

Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 78 (1960)
Heft: 10

Artikel: Zur Berechnung von Flachgründungen
Autor: Schnitter, Gerold
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-64851>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 23.02.2026

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

Tabelle 1. Hauptergebnisse der Laboratoriumsversuche und der Berechnungen

Ueberlagerung H_0 (cm)	30	40	60
H_0/D	1	1,33	2
γH_0 kg/cm ²	0,051	0,068	0,102
p_1 „	0,047	0,049	0,053
p_{T1} „	0,034	0,041	0,049
p_{C1} „	0,013	0,013	0,014
p_2 „	0,041	0,049	0,063
p_{T2} „	0,024	0,029	0,039
p_{C2} „	0,038	0,038	0,039
p_3 „	0,046	0,059	0,054
p_{C3} „	0,064	0,064	0,065

Bild 16 und Tabelle 1 zeigen:

1. Der gemessene Scheiteldruck auf den Tunnel ist ungefähr viermal grösser als jener, der sich durch die Anwendung der Theorie von Caquot ergibt; die Theorie von Terzaghi ergibt Resultate, die nur um einen kleinen Betrag unter den gemessenen Werten liegen.
2. Der Scheiteldruck liegt in der Nähe von γH_0 , wenn die Ueberlagerung H_0 kleiner ist als der Durchmesser des Tunnels; sobald die Ueberlagerung grösser ist als dieser Durchmesser, nimmt der Scheiteldruck wenig zu und nähert sich einem konstanten Wert, der in der Theorie von Terzaghi angegeben wird durch

$$p = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \varphi}$$

was im Falle des im Laboratorium untersuchten Tunnels einem Werte von 0,060 kg/cm² entspricht.

3. Der gemessene, seitliche Horizontaldruck nimmt zu, wenn die Ueberlagerung erhöht wird, was im Gegensatz zur Theorie von Caquot steht, jedoch mit jener von Terzaghi übereinstimmt. Die gemessenen Horizontaldrucke sind grösser als jene, die sich aus der Theorie von Terzaghi ergeben; das Verhältnis ist ziemlich konstant, und zwar $p_2/p_{T2} = 1,66$; es variiert zwischen 1,50 und 1,76.

Der Unterschied zwischen den gemessenen und den berechneten Drücken erklärt sich dadurch, dass man in der Theorie, die auf Grund des Druckes auf Stützmauern aufgestellt wurde, annimmt, die innere Reibung des Bodens komme vollständig zur Wirkung, während das Vortriebsverfahren des Tunnels dies verhindert, da die Deformation der Erdmasse auf ein Minimum herabgesetzt wird.

Beim Vortrieb des Versuchstunnels *in situ* wurden in Tiefen von ungefähr 2, 4 und 6 m ungestörte Bodenproben entnommen und deren Eigenschaften im Laboratorium näher bestimmt. Man stellte dabei fest, dass es sich einestheils um tonigen Silt und andernteils um siltigen Sand handelte. Der tonige Silt, dessen Kohäsion nahe bei 2 t/m² liegt, findet sich oberhalb der linken Tunnelseite, während sich der siltige Sand geringer Kohäsion rechts unterhalb des Tunnels befindet.

Die Belastungsplatten wurden wie folgt angeordnet: 5 dem Scheitel des Tunnels entlang, 5 längs der Tunnelsohle und je 5 längs der linken und rechten Seite, auf der Höhe der Zylinderaxe.

Die durchschnittlichen Drücke, die bei den 4 Reihen von je 5 Belastungsplatten gemessen wurden, sind folgende: Obere Platten $p_1 = 0,07$, Platten links $p_2 = 0,02$, Platten rechts $p_2 = 0,16$, untere Platten $p_3 = 0,20$ kg/cm².

Wie man feststellt, sind die Drücke auf die oberen, linksseitigen Platten, die dem Druck des kohärenten tonigen Silts ausgesetzt sind, viel schwächer als die Drücke auf die untern rechtsseitigen Platten, die durch den Druck des nichtkohärenten siltigen Sandes belastet werden.

Angesichts der Heterogenität des Bodens beschränkten wir uns darauf, die vertikalen Drücke der Tunnelüberlagerung mit jenen nach den Theorien von Terzaghi und Caquot zu vergleichen. Bei einer Kohäsion von 2 t/m² führt die Formel von Terzaghi zu einem Ueberlagerungsdruck von 0,10 kg/cm², während die Formel von Caquot — 0,19 kg/cm² ergibt. Man stellt hier wiederum fest, dass die Theorie von Terzaghi Werte ergibt, die jenen, die man durch Messungen erhält, sehr nahe stehen.

6. Schlussfolgerungen

Die im Laboratorium und *in situ* durchgeführten Versuche haben es erlaubt, die Anwendung der Berechnungsmethode Terzaghi vorzuschlagen, womit der Projektierungsingenieur, unter Berücksichtigung der Bodencharakteristiken und der wirklichen Auflasten, die Drücke auf den Tunnel berechnen kann.

Da beim Donnerbühlentunnel die Höhe der Ueberlagerung kaum je den Durchmesser des Tunnels übersteigt und das Vortriebsverfahren nahezu jenem entspricht, das wir bei den Versuchen verwendet haben, gestattet die Methode von Terzaghi:

1. die ziemlich genaue Berechnung der vertikalen Scheiteldrucke nach der Formel:

$$p_{T1} = \frac{\gamma B_1 - C}{K \operatorname{tg} \varphi} \left[1 - e^{-K \frac{H_0}{B_1} \operatorname{tg} \varphi} \right]$$

2. die Berechnung auch der seitlich-horizentalen Drücke auf den Tunnel nach der Formel:

$$p_{T2} = \frac{1}{2} \gamma D \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \left(1 + \frac{2q}{\gamma D} \right) - C \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

vorausgesetzt, dass die dabei erzielten Werte um ungefähr 65 % erhöht werden, um dem Vortriebsverfahren und der inneren Reibung des Bodens Rechnung zu tragen.

In obigen Formeln ist:

D = Durchmesser des Tunnels [m]

H_0 = Ueberlagerungshöhe des Tunnels [m]

$B_1 = D/2 [\cos \alpha + \operatorname{tg} \alpha (1 + \sin \alpha)]$ mit $\alpha = 45^\circ - \varphi/2$

γ , φ und C = Raumgewicht, Winkel der inneren Reibung und Kohäsion [t/m³, °, t/m²]

$K = 1$

$q = \gamma H_0$ [t/m²] = Ueberlagerungsdruck

Für die Berechnung der vertikalen Belastung der Tunnelsohle konnten die Verfasser kein besonderes Verfahren vorschlagen. Wie sich aus den Versuchen ergibt, sind die Sohlendrucke etwas höher als die Scheiteldrucke. Man ginge sehr wahrscheinlich nicht weit fehl, den Scheiteldruck und das Eigengewicht der Tunnelröhre als Grundlagen für die Berechnung des Sohlendruckes anzunehmen.

Der Tunnel für die Laboratoriumsversuche wurde von der Firma Atelier de constructions métalliques Willy Beyeler, Crissier, und jener für die Versuche *in situ* von der Firma Giovanola S.A., Monthey, erstellt; den Vortrieb dieses Rohres besorgte die Bauunternehmung E. Bosshard & Co., Zürich.

Fortsetzung folgt

Zur Berechnung von Flachgründungen

DK 624.151.5.001.2

Die Bestimmung der Schnittkräfte, Normal- und Querkkräfte sowie Momente der Tragkonstruktion eines Hochbaues, eines Industriebaues oder einer Brücke geschieht heute dank der stark entwickelten baustatischen Methoden und des Modellversuches mit einer gegenüber früher unvergleichlich höheren Genauigkeit und einem bedeutend grösseren Arbeitsaufwand. Entsprechend konnten bei gleichzeitiger besserer Umschreibung und Bestimmung der wirkenden äusseren Belastungen und dank Verbesserungen der Materialqualität auch die zulässigen Materialbeanspruchungen erhöht werden. Dass dabei gelegentlich auch zu weit gegangen wird, soll hier nur angedeutet werden.

Betrachten wir demgegenüber die Art und Weise, wie die Gründungen der erwähnten Bauwerke behandelt werden, so müssen wir feststellen, dass man diese in den meisten Fällen noch so berechnet und konstruiert, wie es zu jener Zeit geschah, als auch die Aufbauten noch sehr vereinfacht untersucht wurden. Meistens begnügt man sich mit der Annahme sog. zulässiger Bodenpressungen nach Gebrauchswerten aus Handbüchern oder im günstigsten Falle ermittelt auf Grund von Bodenaufschlüssen und Sondierungen oder nur aus Rammsondierungen und deren mehr oder weniger

rein qualitativen Interpretation. Der an das exakte Rechnen gewöhnte Statiker scheut sich, dem bedeutend weniger genau erfassbaren Baustoff «Baugrund» mit der selben Eindringlichkeit und dem gleichen geistigen Aufwand zu begegnen, wie er dies dem Aufbau aus Stahl, Eisenbeton oder Vorspannbeton gegenüber gewohnt ist. Offenbar ist aber die Gründung eines Bauwerkes nicht weniger wichtig als das Bauwerk selbst. Die Sicherheit ist auch in diesem Falle unteilbar. Jedermann weiss, wie oft schon das Versagen der Gründung zur Gefährdung oder mindestens zur Schadensursache des Aufbaues wurde. Er weiss auch, dass, genau gesehen, Gründung und Aufbau sich gegenseitig beeinflussen und damit den Spannungsverlauf ebenfalls.

Es ist also nur zu wünschen, dass der Statiker sich mehr und mehr auch des Studiums der Gründungsfragen annehme, sowie der bezüglichen Erkenntnisse der Bodenmechanik. Voraussetzung jeder eingehenderen Gründungsberechnung ist natürlich die Bestimmung der wesentlichen Kennziffern des Baugrundes durch genügende Bodenaufschlüsse, die tief genug unter die zukünftige Fundamentsohle reichen. Die Kennziffern geben Aufschluss über das Raumgewicht, die Lagerungsdichte, die Zusammendrückbarkeit, die Scherfestigkeit und nötigenfalls die Durchlässigkeit der verschiedenen durchfahrenen und für das Verhalten der Gründung massgebenden Bodenschichten.

Unter den verschiedenen Gründungsarten sind die Flachgründungen von besonderer Bedeutung und unter ihnen die durch Biegung beanspruchten Einzelfundamente, Gründungstreifen und Platten die wichtigsten. Im Zusammenhang mit der kürzlich herausgegebenen Schrift «Flächengründungen und Fundamentsetzungen»¹⁾ soll auf die Berechnung dieser Grundbauwerke kurz eingegangen werden.

Die Berechnung teilt sich in die Ermittlung der Fundamentsetzung und in jene der Schnittkräfte und Spannungen des Gründungskörpers.

Zur Berechnung der Setzungen ist die Kenntnis der Druckausbreitung einer Last, d. h. die Spannungsverteilung unter der Last im Baugrund notwendig. Die diesbezüglichen Gesetze sind längst bekannt. Am häufigsten angewandt wird die Theorie von *Boussinesq*, die bekanntlich einen elastisch isotopen Halbraum voraussetzt und ein Medium, das gleich dem Wasser bei Verformung volumenbeständig bleibt (Poissonzahl $1/2$). In den letzten Jahren sind für verschiedene Formen der Gründungsohle die in wachsenden Tiefen unter der Sohle unter verschiedenen Belastungen auftretenden Spannungen berechnet und tabellenmässig oder in Graphiken zusammengestellt worden, so dass heute dem rechnenden Ingenieur die Hauptrechenarbeit abgenommen ist. Meist ist es möglich, unter Zerlegung in verschiedene Kombinationen und Ueberlagerung derselben mittels dieser Tabellen ohne grossen Rechenaufwand die Setzungen in vorgegebenen oder gewählten Punkten zu berechnen, wozu selbstredend noch der Zusammendrückungsmodul (M_E -Wert) oder noch besser die Kurve «Spannung — spezifische Zusammendrückung» (Oedometerkurve) bekannt sein müssen. Jede Flächengründung von einiger Wichtigkeit sollte heute durch eine Setzungsberechnung begleitet sein. Besonders einfach gestaltet sich die Setzungsberechnung einer als starr zu betrachtenden Gründung. Ist eine starre Gründung mittig belastet, so setzen sich alle Punkte der Sohle um das gleiche Mass. Dank der Starrheit spielt die Belastungsanordnung keine Rolle, es kommt nur auf die Grösse der mittleren Bodenpressung an (totale vertikale Auflast dividiert durch Fläche der Gründungsohle).

Die Ermittlung der Schnittkräfte in der Gründung geschieht heute noch sehr häufig unter der Annahme einer gleichförmigen Sohldruckverteilung bei mittiger und einer

trapezförmigen Sohldruckverteilung bei ausmittiger Belastung. Es herrscht dabei oft die irrtümliche Meinung, diese Verteilung sei auch theoretisch richtig, sofern das Fundament als starr angesehen werden könne. Dem ist aber gerade wegen der Starrheit nicht so. Starre Fundamente haben bei mittiger Belastung gleiche Setzungen, wie wir oben sahen; dank der Druckausbreitung oder Drucküberschneidung im Baugrund ist dies aber nur möglich, wenn am Fundamentrand wesentlich grössere Sohldrücke auftreten als in Fundamentmitte. Rechnerisch lässt sich auf Grund der Theorie von *Boussinesq* die Sohldruckverteilung unter einem starren Fundament ohne weiteres berechnen. Solche Berechnungen liegen vor für die Kreisplatte und die Rechteckplatte. Aus Berechnung und Versuch muss geschlossen werden, dass weder bei einem starren noch bei einem schlaffen Fundament, mittig belastet, eine gleichmässige Sohldruckverteilung herrscht. Vom Standpunkt der Tragfähigkeit der Gründung aus gesehen hat die vereinfachende Annahme einer gleichmässigen Verteilung des Sohldruckes keine massgebende Bedeutung, denn sollte tatsächlich in der Randzone infolge der Spannungsspitze des Sohldruckes plastisches Fließen eintreten, so tritt dank der Scherfestigkeit des Bodenmaterials eine Umlagerung gegen die Mitte zu ein, so dass schliesslich für die Tragfähigkeit tatsächlich die Grösse des mittleren Sohldruckes massgebend ist. Aus der Sohldruckverteilung errechnet man aber nach den Regeln der Statik die Schnittkraft und insbesondere die Momente. Die Grösse der Momente ist nun, wie eine einfache Betrachtung zeigt, in sehr empfindlicher Weise abhängig von der Sohldruckverteilung, und aus diesem Grunde kommt einer besseren Erfassung dieser Verteilung die grösste Bedeutung zu. Die übliche Annahme gleichmässig verteilten Sohldruckes führt bei einem Gründungstreifen oder einer Platte in der Regel zu viel zu grossen Biegemomenten, sie kann aber auch zu Momenten führen, die ihrem Vorzeichen nach falsch sind. Aus dieser Erkenntnis heraus werden in der Praxis z. B. in Fundamentträgern obere und untere Eisen, mehr als dies aus rein konstruktiven Gründen nötig wäre, durchgezogen.

Tatsächlich können sich Gründung und Baugrund nicht unabhängig voneinander verformen. Die Durchbiegung jedes Punktes x der Fundamentsohle ist gleich der vertikalen Einsenkung (Setzung) des Baugrundes an der selben Stelle x . Diese jedem Statiker geläufige Elastizitätsbedingung enthält implizit die Möglichkeit der Berechnung der Sohldruckverteilung.

Die bekannte Theorie der Bettungsziffer benützt zur mathematischen Formulierung dieser Bedingung den Ansatz der Proportionalität von Sohldruck und Setzung, wobei der Proportionalitätsfaktor, Bettungsziffer genannt, als konstant angenommen wird. Nun ist aber diese Bettungsziffer keineswegs konstant, sie hängt von der Grösse und der Form der Gründungsohle und dem Sohldruck selbst ab. Wesentlicher ist aber noch der Umstand, dass die Einsenkung des Punktes x nicht nur vom Druck im Punkte x abhängig ist, sondern nach Theorie, Modell und Feldversuch ebenfalls von der Belastung benachbarter Flächen (Drucküberschneidung). Aus der Nichtberücksichtigung dieser wichtigen Tatsache folgt, dass die Anwendung der Theorie der Bettungsziffer auf die Berechnung von Flächengründungen von wenigen Ausnahmen abgesehen (lang gestreckte, durch Einzellasten beanspruchte Fundamentstreifen wie Kranbahnen) zu unrichtigen, irreführenden Ergebnissen führt und deshalb nicht zu empfehlen ist.

Die Aufstellung des mathematischen Ausdruckes zur Erfüllung der erwähnten Elastizitätsbedingung in Form einer Differentialgleichung ergibt sich ohne weiteres, sofern für die Druckausbreitung die Theorie von *Boussinesq* angenommen wird. Die strenge Lösung dieser Differentialgleichung ist aber nur in ganz wenigen Spezialfällen gelungen. Deshalb wurde bereits von *Ohde* an Stelle der Differentialgleichung eine Differenzengleichung benutzt. Dieses Verfahren ermöglicht ausserdem die Berücksichtigung der oft vorhandenen Veränderlichkeit des M_E -Wertes mit der Tiefe. Leider ist die Ermittlung der Sohldruckverteilung mittels Differenzenrechnung mit einem erheblichen Zeitaufwand

¹⁾ **Flächengründungen und Fundamentsetzungen.** Erläuterungen und Berechnungsbeispiele für die Anwendung der Normen DIN 4018 und DIN 4019, Blatt 1. Herausgegeben vom Arbeitsausschuss Berechnungsverfahren des Fachnormenausschusses Bauwesen im Deutschen Normenausschuss. 80 S. Berlin und Köln 1959, Beuth-Vertrieb GmbH sowie Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 18 DM.

verbunden, da normalerweise ein Gleichungssystem mit einer grösseren Zahl von Unbekannten, entsprechend dem gewünschten Genauigkeitsgrad, und Koeffizienten der Unbekannten aufgelöst werden muss. Dies dürfte wohl der Grund sein, weshalb diese Methode bei uns sehr selten angewandt wurde. Die Möglichkeit des Einsatzes moderner Rechenmaschinen lässt dieses Hindernis leichter überwinden. Zudem liegt heute im deutschen Schrifttum ein wertvolles Hilfsmittel vor: «Kany: «Berechnung von Flächengründungen»²⁾. Der Verfasser hat in dieser sehr

²⁾ Berechnung von Flächengründungen. Von M. Kany. 202 S. mit 60 Bildern und 168 Tafeln. Berlin-Wilmersdorf 1959, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geb. 35 DM.

weitgehenden Arbeit dem praktisch tätigen Ingenieur an Hand zahlreicher Tafeln und Tabellen einen Grossteil der Rechenarbeit zur Lösung der diskutierten Gleichungen abgenommen. Mit diesen Hilfsmitteln sollte es möglich sein, heute jede wichtige Flächengründung genauer zu untersuchen als dies bis anhin geschehen ist. Dabei ist eine übertriebene Genauigkeit auch wieder nicht am Platze, sobald an die Ungenauigkeit der getroffenen Annahmen gedacht wird. Trotzdem ist jeder Schritt in Richtung der genaueren Erfassung des Verhaltens einer Gründung zu begrüssen, und es ist Pflicht eines jeden verantwortungsbewussten Ingenieurs, ihn mitzumachen.

Prof. Gerold Schnitter, ETH, Zürich

Wettbewerb für Kasernenbauten zum Genie-Waffenplatz Bremgarten (Aargau) DK 725.181

Aus dem Bericht des Preisgerichtes

Der Direktion der eidg. Bauten sind 135 Projekte rechtzeitig eingereicht worden. Die Direktion der eidg. Bauten nahm die Vorprüfung vor in bezug auf: 1. Erfüllung der formellen Wettbewerbsbedingungen; 2. Erfüllung des Raumprogrammes. Die Projekte wurden im neuen PTT-Gebäude am Viktoriaplatz in Bern ausgestellt.

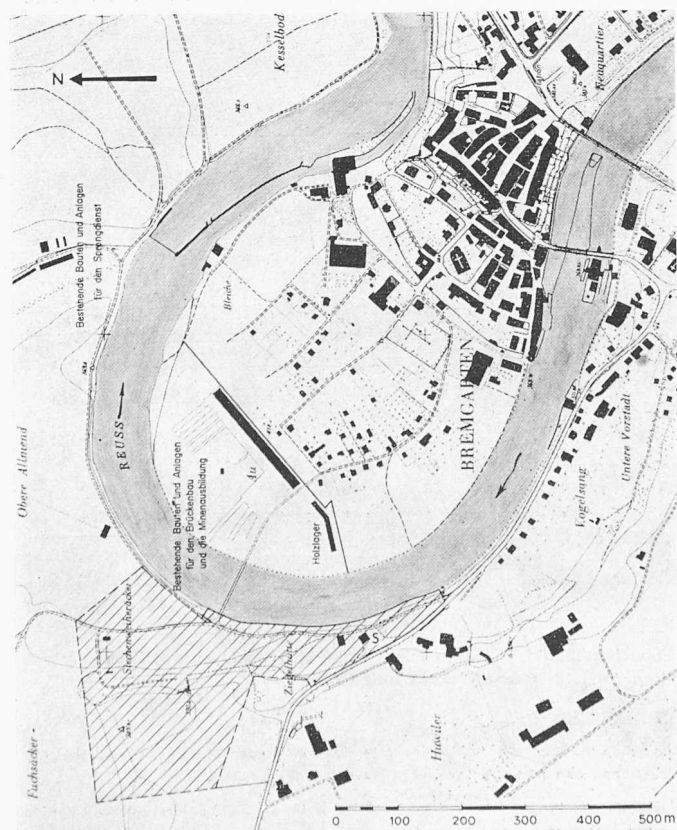
Das Preisgericht versammelte sich am 25., 26., 27., 29. und 30. Januar 1960 in Bern. Anstelle der erkrankten Mitglieder Direktor J. Ott und Arch. B. Brunoni nahmen die Ersatzleute Einsitz. Als Vorsitzender wurde Dr. iur. E. Meier, Stadtmann von Bremgarten, bestimmt. Als Vertreter der ausschreibenden Behörde nahm der Vizedirektor der eidg. Bauten, Arch. M. Meier, als Beobachter ohne Stimmrecht an den Beratungen teil. Das Preisgericht nahm vom Ergebnis der Vorprüfung Kenntnis. Es beschloss, sämtliche Projekte zur Beurteilung zuzulassen, trotz leichten formellen Mängeln und nicht in allen Teilen den Bestimmungen entsprechender Darstellung einiger Projekte. Jedoch wurden diese Fehler in der Einstufung der Projekte berücksichtigt.

Nach einem allgemeinen Rundgang werden die Projekte durch das Preisgericht beurteilt. Im 1. Rundgang werden

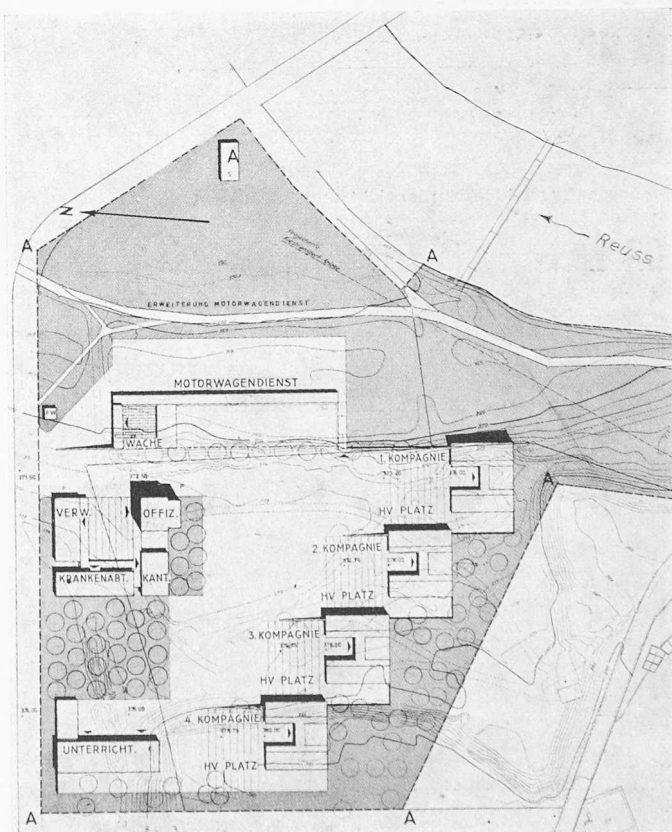
wegen offensichtlichen Fehlern in der Situierung und im Betrieb sowie wegen architektonischen Mängeln 15 Projekte ausgeschieden, im 2. Rundgang in Anwendung eines strengereren Massstabes 19, im 3. Rundgang bei schärferer Beurteilung des Mannschaftstraktes, der inneren Organisation und des Dienstbetriebes 42. Im 4. Rundgang werden trotz gewisser Qualitäten in Situation, Grundriss oder Organisation 31 Projekte von der weiteren Beurteilung ausgeschlossen. Im 5. Rundgang werden 11 Projekte mit allgemein höheren Qualitäten, die aber der eingehendsten Prüfung nicht standhalten, ausgeschieden. In engster Wahl bleiben somit noch 17 Projekte, die einzeln beschrieben werden.

Erwägungen des Preisgerichtes

Die Organisation der Unterkunft und Verpflegung von Soldaten und Unteroffizieren sowie die Disposition der Räume und Anlagen des inneren Dienstes der Kompagnien bilden im Hinblick auf die tägliche reibungslose Abwicklung des Dienstbetriebes den Kern der gestellten Aufgabe. Das Preisgericht ging daher bei der Beurteilung der Projekte in erster Linie auf die Gestaltung der Wohn- und Arbeitsräume der Truppen-Einheit ein. Die Uebersicht über die



Uebersichtsplan 1:12 000 der Stadt Bremgarten. S = Siechenhaus, schraffiert = Wettbewerbsgelände



1. Preis, Lageplan 1:4000