürten Säulen.



Fig. 28. Ölkeller in Mannheim mit schwer belasteten spiralumschnürten Säulen.

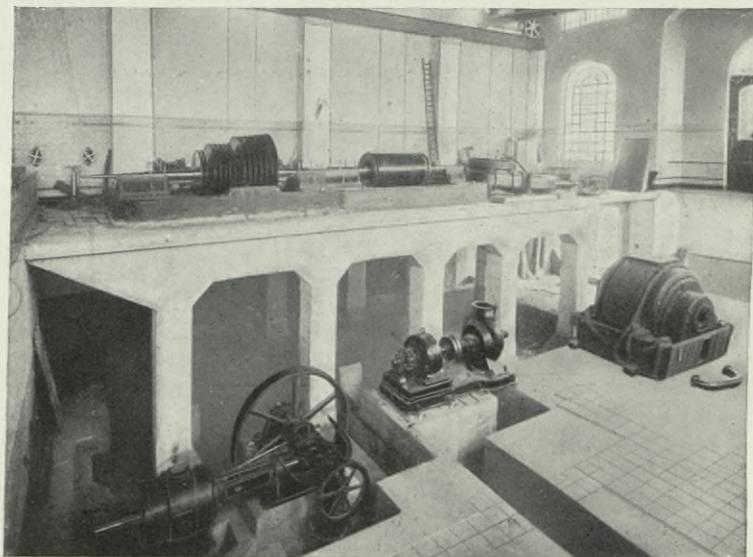


Fig. 29. Turbodynamofundamente für die Elektrizitätswerke in Erfurt in spiralumschnürter Konstruktion.

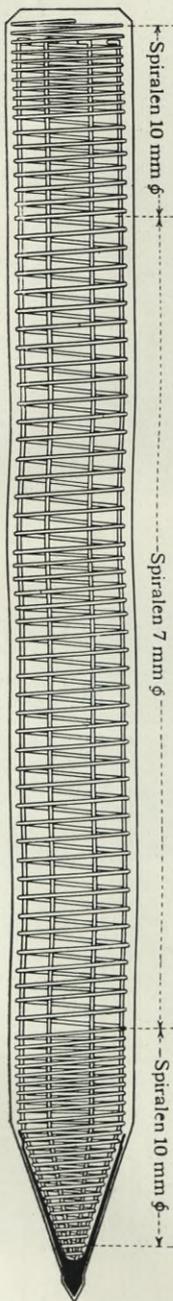
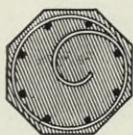


Fig. 30. Spiralumschnürter Pfahl.

Es ist in vorstehenden Ausführungen nur je ein charakteristisches Beispiel für die Anwendung des umschnürten Betons in den verschiedenen Industriehochbauten erläutert. Eine erschöpfende Darstellung würde weit über den Rahmen dieser Veröffentlichungen hinausgehen und es sei daher auf ein anderes Anwendungsgebiet für diese Konstruktionen übergegangen. Wir nennen zunächst die Ausführung spiralumschnürter Pfähle.

Figur 30 veranschaulicht die Konstruktion eines solchen Pfahles. Die Spiralen sind am Kopf und an der Spitze etwas enger und stärker gehalten, weil dort beim Rammen des Pfahles die größten Widerstände auftreten. Die spiralarmierten Pfähle garantieren ein absolut sicheres Absenken, ohne irgend welche Risse und Absplitterungen, trotzdem sie ohne jede elastische Zwischenlage gerammt werden. Die elastische Zwischenlage, die bei den gewöhnlichen Eisenbetonpfählen unerlässlich ist und auch dann den Bruch des Pfahles mit Sicherheit nicht verhütet, vermindert die Stoßwirkung, was wiederum erhöhte Rammkosten zur Folge hat. Sie verzögert ferner das schlanke Eindringen des Pfahles und täuscht dadurch sehr leicht das endgültige Widerstandsvermögen, das der Pfahl findet. Diese Übelstände sind bei dem spiralumschnürten Betonpfahl mit direkter Rammung nicht vorhanden.

Unsere sämtlichen Pfahlrammungen haben bisher ein äußerst günstiges Ergebnis in den verschiedensten Bodenarten geliefert. Im Nachfolgenden seien die Herstellung und einzelne dieser Ausführungen mit Bildern erläutert.

Die Herstellung geschieht in einfachster Weise. Auf einer, in Figur 31 dargestellten Wickelmaschine werden die Spiralen, von der Spitze anfangend, für den Pfahl maschinell gewickelt. Sodann werden dieselben in der vorgeschriebenen Ganghöhe an die Längseisen festgeknüpft, wie Figur 32 zeigt. Hierauf erfolgt das Einbringen dieser Gerippe liegend in die Pfahlformen, und das Betonieren derselben nach Figur 33. Nach dem Ausschalen kommen die Pfähle bis zur Verwendung auf Lager, wie ein solches für den Kursaal in Kannstadt in Figur 34 und für das Gaswerk (Gasometerfundation) in Grasbrook bei Hamburg in Figur 35 dargestellt ist. Neben den großen axialen Drücken vermögen solche Pfähle noch einen großen Widerstand gegen seitliche Bodenpressungen etc.

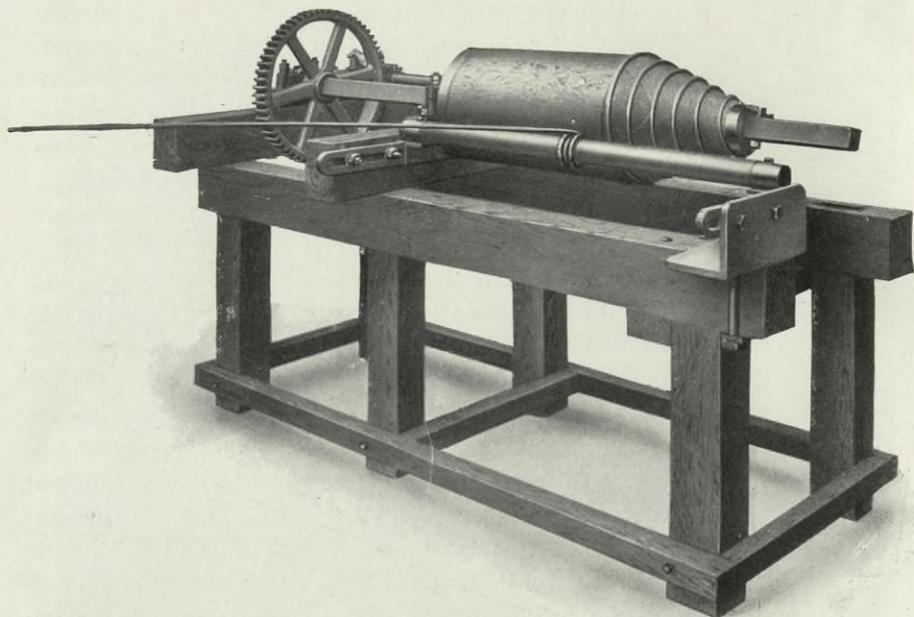


Fig. 31. Spiralenwickelmaschine für die Pfähle. (Pfahlspitze.)

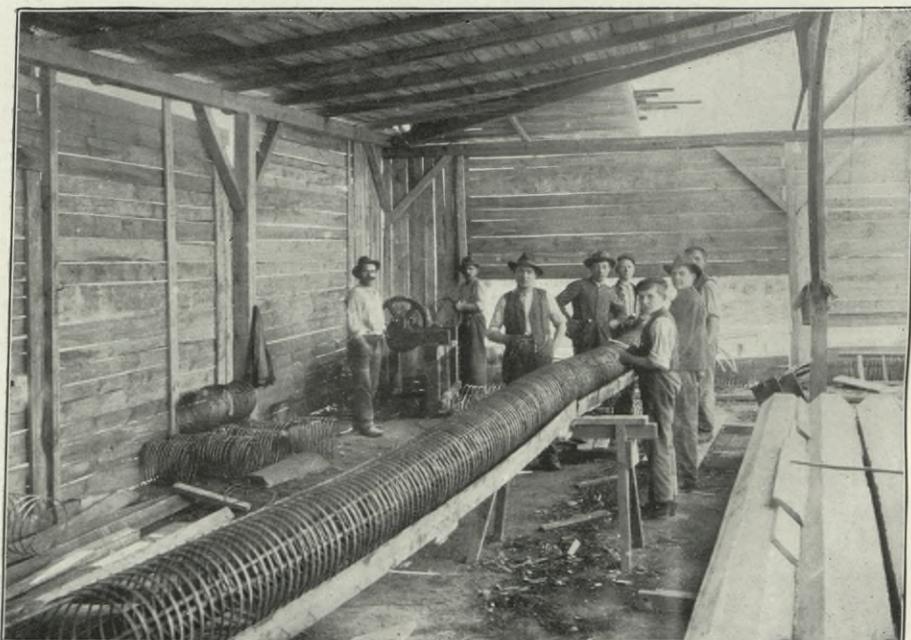


Fig. 32. Knüpfung der Spiralen an die Längseisen.



Fig. 33. Betonieren der spiralumschnürten Eisenbetonpfähle.



Fig. 34. Pfahlager spiralumschnürter Eisenbetonpfähle für die Kursaalfundamente in Kannstadt.

auszuüben. Dieses kommt namentlich zur Geltung bei den schräg gerammten Zugpfählen.

Figur 36 und 37 zeigen das Rammen der Eisenbetonpfähle. Im ersteren Bilde wird der Pfahl an der Ramme hochgezogen und in letzterem ohne elastische Zwischenlage direkt gerammt. Die Pfähle gehen hier senkrecht in den Boden, es sind also Tragpfähle. Die Aufnahme stammt von der Gründung des vorerwähnten Kursaaes in Kannstadt.

Die nächsten beiden Bilder Figur 38 und 39 veranschaulichen das Rammen spiralumschnürter Pfähle in schräger Richtung beim Neubau der Fußgänger-



Fig. 35. Lager spiralumschnürter Eisenbetonpfähle für das *Gaswerk Grasbrook* bei Hamburg.

brücke am Ostbahnhof in Frankfurt a. M. Auf dem ersteren Bilde ist der Beginn des Rammens dargestellt, auf dem letzteren der nahezu eingetriebene Pfahl.

Figur 40 zeigt Pfähle dieser Rammung nach dem Rammen ausgegraben. Es sind sowohl die senkrechten Tragpfähle, als auch die schrägen Zugpfähle zu sehen. Interessant ist hier der Nachweis der vorerwähnten Unversehrtheit der Pfähle nach dem Rammen.

Figur 41 gibt ein weiteres Bild von einer Rammung spiralarmierter Pfähle und zwar für die Bauten auf der Eisenbahnstrecke Oberhausen (Rheinland)-Wesel. An der Ramme hängt ein hochgezogener Pfahl, zum Einschlagen fertig, wohingegen im Vordergrund eine Reihe eng geschlagener Pfähle zu sehen sind. Man kann deutlich beobachten, daß keinerlei Verletzungen der spiralumschnürten Pfähle, trotz der direkten Rammung, vorgekommen sind.

Eine interessante Pfahlgründung behandeln die Fig. 42 und 43. Sie veranschaulichen die Bauausführungen der Landungsbrücke in Bagnoli bei Neapel. Dieser Landungssteg wurde bis zu 8 m Wassertiefe ins Meer hinausgerückt, um das Anlegen großer Schiffe zu ermöglichen. Da auf



Fig. 36. Hochziehen eines spiralumschnürten Eisenbetonpfahles durch die Ramme.



Fig. 37. Rammen eines spiralumschnürten Eisenbetonpfahles.

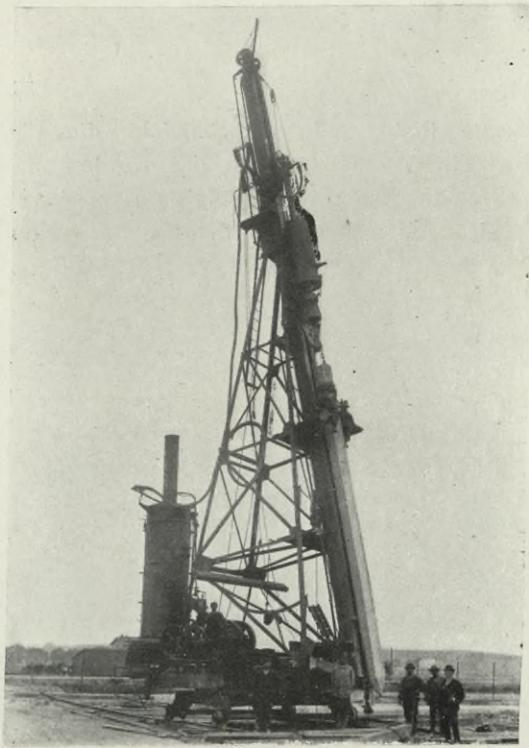


Fig. 38. Spiralumschnürter Pfahl schräg gerammt bei dem Baue der Fußgängerbrücke am neuen Ostbahnhof in Frankfurt a. M. Beginn des Rammens.

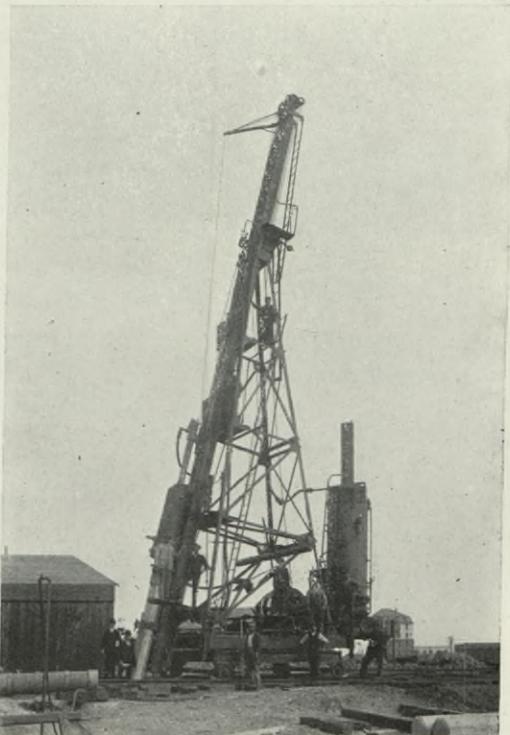


Fig. 39. Spiralumschnürter Pfahl schräg gerammt bei dem Baue der Fußgängerbrücke am neuen Ostbahnhof in Frankfurt a. M. Nahezu eingetriebener Pfahl.

dem Landungssteg größere maschinelle Entladevorrichtungen aufgestellt wurden, und die Angriffe des Meeres durch Wellenschlag ziemlich erheblich sind, mußte die Konstruktion sehr sicher und kräftig gewählt werden. Die Pfähle erhielten durchschnittlich 16 m Länge und wurden mittels eines Rammbaren von 2500 kg Gewicht unter Zuhilfenahme einer Wasserspülung mit 15 Atm. Überdruck gerammt. Die Spüleinrichtung war erforderlich, da der festgelagerte Sand jeder direkten Rammarbeit widerstand. Das Versetzen der Pfähle erfolgte auf einem eigenen Krane vom Schiff aus, wohingegen das Rammen

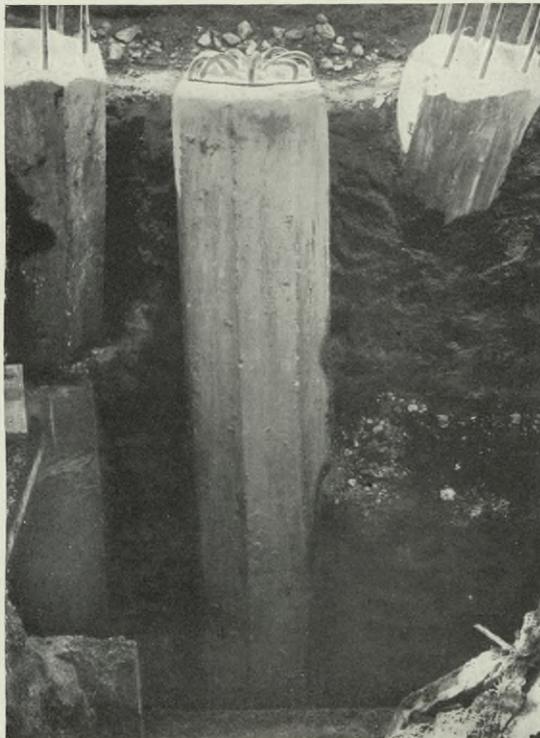


Fig. 40. Ausgegrabene spiralumschnürte Eisenbetonpfähle vom Neubau der Fußgängerbrücke am Ostbahnhof in Frankfurt a. M.

durch Vorschieben der Ramme auf bereits geschlagenen Pfählen (siehe Figur 42) geschah. Trotz der schwierigen Bodenverhältnisse konnten sämtliche Pfähle, ohne zu deformieren, gerammt werden. (Siehe Fig. 43.)

Ein weiteres Gebiet für die Anwendung des umschnürten Betons sind die Brückenbauten. In Frankreich werden heute fast alle stark belasteten Konstruktionsteile bei Balken- und Bogenbrücken in spiralumschnürtem Eisenbeton ausgeführt. Auch bei uns in Deutschland werden für diese Konstruktionen, bei denen eine ausgesprochene Elastizität sehr günstig zur Wir-

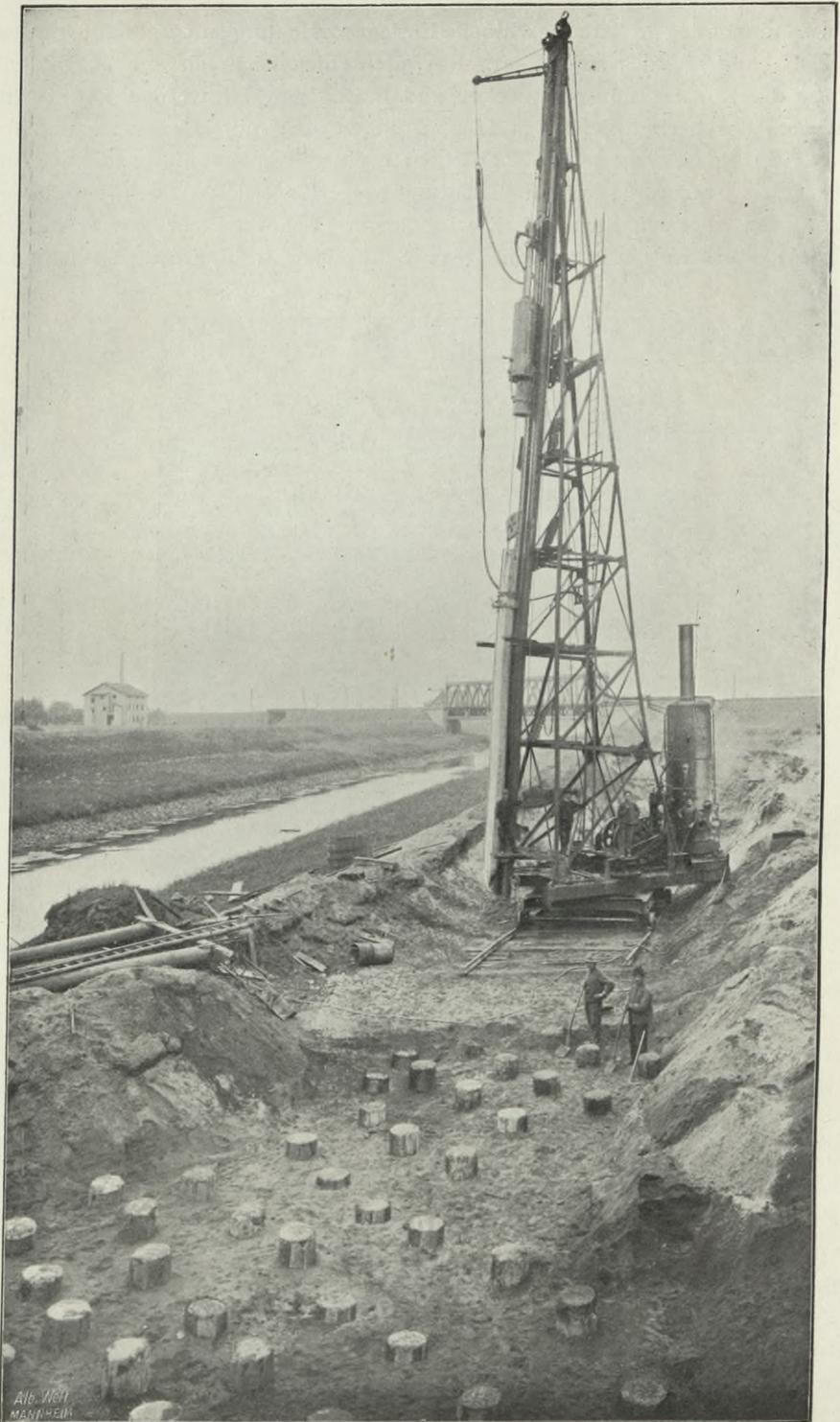


Fig. 41. Rammung spiralumschnürter Eisenbetonpfähle auf der Eisenbahnstrecke
Oberhausen (Rheinland)-Wesel.

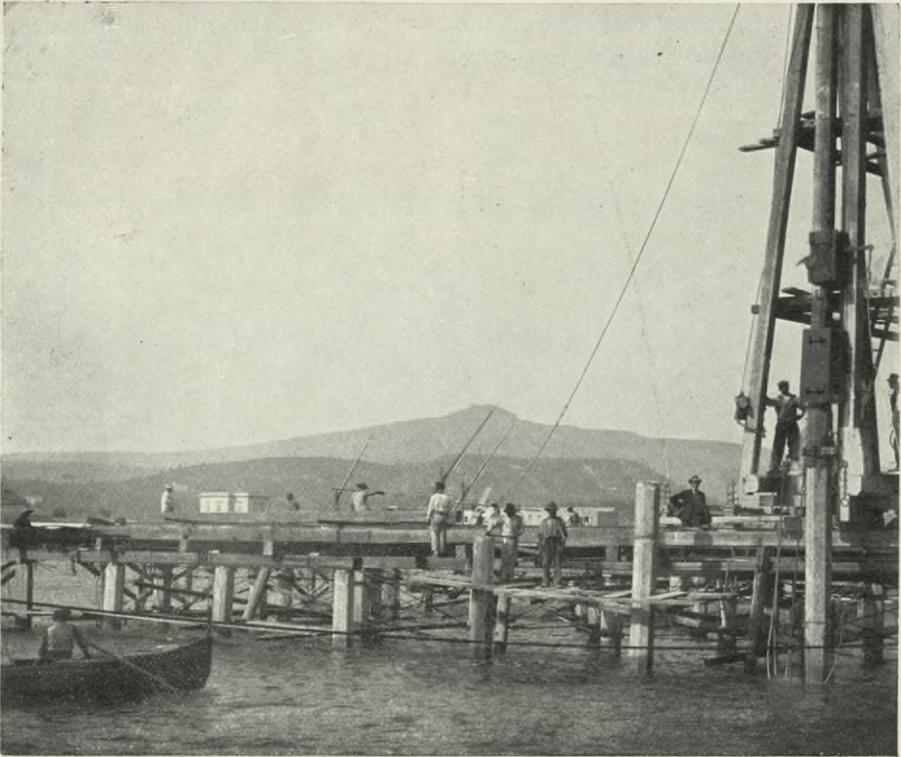


Fig. 42. Rammung spiralumschnürter Eisenbetonpfähle für die Landungsbrücke in Bagnoli.



Fig. 43. Ohne elastische Zwischenlage gerammte spiralumschnürte Eisenbetonpfähle im Meere bei Bagnoli für die Anlage Fig. 42.

Staatseisenbahnen in Tübingen. Fig. 46 endlich gibt die fertig betonierte Brücke ohne Aufbauten und Geländer wieder.

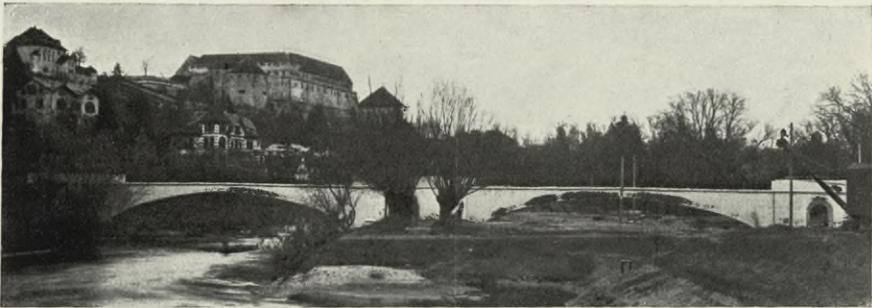


Fig. 46. Ansicht der Brücke Fig. 45 nach dem Ausschalen.

Alle hier aufgeführten Bauten sind durch uns betätigt worden. Wir haben deren Anführung für notwendig gehalten, um in einem möglichst engen Rahmen durch ausgeführte Beispiele die in dem ersten Teile der vorliegenden Schrift niedergelegte Theorie beweiskräftig zu gestalten.



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

19.5

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

 L. inw. 33195

Kdn., Czapskich 4 — 678. 1. XII. 52. 10.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000305715