

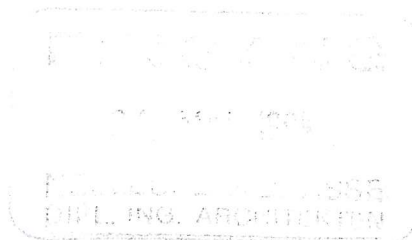
Prof. Dr.-Ing. H. Dieler + Partner GmbH
Beratende Ingenieure für Erd- und Grundbau

Bertholdstraße 7, 52066 Aachen
Tel.: 0241 / 63759
Fax.: / 543991

27.05.1994

A M O GmbH

II.Rote-Haag-Weg 1b
52076 Aachen



d.d.Hd. des

Architekturbüros
Diplomingenieure

Nellessen + Brasse

Rommelweg 9a
52159 Roetgen

Betreff:

A M I C A, Institut für Mikro- und Optoelektronik

bezug: Bericht vom 30.11.1993 zum Planungsstadium 'Vorplanung'

GEOTECHNISCHER BERICHT

über Baugrund und Gründung

- Anlagen: 1 Lageplan zur Baugrunderkundung im Maßstab 1:500 mit Darstellung der Bohrergergebnisse in Form von Bohrsäulen im Tiefenmaßstab 1:100 auf drei Schichtenprofilen im Längenmaßstab 1:200
- 2 Bestimmung des dynamischen Bettungsmoduls
- 3 Beispielhafte Berechnung der Pfahlkopfauslenkung nach SHERIF und Berechnung des maximalen Biegemomentes

Handelsregister AG Aachen 73
HRB 3741

Geschäftsführer: Dr.-Ing. H. Dieler
Dipl.-Ing. R. Kramm, G. Dieler

TEIL I - BAUVORHABEN UND DARSTELLUNG DER GEOTECHNISCHEN UNTERSUCHUNGSERGEBNISSE

1. Angaben zum Bauvorhaben

1.1 Bauwerksunterlagen

Zur Ausarbeitung des vorliegenden Geotechnischen Berichtes standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- a) Ein Lageplan im Maßstab 1:500
- b) Architektenpläne in Form von Grundrissen und Schnitten im Maßstab 1:100
- c) Vorläufiger Pfahlplan und Angaben zu den Tragwerkslasten

1.2 Umfang und Abmessungen

Geplant ist ein

- dreigeschossiges Versuchs- und Produktionsgebäude auf quadratischer Grundfläche mit rd. 18 m Seitenlänge, das einen vom Tragwerk und Bauwerkshülle schwingungstechnisch abgekoppelten Reinraum umschließt sowie ein
- anschließendes zweigeschossiges Bürogebäude auf einer viertelkreisringförmigen und i.M. rund 40 m langen und rd. 6,5 m breiten Grundfläche mit einem Verbindungsbauteil zum Versuchsgebäude.

Das gesamte Bauvorhaben wird nicht unterkellert.

1.3 Bauwerkshöhen

OKF EG Bürogebäude = NN +218,00 m
OKF Reinraum = NN +217,42 m

1.4 Bauwerkslasten

Reinraum'hülle':

Stützenlasten: 430 KN bis 1230 KN, sowie Zugkräfte 173 KN

Zwischenbereich:

Stützenlasten: 39 KN bis 1361 KN, sowie Zugkräfte 454 KN

Bürogebäude:

Stützenlasten: 333 KN bis 1103 KN

1.5 Geotechnische Kategorie

Nach den Kriterien der DIN 4020 (10.90), Abschnitt 6.2.2, ist das Bauwerk wegen seiner Abmessungen und den Bauwerkslasten in die geotechnische Kategorie GK 2 einzuordnen.

Damit ist eine Baugrunderkundung mittels direkter Aufschlüsse nach DIN 4020 zwingend vorgeschrieben.

2. Geotechnische Untersuchungen

2.1 Art und Umfang

Grundlage für die geotechnische Beschreibung und Beurteilung des Bodens im nachfolgenden Teil II des Berichtes sind die Ergebnisse

- von direkten Aufschlüssen in Form von
 - a) zehn Rammkernbohrungen (Voruntersuchung, s. Bericht vom 30.11.1993)
 - b) acht Rammkernbohrungen im Bereich der geplanten Bauwerksecken (ausgeführt am 18.04.1994)
- von Feldversuchen nach DIN 4022 zur Bestimmung der Korngrößenverteilung und Plastizität
- von drei indirekten Aufschlüssen in Form von schweren Rammsondierungen nach DIN 4094
- einer Sichtung und Bewertung von bereits ausgeführten Baugrunduntersuchungen aus der direkten Umgebung mit übertragbaren Untergrundverhältnissen.

Laborversuche an Sonderproben waren nicht erforderlich, da von den angetroffenen Bodenarten statistisch ausreichend abgesicherte Bodenkenngrößen vorliegen.

2.2 Darstellung der Ergebnisse

Die Ansatzstellen der am 18.04.1994 abgeteufte Bohrungen finden sich mit den Bezeichnungen RKB A bis RKB H auf dem Lageplan zur Baugrunderkundung im Maßstab 1:500 auf Anlage 1.

Auf Anlage 1 sind die Ergebnisse der Bohrungen in Form von Bohrsäulen im Tiefenmaßstab 1:100 mit Bodensignaturen und zugehörigen Kennbuchstaben der DIN 4023 höhengerecht in drei Schichtenprofilen im Längenmaßstab 1:200, d.h. 2-fach überhöht, dargestellt, aus denen die Homogenitätsbereiche des Baugrundes entnommen werden können.

Über den Bohrsäulen sind die einnivellierten Geländehöhen an den einzelnen Bohransatzstellen mit Bezug auf NN (Normalnull) eingetragen. Die Zahlen links neben den Bohrsäulen dagegen beziehen sich nicht mehr auf NN, sondern geben Tiefen unter Gelände an, in denen die Korngrößenverteilung und/oder die Zustandsform des Bodens wechselt und sich damit auch sein bautechnisches Verhalten ändert. In die Profile wurde ferner OKF EG Bürogebäude und Reinraum eingetragen, wodurch ein direkter Höhenbezug zwischen geplantem Bauwerk und erbohrter Bodenschichtung hergestellt ist.

TEIL II - BAUTECHNISCHE BESCHREIBUNG UND BEURTEILUNG DES BAUGRUNDES

1. Oberflächenprofil

Das Grundstück ist durch eine hügelartige Anschüttung mit annähernd waagerechter Plateauoberfläche gekennzeichnet, die rund 5,6 m über dem Niveau des benachbarten Huyskensweg liegt.

Der Reinraum wird im Bereich der Plateauoberfläche liegen; das Bürogebäude dagegen schon im Bereich der sanft abfallenden Böschung (s. Schichtenprofile auf Anlage 1).

2. Bodenschichtung

Schicht 1 - Aufschutt

Alle Bohrungen, die im Bereich der geplanten Baufläche abgeteuft wurden, trafen unter 0,2 und 0,3 m dicken Mutterboden auf angefüllte, heterogene Bodenmassen in der Kornverteilung von:

- locker bis mitteldicht gelagerten Mergel- und Kalksteinbrocken in Kieskorn und Steingröße (Korn- ϕ 2,0 bis $>$ 63 mm)
- tonigen Schluffen, vermischt mit "Feuersteinkiesen", in z.T. weicher, z.T. steifer Konsistenz und
- stark mit Schluff und Ton "verlehnten" Kalk- und Mergelsteinen.

Die o. geschilderten Kornverteilungen wechseln ebenso regellos in horizontaler und vertikaler Richtung wie auch ihre jeweiligen Schichtdicken, so daß die örtliche Zusammendrückbarkeit des Boden, d.h. die Baugrundfestigkeit, im Aufschutt nicht vorhergesagt werden kann. Die Festigkeit kann daher nach den Bohrerergebnissen allgemein nur als Schwankungsbereich

TEIL II - BAUTECHNISCHE BESCHREIBUNG UND BEURTEILUNG DES BAUGRUNDES

1. Oberflächenprofil

Das Grundstück ist durch eine hügelartige Anschüttung mit annähernd waagerechter Plateauoberfläche gekennzeichnet, die rund 5,6 m über dem Niveau des benachbarten Huyskensweg liegt.

Der Reinraum wird im Bereich der Plateauoberfläche liegen; das Bürogebäude dagegen schon im Bereich der sanft abfallenden Böschung (s. Schichtenprofile auf Anlage 1).

2. Bodenschichtung

Schicht 1 - Aufschutt

Alle Bohrungen, die im Bereich der geplanten Baufläche abgeteuft wurden, trafen unter 0,2 und 0,3 m dicken Mutterboden auf angefüllte, heterogene Bodenmassen in der Kornverteilung von:

- locker bis mitteldicht gelagerten Mergel- und Kalksteinbrocken in Kieskorn und Steingröße (Korn- ϕ 2,0 bis $>$ 63 mm)
- tonigen Schluffen, vermischt mit "Feuersteinkiesen", in z.T. weicher, z.T. steifer Konsistenz und
- stark mit Schluff und Ton "verlehmten" Kalk- und Mergelsteinen.

Die o. geschilderten Kornverteilungen wechseln ebenso regellos in horizontaler und vertikaler Richtung wie auch ihre jeweiligen Schichtdicken, so daß die örtliche Zusammendrückbarkeit des Boden, d.h. die Baugrundfestigkeit, im Aufschutt nicht vorhergesagt werden kann. Die Festigkeit kann daher nach den Bohrerergebnissen allgemein nur als Schwankungsbereich

zwischen einem oberen und unteren Grenzwerten des Steifemoduls angegeben werden (s.u.).

Fremdstoffe wurden im Aufschutt nicht erbohrt, d.h. es handelt sich offensichtlich um reinen Bodenaushub im gewachsenen Boden aus den benachbarten Baugruben, der auf dem nun untersuchten Grundstück in der jetzt bestehenden hügelartigen Geländeanehöhung abgekippt wurde.

Der Aufschutt reicht bis 5,0 und 5,7 m unter OK Anschüttung, im Bereich des Verwaltungsgebäudes aufgrund des fallenden Geländes nur 1,8 und 3,2 m unter Flur entsprechend weniger tief. Unter der Schicht 1 -Aufschutt- folgt überall

Schicht 2 -"Feuersteinkreide"

aus einem mürb und gut geklüfteten System aus felsartigem Mergel- und Kalkstein mit zwischengeschalteten 5 bis 30 cm dicken Feuerstein- und Kieselkalkbänken.

Geologisch handelt es sich um die "Orsbacher Feuersteinkreide", deren Gesteinsfolge mit 3^0 bis 5^0 gegen die Horizontale nach Norden einfällt.

Nach örtlichen Erfahrungen der Unterzeichner können im felsigen Mergel punktuell auch nahezu vertikal aufsteigende röhrenförmige "Lehm"-Schlotten mit Durchmessern von 2 bis 4 m eingeschaltet sein, die eine wesentlich geringere Festigkeit als der felsige Mergel aufweisen und, falls sie bei Tiefgründungen angetroffen werden, durchteuft werden müssen.

3. Wasserverhältnisse

Alle Bohrungen blieben bei der Baugrunderkundung erwartungsgemäß ohne seitlichen Wasserzulauf, d.h. 'trocken'.

Allerdings handelt es sich bei dem angefüllten Mergel-Aufschutt um einen generell nur halb- bis schwerdurchlässigen Boden. Sofern die OK der erdberührten Fußbodenplatten auch nur geringfügig in die Geländeoberfläche einschneiden, wird eine Ringsum-Dränage nach DIN 4095 erforderlich.

Ferner ist unter den Fußbodenplatten eine 15 cm dicke kapillarbrechende Schicht vorzusehen.

4. Festigkeit des Untergrundes und Bodenkenngrößen

Auf der Grundlage der Bohrerergebnisse, die mit statistisch abgesicherten Laborergebnissen korreliert wurden, kann für den gewachsenen Gründungsboden "Mergelstein" ein charakteristischer Steifemodul unterhalb des Mittelwertes von $E_s > 100 \text{ MN/m}^2$ angegeben werden.

Ferner gelten für die "Feuersteinkreide" folgende Bodenkenngrößen:

Wichte des feuchten Bodens : $\gamma = 21 \text{ KN/m}^3$

Winkel der inneren Reibung : $\varphi' = 45^\circ$
(Ersatzreibungswinkel)

Zur quantitativen Bestimmung der Baugrundfestigkeit in der Schicht 1 wurden von den Unterzeichnern am 25.4.94 an den Bohrstellen B, D und G ergänzend drei schwere Rammsondierungen (DPH) niedergebracht. Aus den Schlagzahlen n_{10} wurde der Schwankungsbereich des statischen Bettungsmoduls $k_{s,stat}$ zu:

$k_{s,stat,min} = 5\ 000 \text{ KN/m}^3$ und

$k_{s,stat,max} = 11\ 000 \text{ KN/m}^3$

nach den anerkannten Rechenmethoden nach ZWECK über die tiefenabhängige Beziehung

$$n_{10} = 740,5 \lg n_{10} - 575,5 \gamma * t + 388, \pm 114,21$$

abgeleitet.

Im Bereich des felsigen Mergels steigt die Baugrundfestigkeit weiter entsprechend einem Steifemodul von $E_s > 100 \text{ MN/m}^2$ schnell weiter an.

Genaue Angaben über die Bodensteifigkeit erlaubt auch die Auswertung von schweren Drucksondierungen, wie sie im Fall einer Pfahlgründung aus unverroht eingebrachten Schneckenbohrpfählen (s.u.) ohnehin noch auf dem Grundstück durchgeführt wird.

5.2 Bodenklassen nach DIN 18 300

Wird der Mutterboden (Bodenklasse 1) abgeschoben, fällt der "lehmig"-steinige Aushub zunächst in die Bodenklassen 3 bis 5, wegen der örtlichen Steineinlagerungen, die schon mal 30 Gew.-% übersteigen können, z.T. auch in die Bodenklasse 6.

Ab 5,6 m unter Flur steht die stark geklüftete und mürbe "Feuersteinkreide" an. Obwohl zwischen den einzelnen Klüftkörpern noch ein innerer mineralisch gebundener Zusammenhalt besteht, sind die Bohrwerkzeuge aufgrund der starken Durchklüftung des Aushubbodens keinen so großen Verschleiß unterworfen, wie es bei einem festen Fels der Klasse 7 der Fall wäre.

Der Aushub aus dem gewachsenen Boden fällt gemäß den Kriterien der DIN 18 300 und dem Kommentar zur ZTVE-StB 76 danach eindeutig in die Bodenklasse 6, "leicht lösbarer Fels". Allerdings sollte in der Ausschreibung der gewachsene Aushubboden wie o. genau geschildert werden, um spätere diesbezügliche Diskussionen auf der Baustelle mit dem Bauunternehmer von vornherein zu vermeiden.

5.2 Deponierung

Der Aushub kann, da in den Bohrungen keine Fremdstoffe gefunden wurden, auf eine Deponie der Klasse 1 (Deponie für Bodenablagerungen) verbracht werden. Als Erdbaustoff für eine 'sakkungsfrei' Wiederverfüllung ist er ungeeignet, d.h. als Verfüllmaterial muß kiesiges "lehmares" Fremdmaterial verwendet werden.

TEIL III - GRÜNDUNGSVORSCHLAG

1. Gründungsart

1.1 Reinraumentisch

Für die Gründung des Reinraumentisches wird eine Plattengründung auf einem 1,2 m dicken Bodenersatz (s.u.) vorgeschlagen.

a) dynamischer Bettungsmodul $k_{s,dyn}$.

Der charakteristische dynamische Bettungsmodul $k_{s,dyn}$ für die Überprüfung des Schwingungsverhaltens ist in Anlage 2 rechnerisch aus den örtlichen Untersuchungsergebnissen der Baugrunderkundung unter Berücksichtigung der Steifigkeiten des Bodenersatzes, des tieferen Untergrundes und der wechselnden Steifigkeiten im Bereich des angefüllten Bodens (s.o.) nach RAUSCH hergeleitet. Er beträgt

$$k_{s,dyn,min} = 11\,700 \text{ KN/m}^3 \text{ und}$$

$$k_{s,dyn,max} = 13\,000 \text{ KN/m}^3$$

b) statischer Bettungsmodul $k_{s,stat}$.

Die für die statische Berechnung der Gründungsplatte benötigte Rechengröße des statischen Bettungsmoduls wird mit hinreichender Genauigkeit nach der Beziehung

$$k_{s,stat} = \sigma_{om}/s \quad \text{wobei } \sigma_{om} \text{ die mittlere, gleichmäßig verteilt angenommene Bodenpressung unter der Gründungsplatte und}$$

s die mittlere theoretische Setzung nach DIN 4019 bedeutet

Setzung für $\sigma_{om} = 50 \text{ KN/m}^2$, $E_{s,stat,m} = 10 \text{ MN/m}^2$ und $\alpha = 2/3$

$$s = \frac{\sigma_{om} * d * \alpha}{E_{s,stat,m}} = \frac{55 * 1,2 * 0,66}{100\ 000} + \frac{55 * 3,80 * 0,66}{8\ 000}$$
$$= 0,00039 + 0,0156 = 0,016 \text{ m}$$

$$k_{s,stat.} = \frac{55}{0,016} = 3500 \text{ KN/m}^3 = 3,5 \text{ MN/m}^3$$

1.2 Tragwerk (Bauwerke)

Wie schon in unserem Vorbericht geschildert, kann aufgrund der aus dem heterogenen Aufschutt zu erwartenden Setzungsunterschiede das Tragwerk für eine mehrgeschossige Bebauung, die hier in allen Bauteilen vorliegt, nicht mehr flach, d.h. 'normal' mit Streifen- und Einzelfundamenten, gegründet werden.

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung beträgt der Abstand zwischen konstruktiver Mindestgründungstiefe (etwa 1,0 m unter OKF EG) und dem gewachsenen Boden im Bereich der

- a) Produktion- und Versuchshalle (Reinraum) rund 3,8 und 4,0 m und
- b) im Bereich des Bürogebäudes und dem Zwischenbereich rund 2,0 und 3,5 m

Bei diesen Gründungsmehrtiefen kommt in allen Bauteilen aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nur eine Pfahlgründung infrage.

2. Pfahlarten

Als Pfahlbauverfahren werden im vorliegenden Fall aus Gründen der Wirtschaftlichkeit besonders unverrohrte Schneckenbohrpfähle vorgeschlagen, die von den Unterzeichnern bei Baustellen mit übertragbaren Bodenverhältnissen im Stadtgebiet schon oft mit großen technischen und wirtschaftlichen Erfolg eingesetzt wurden.

Der Bohrdurchmesser für Schneckenbohrungen ist bei den vorliegenden Bodenverhältnissen allerdings aus bohrtechnischen Gründen (Durchbohren des in großen Teilen steinigen Aufschuttes und der festen Feuersteinkreide) auf $d = 60$ cm beschränkt.

Grundsätzlich sind aber auch andere verrohrte Pfahlbauverfahren möglich.

3. Zulässige Spannungen für den Nachweis der äußeren Sicherheit der Pfahlgründung

Unter Berücksichtigung der Sicherheit gegen die Grenzlast nach DIN 1054 von $g = 2,0$ für Druckpfähle können folgende Spannungen zugelassen werden:

Mantelreibung in den Schicht 2 - "Feuersteinkreide"

$$\tau_m = 60 \text{ KN/m}^2$$

Spitzenwiderstandes Q_g in der Schicht 2

$$\sigma_s = 1500 \text{ KN/m}^2$$

Für die Lastabtragung von Horizontalkräften über seitliche Bettung der Pfahlschäfte gelten über die Beziehung $k_{s, \text{seit}} = E_{s, \text{stat}}/d_{\text{pfahl}}$

Schicht 1 -Aufschutt- (bis \approx NN+212)

$$k_{s, \text{seit.}} = 5000/0,60 = 8300 \text{ KN/m}^3$$

Schicht 2 -Feuersteinkreide

$$k_{s, \text{seit.}} = 100\ 000/0,60 = 166\ 600 \text{ KN/m}^3$$

Die Verteilung des Bettungsmoduls über die Tiefe sollte konstant angenommen werden.

In Anlage 3 ist die Möglichkeit der Lastabtragung exemplarisch für eine charakteristische Pfahllast von $N = 1200 \text{ KN}$, $H = 100 \text{ KN}$ und $M = 120 \text{ KNm}$ nach dem Rechenverfahren von SHERIF berechnet. Die theoretische Pfahlkopfauslenkung ergibt sich zu $f = 1,9 \text{ cm}$, was bauwerksverträglich ist. Zur Aufnahme des Biegemomentes reicht im berechneten Beispiel die Mindestbewehrung von $6 \phi 16$.

4. Äußere Pfahltragfähigkeit

Für einen Schneckenbohrpfahl mit einem Durchmesser von $d = 60 \text{ cm}$ ergibt sich mit einer Einbindetiefe von $2,0 \text{ m}$ in den tragfähigen Baugrund die zulässige Vertikalbelastung zu:

$$Q = A * \sigma_s + U * t * \tau_m = 0,283 * 1500 + 1,88 * 2,0 * 60 = \underline{650 \text{ KN}}$$

Mit 1 m -Mehreinbindetiefe kann die zulässige äußere Pfahllast um $Q_{1m} = 1,88 * 1,0 * 60 = \underline{113 \text{ KN}}$ gesteigert werden.

5. Setzungen

Nach den o.g. Bauerfahrungen sind gleichmäßige Setzungen von $1,0 \text{ cm}$ zu erwarten. Diese Setzungen sind zur Aktivierung der Mantelreibung erforderlich.

Sie sind während der Rohbauzeit abgeklungen.

6. Pfahllängen

Auf der Grundlage der v.g. Angaben wurde zwischenzeitlich vom statisch-konstruktiven Bearbeiter ein vorläufiger Pfahlplan erstellt. Danach werden die Pfahllängen in Abhängigkeit von den einzelnen Stützenlasten und der Aufschuttdicke zwischen $6,0$ und $10,0 \text{ m}$ betragen.

7. Ausschreibung der Pfahlgründung

Die Unterzeichner würden im Rahmen ihres Auftrages, wenn gewünscht, entsprechende Ausschreibungsunterlagen, auch speziell für die vorgeschlagenen Schneckenbohrpfähle, zur Verfügung stellen.

Wir bitten um diesbezügliche Benachrichtigung.

8. Bodenersatz unter der Gründungsplatte des Reinraumtisches

Unter der Gründungsplatte wird wegen des heterogenen Aufschuttes im Planum ein 1,2 m dicker Bodenersatz als Ausgleichsschicht und Bodenverbesserung vorgeschlagen. Aus schwingungstechnischen Gründen ist eine große Steifigkeit gewünscht.

Zuunterst muß dieser Bodenersatz wegen des auch wasserempfindlichen und sensitiven Planums aus grobstückigen, gebrochenem Korn aufgebaut sein, das sich schon beim Schütten ineinander verzahnt und so ein festes Stützgerüst als Verdichtungsaufleger aufbaut. 'Bergkies' würde dagegen die aufgebrauchte Verdichtungsenergie vom Untergrund 'schlucken' lassen, weshalb dieser erst über der Packlage lagenweise (Lagendicken rund 25 cm) eingebaut werden darf und ausgiebig verdichtet werden muß.

Um die Festigkeit in der Tragschicht in der in den Berechnungen zugrundegelegten Steifigkeit auch wirklich sicherzustellen, muß der Kies unter Zugabe von Zement leicht 'vermörtelt' werden. Die erzielte Festigkeit entsprechend einem Verdichtungsgrad von $D_{pr} > 103\%$ ist mittels Plattendruckversuche nach DIN 18 134 nachzuweisen. Es werden zwei Versuche je Einbaulage als Güteüberwachung vorgeschlagen.

Plattendruckversuche, Ihre Auswertung und Beurteilung könnten die Unterzeichner liefern.

9. Bauwerksabdichtung

Unter den erdberührten Fußbodenplatten sind mindestens 15 cm kapillarbrechende Schicht erforderlich.

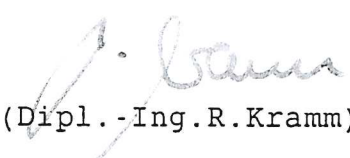
Auf eine Ringsum-Dränage kann verzichtet werden, wenn OK Hllenboden etwas über dem anschließenden Gelände liegt oder Verkehrsflächen anschließen, die schon selbst dräniert werden und auch sonst ausgeschlossen werden kann, daß oberflächlich abfließendes Niederschlagswasser nach einem Starkregenereignis kurzzeitig bis an OKF EG gelangen kann.

Im übrigen kann das Bauwerk dann gegen 'normale' Bodenfeuchtigkeit nach den Grundsätzen der DIN 18 185, Teil 4, geschützt werden.

10. Pfahlabnahmen

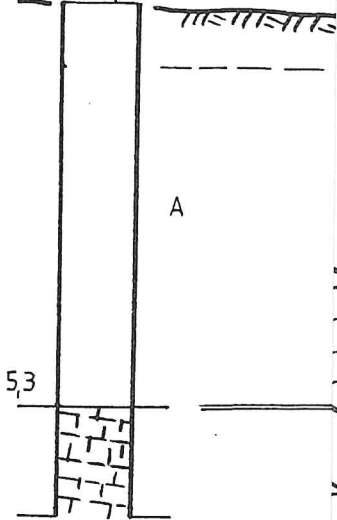
sind erforderlich. Um rechtzeitige Benachrichtigung wird gebeten.

Bei der Schneckenbohrpfahlgründung muß darüberhinaus die Integrität der Pfähle mittels Ultrasonarmessung (1 Woche nach Pfahlherstellung) nachgewiesen werden.


(Dipl.-Ing.R.Kramm)

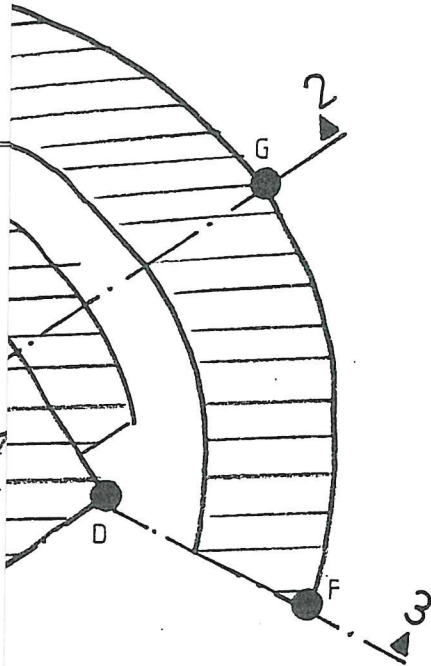
RKB B

218,23



5,3

A



2

G

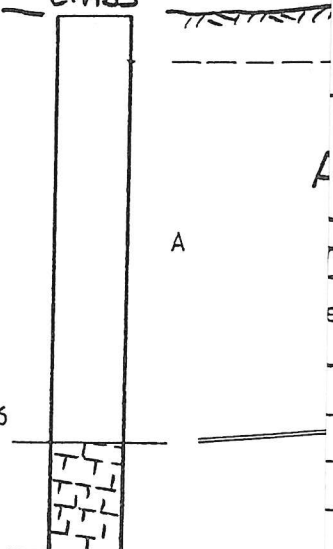
D

F

3

RKB A

217,99



5,6

A

A

Dieler + Partner GmbH

Büro für Erd- und Grundbau

Maßstäbe :

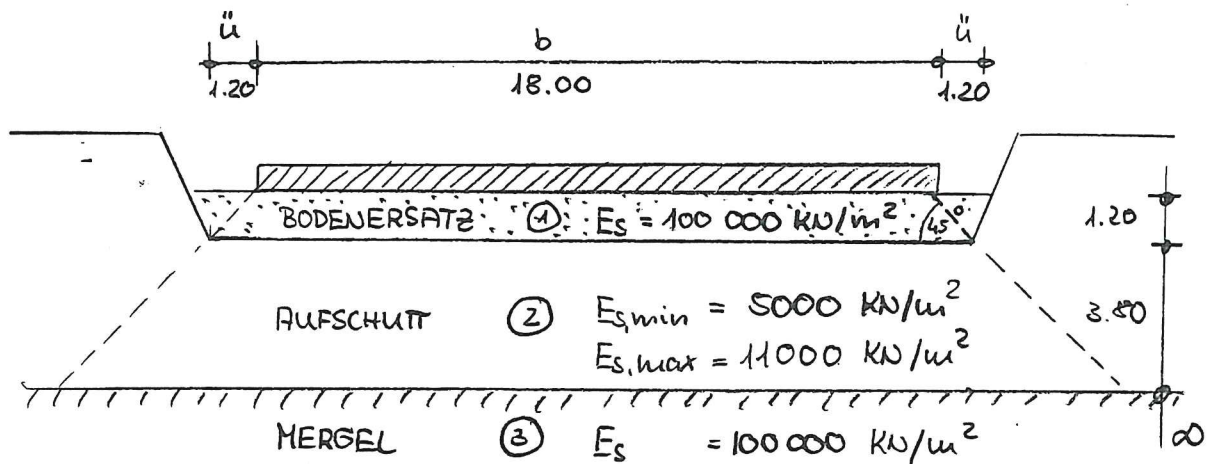
1 500

1 100/200

Anlage-Nr.:

1

ERMITTLUNG DES DYNAMISCHEN BETTUNGSMODULS



u. Rang:

$$E_{sm1,2} = \frac{f_2}{\frac{f_1}{E_{s1}} + \frac{f_2 - f_1}{E_{s2}}}$$

$$\textcircled{1} \quad \frac{a}{b} = 1.0 \quad \frac{z}{b} = 0.07 \quad \leadsto \quad f_1 = 0.09595$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{a}{b} = 1.0 \quad \frac{z}{b} \approx 0.30 \quad \leadsto \quad f_2 = 0.23819$$

$$\begin{aligned} \min E_{sm1,2} &= \frac{0.23819}{\frac{0.09595}{100\,000} + \frac{(0.23819 - 0.09595)}{5\,000}} \\ &\approx 8\,100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \max E_{sm1,2} &= \frac{0.23819}{\frac{0.09595}{100\,000} + \frac{(0.23819 - 0.09595)}{11\,000}} \\ &\approx 17\,100 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$E_{sm} = \frac{f_3}{\frac{f_{m,1,2}}{E_{sm,1,2}} + \frac{f_3 - f_{m,1,2}}{E_{s3}}}$$

$$\textcircled{1,2} \quad \frac{a}{b} = 1,0 \quad \frac{z}{b} = 0,30 \quad \approx f_{1,2} = 0,23819$$

$$\textcircled{3} \quad \frac{a}{b} = 1,0 \quad \frac{z}{b} = 1,00 \quad \approx f_3 = 0,48821$$

$$\min E_{sm} = \frac{0,48821}{\frac{0,23819}{8100} + \frac{(0,48821 - 0,23819)}{100000}}$$

$$\approx \underline{15300 \text{ KN/m}^2}$$

$$\max E_{sm} = \frac{0,48821}{\frac{0,23819}{17100} + \frac{(0,48821 - 0,23819)}{100000}}$$

$$\approx \underline{29700 \text{ KN/m}^2}$$

Dynamische E-Moduln

Ableitung gemäß ALPAIN: The Geotechnical Properties of Soil, Earth-Science Proceedings, 1970.

$$f. \quad E_{s,stat} \approx 15 \text{ MN/m}^2 \text{ gilt } \frac{E_{s,dyn}}{E_{s,stat}} = 6,2$$

$$\approx \min E_{s,dyn} = 15300 \cdot 6,2 \quad \approx 94900 \text{ KN/m}^2$$

$$\approx \max E_{s,dyn} = 17100 \cdot 6,2 \quad \approx 106000 \text{ KN/m}^2$$

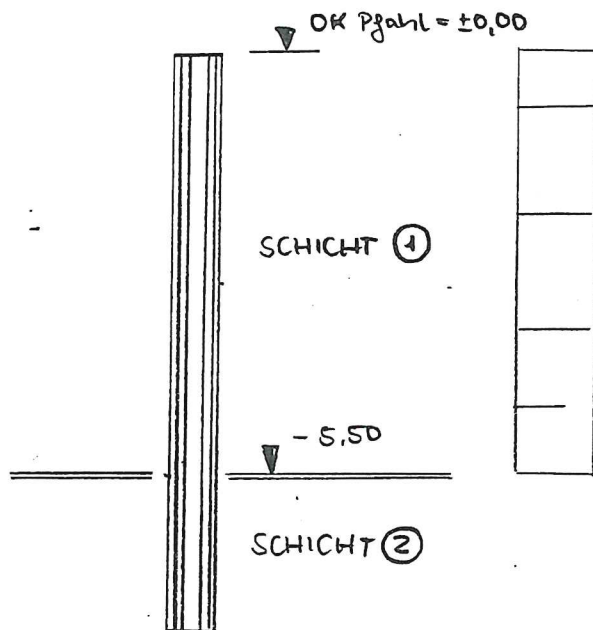
Gemäß RAUSCH ergibt sich der dyn. Bettungsmodul zu:

$$c_1 = \frac{E_{\text{dyn}}}{\beta \cdot \sqrt{A}} = \frac{94\,900}{0,45 \cdot \sqrt{324}} \approx 11\,700 \text{ KN/m}^3$$

$$c_2 = \frac{106\,000}{0,45 \cdot \sqrt{324}} \approx 13\,000 \text{ KN/m}^3$$

(zum Vergleich d. Angaben v. Sawinow)

Schliggsand, mitteldicht u. dicht: $c = 14\,000 \text{ KN/m}^3$

1. PFAHL - UND BODENWERTE

$$k_{sm} = \frac{5000}{0,60} = 8300 \text{ kN/m}^3$$

2. VERTEILUNG DES HORIZONTALEN BETTUNGSMODULS

u. Shear: $k_s(x) = k_{su} \left(\alpha + \beta \frac{x}{L} \right)$ mit $\alpha = 1,0$
 $\beta = 0,0$ } Fall ⑤

3. PFAHLBELASTUNG

$$V = 1200 \text{ kN}$$

$$H = 100 \text{ kN}$$

$$M = 120 \text{ kN} \quad (1200 \cdot 0,10 \text{ j. Pfahlansmitte})$$

4. SYSTEMSTEIFIGKEIT k_C

$$k_C = \frac{E_b}{k_{su \text{ cal}} \cdot L} \left(\frac{d}{L} \right)^3$$

$$= \frac{3,0 \cdot 10^8}{8300 \cdot 5,5} \left(\frac{0,6}{5,5} \right)^3 = 8,53 \approx 10$$

5. LASTFÄLLE N. SHERIF

infolge H: Lastfall 1

infolge M: Lastfall 2

6. WAAGERECHTE VERSCHIEBUNGFall 5 KC = 10,00 ~ Tafel $\boxed{16}$ u. Sherif

$$s = \overbrace{FS \cdot \frac{H}{K_{SU} \cdot L \cdot B}}^{LF1} + \overbrace{FS \cdot \frac{H}{K_{SU} \cdot L^2 \cdot B}}^{LF2}$$

bei $x/L = 0,0$ (= Pfahlkopf)

$$\begin{aligned} s &= 4,0114 \cdot \frac{100}{8300 \cdot 5,5 \cdot 0,6} + 6,0625 \cdot \frac{120}{8300 \cdot 5,5^2 \cdot 0,6} \\ &= 0,0146 + 0,005 \\ &= 0,0186 \text{ m} = \underline{\underline{2,0 \text{ cm}}} \end{aligned}$$

7. BIEGEMOMENT

$$M = F_H \cdot H \cdot L + F_H \cdot M$$

a) max M infolge H bei $x/L = 0,35$
(= -1,93 m)

$$\begin{aligned} M_{-1,93} &= -0,14758 \cdot 100 \cdot 5,5 - 0,71685 \cdot 120 - \\ &= - 81,2 \text{ kNm} - 86,02 \\ &= \underline{\underline{167,22 \text{ kNm}}} \end{aligned}$$

b) max M infolge M bei $x/L = 0,0$

$$M = 0,00 \cdot 100 \cdot 5,5 - 1,00 \cdot 120 = \underline{120 \text{ KNm}}$$

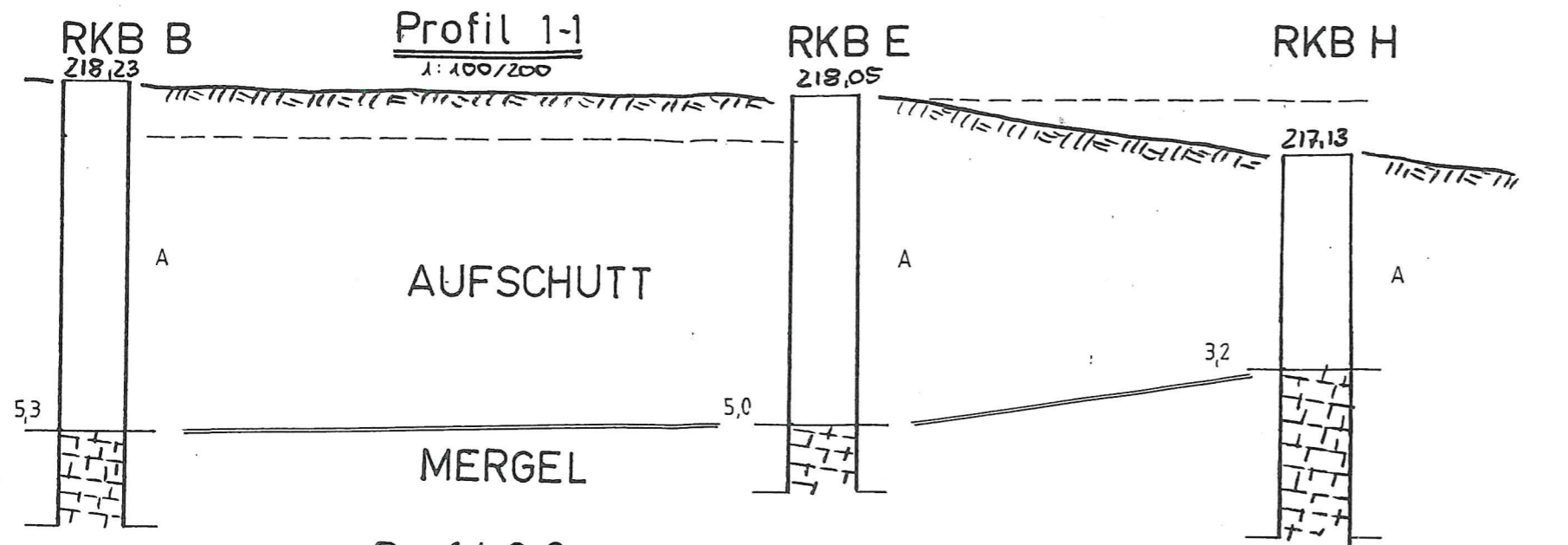
~ Fall a) f. Bemessung maßgebend

8. PFAHLBEWEHRUNG

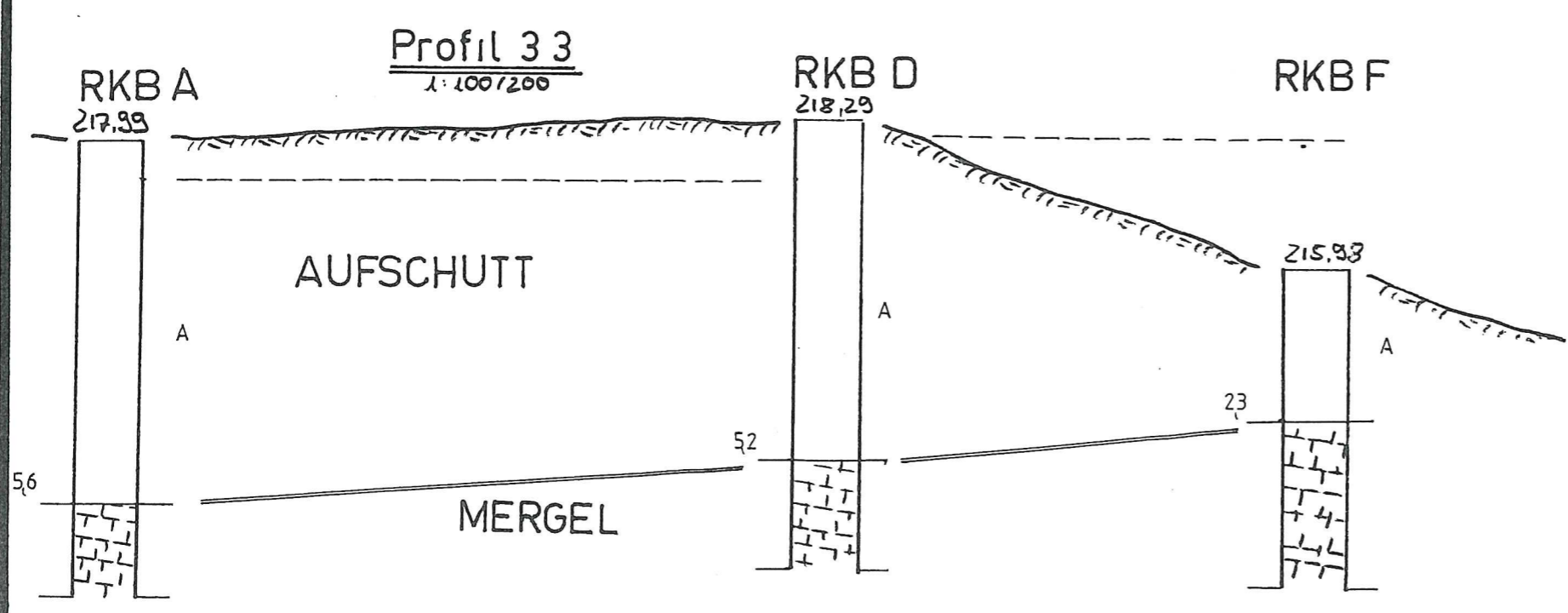
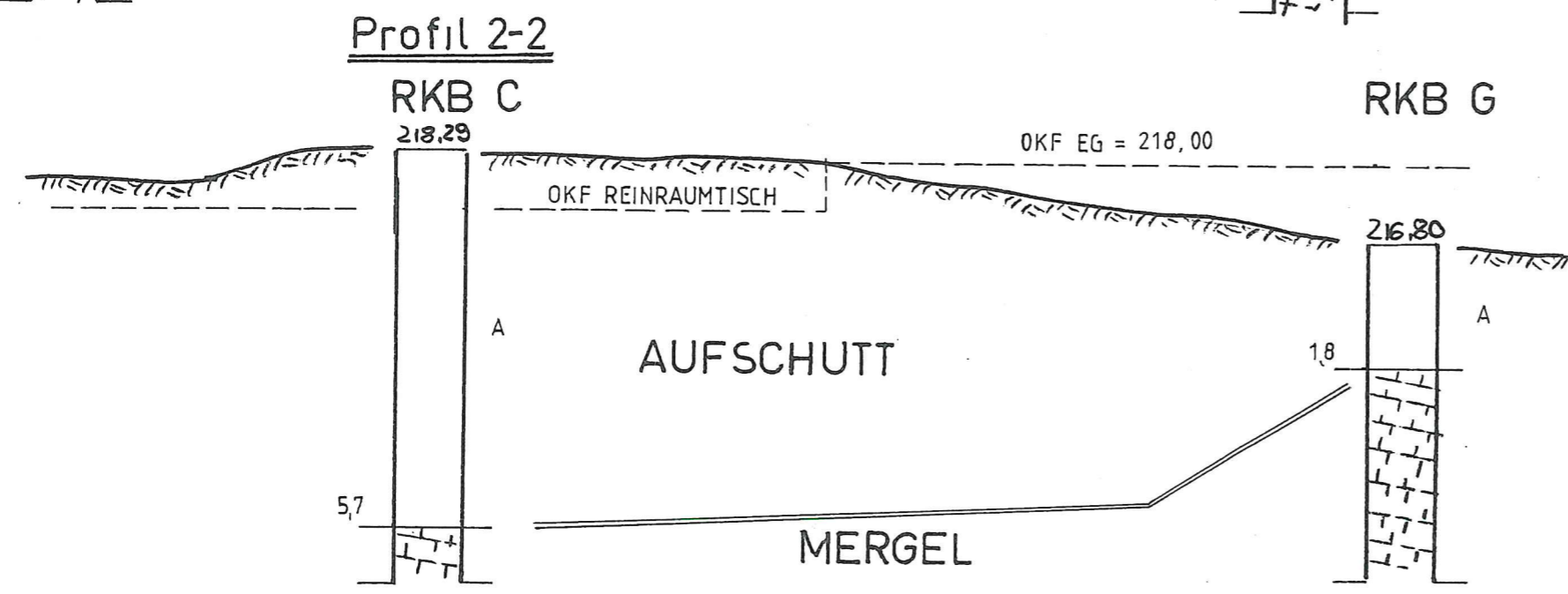
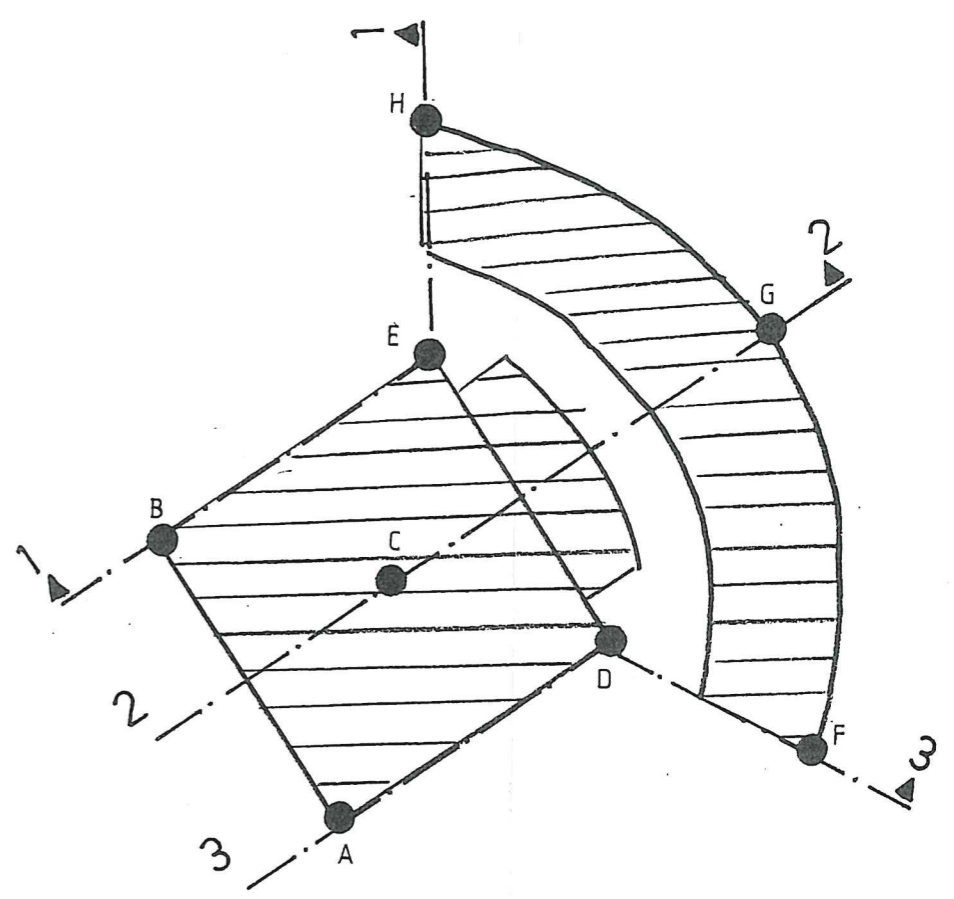
B25 Bst. 500/550

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{0,1672}{0,283 \cdot 0,60 \cdot 17,5} = 0,056 \\ \nu &= \frac{-1,200}{0,283 \cdot 17,5} = -0,242 \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \mu \\ \nu \end{aligned}} \right\} \omega_0 = 0,1$$

$$A_s = \frac{2830 \cdot 0,1}{28,6} = 9,9 \text{ cm}^2 \quad \sim \text{gewählt } 6 \times 16 \\ \text{mit } A_s = 12,06 \text{ cm}^2$$



Lageplan
M. 1:500



AMICA		Huyskensweg, AC	
Prof. Dr.-Ing. H. Dieler + Partner GmbH			
Beratende Ingenieure für Erd- und Grundbau			
gez. von	: Kramm	Maßstäbe:	
gez. am	: 20.5.94		1:500
ergänzt von	:		1:100/200
ergänzt am	:	Anlage-Nr.:	1