

Alnatura

Deponisfyllinger

Gk. 2788,
40-47

Fyllplass ovenfor Vollasport.

Etter Gk. 2671,1-3 er det gitt tillatelse til 10m oppfylling inntil 20m fra Loelvas bredd.

10m svarer ant. til toke 100.

Fyllplass vest for Vollasport.

Etter hvilken laget i sør fylles opp.

Begynner nedenfra, ved fjell i dagen.

Slag kipp. Detaljér om hestetubling.
Gk. 2671,1-3

Murene begynner ved jul 190. Gk. 2788,1-17

Tillatt deponisfylling etter Gk. 3352.1

Høyde 6m over dalbunnen nivå
i 5m avstand fra Loelva

Bredde etter diagram s. 4 i beregning.

Høydeforskjell mellom kretsfull. og hoved-
fylling s. 3 i beregning.

Rapport

ALNABRU SENTRALSKIFTSTASJON
SKJÆRINGER PEL 190-250

1. GRUNNUNDERSØKELSER
2. ANVENDELSE AV SKJÆRINGSMASSENE SOM FYLLMATERIALE.

Tegning Gk. 2788.40a-f.47

O p p d r a g.

Det henvises til: "Forslag til plan med overslag for Alnabru sentralskiftstasjon", datert 15.9.62.

Etter de oppsatte byggeterminer vil omlegningen av Hovedbanen på strekningen km 7,5 (Vollaundergangen) til ca km 8,8 bli igangsatt allerede i 1963. Hovedbanen vil her gå i en ca 8 m dyp skjæring.

A-gruppens spor vil også komme i skjæring på denne strekning, mens det for lok.spor og godstogspor blir fylling frem til ca pel 210, og skjæring videre frem i linjen.

Skjæringsmassene vil bli benyttet til oppfylling av partiet ved skifteryggen og for det omlagte godstogspor syd for Strømsveien.

G r u n n u n d e r s ø k e l s e r.

Undersøkelser er foretatt i 3 karakteristiske profiler, pel 200, 210 og 220. Det er i hvert profil foretatt boring med såkalt "tubkjernebor" midt i skjæringen. I skråningene på begge sider av profilet er det foretatt oppgraving og tatt prøver. Ved hjelp av disse undersøkelser er det gjort et forsøk på å rekonstruere lagdelingen.

Beliggenheten av borhullene og gravehullene fremgår av situasjonsplan tegning Gk. 2788,40a. Resultatet av boringene er gjengitt på tegningene Gk. 2788,41-43.

Tubkjerneboret er en ny bortype av svensk fabrikat. Det kan benyttes til boring i all slags masse, men på grunn av sin evne til å forsere steinholdige og faste lag er det spesielt egnet til boring i grus og morene. Denne bortypen ble valgt fordi vi hadde regnet med å komme ned i steinholdige masser. Dette viste seg imidlertid å være tilfelle bare ved det ene borhull ved pel 200.

Prøvene er analysert i laboratoriet idet kornfordelingen er bestemt ved hjelp av sikteanalyse eller slemningsanalyse. Videre er humusinnholdet bestemt, og for endel av prøvene også kapillariteten.

For de prøver hvor det er utført sikteanalyse er resultatet opptegnet på blad Gk. 2788,44-45. Sikteresultatene for de samme prøver er også opptegnet for kornfraksjoner mindre enn 2 mm og sammenlignet med Beskows telefarlighetskurver, se Gk. 2788,46-47.

G r u n n f o r h o l d

P e l 200 - T e g n i n g G k. 2788,41.

Det er utført en boring med tubkjernebor ved basispelen. Det var storsteinet grunn. Boring ble utført til 3,0 m dybde, hvor boret stoppet på stor stein. Forsering videre ned ble ikke ansett påkrevet. Grunnen besto av grusholdig sand med stort steininhold. Sikteanalyse av prøver er opptegnet på blad Gk. 2788,44.

I skråningen mellom 38 og 54 m til høyre for basislinjen ble gravet en grøft med opptaking av prøver ned til 2,5 m dybde. Sikteanalyse av prøver er gjengitt på blad Gk. 2788,45. Grunnen består av sand og grus.

Oslo distrikt har tidligere hatt grustak i området mellom pel 195 og 205. Grus er uttatt ned til kote 109. De utførte grunnundersøkelser tyder på at man kan regne med sand eller grus ned til F.P. på strekningen pel 195-205. Grusen inneholder meget stein, og gjennomsnittsmassen er ikke av så god kvalitet at den skal benyttes til ballastgrus. Materialet egner seg imidlertid godt som drenerende lag ved utfyllingsarbeidene. Det antas at det på dette området kan tas ut ca 20 000 m³ masse til dette formål.

P e l 210 - G k. 2788,42.

Det er utført prøvetaking ned til kote 108 i en avstand av 30 m til venstre for basislinjen. Grunnen består her av mjeleleire.

Ved kote 108 kommer vi ned i grov mosand, men denne dybden svarer til F.P.

Det er gravet en grøft i hovedbanens skjæringskråning. Jordarten er også her mjeleleire.

Langs skråningen mot Østre Akers vei, 70 - 80 m til venstre for basis, er det konstatert mjeleleire ned til kote 119 og herunder grusholdig sand.

Ved undersøkelsene i profil 210 er det således innenfor det sjåblonerte skjæringsprofil bare påvist mjeleleire, dvs. en grov, kvabbaktig leire, og det er lite sannsynlig at man vil påtreffe sand eller grus.

P e l 220 - G k. 2788,43.

Tubkjerneboring 27 m til venstre for basis viser at det her også er mjeleleire ned til kote 108. I denne dybde kommer vi ned i sandlag, og det er således mulig at man får litt sandmasser innenfor profilet i den dypeste del av skjæringen.

Vi må regne med at det på hele strekningen fra pel 205 - 250 vil bli overveiende mjeleleire i skjæringsmassene.

Det vil bli vanskeligheter med å få høye skjæringskråninger til å stå uten overflateglidninger der hvor jordarten består av mjeleleire. Det samme gjelder fyllinger med slike masser. For å få en enkel regel for projekteringen kan man for Alnabru sentralskifte-stasjon fastsette følgende regel:

Skjæringskråninger med større høydeforskjell mellom fot og topp enn 5 m. skal ikke ha brattere dosering enn 1:2 når jordarten er mjele eller leire.

Fyllinger av større høyde enn 5 m skal ikke ha brattere dosering enn 1:2 når fyllmassene vesentlig består av mjele eller leire.

U t f y l l i n g s a r b e i d e r v e d
A l n a b r u s e n t r a l s k i f t e s t a s j o n .

De uttatte skjæringsmasser vil i første rekke bli benyttet til oppbygging av fyllinger for partiet ved skifteryggen og for det omlagte godstogs spor syd for Strømsveien.

Andre fyllingsplasser kan bli ved godstogsporet langs A-gruppen, og bekkedaler innenfor skiftestasjonen. Det er imidlertid et beregnet overskudd av ca 260 000 m³ leirmasser for hele skiftestasjonen og det vil antakelig bli aktuelt å benytte endel av disse til fyllmasser for godsstasjon på Alnabru.

Fyllingene innenfor skiftestasjonen, spesielt fyllingene ved skifteryggen, må utføres på en slik måte at man får minst mulig ettersetninger.

Det er som bilag til denne rapport vedlagt en artikkel fra "Der Eisenbahningenieur", skrevet av Dipl.ing. A. Bethäuser ved Deutsche Bundesbahn: "Bodeneinbau, Verdichtung und Bauüberwachung bei Erdbauten". Artikkelen er medtatt for å vise hvilken vekt man i utlandet legger på hensynet til komprimering av fyllinger. De krav som stilles passer ikke uten videre for norske forhold, og vi må regne med vesentlige tillempninger.

Før utfyllingsarbeidene settes igang skal dalsenkningene utstyres med drengsløp i bunnen. Der hvor det i dag går en bekk skal denne legges i rørledning. Rørene kan legges på en såle av magerbetong. Røret forutsettes lagt med tette skjøter. Ved siden av legges et 9" betongrør med åpne muffeskjøter og omhylling av filtergrus. I dalsenkninger hvor det normalt ikke er noen bekk vil det være tilstrekkelig å bare legge drengsløp av 9" betongrør med åpne skjøter omhylling av filtergrus.

Ved utfylling av leire og mjele skal utfyllingen foregå ved at det på naturlig terreng først utfylles et 50 cm tykt drenerende lag av grus, sand eller subbus-blandede steinmasser. Fyllingen utlegges flovis i maksimum 2 m tykke lag. Mellom lagene legges det ut 50 cm tykke lag av grus, sand eller samfengt tunnelstein. Drengslagene skal være gjennomgående og ha utløp. Det kan benyttes sand med inntil 10% støvfraksjon (mindre enn 0,06 mm). Til dette formål kan det benyttes masser fra skjæringen mellom pel 195 og 205.

Komprimering av leire og mjele utføres best ved overkjøring med tunge kjøretøyer. Den overkjøring som foregår ved utkjøring av fullastede biler eller dumpers til tippen er i seg selv en utmerket komprimering. Forutsetningen må imidlertid være at overkjøringen foregår systematisk etter en fastlagt plan så man oppnår jevn komprimering over hele fyllingen. Det anbefales derfor anskaffet spesielt komprimeringsredskap. Det er i vedlagte artikkel omtalt sauefotvalse og gummihjulsvalse. Førstnevnte utstyr egner seg bare for komprimering av meget tynne lag (ca 25 cm) av relativt fast leire, og kan ikke anbefales for norske forhold. En tung gummihjulsvalse kan anbefales da den kan benyttes til komprimering av såvel grus og sand som leire.

Komprimeringen bør kontrolleres. Dette kan utføres av Gk. ved hjelp av prøvetaking og sondering. De omtalte typer rammesonde og slagsonde kan antakelig med fordel erstattes av sonderbor av den type som benyttes ved NSB, og man kan oppnå et relativt mål på komprimeringseffekten. Denne metode har vært benyttet ved kontroll av det komprimerte gruslag under prøveseksjonen for kulvert Akerselva.

Ved utfyllingsarbeidene for godstogs spor syd for Strømsveien stilles det mindre krav til komprimeringen, men det vil også her være en fordel om utfyllingen kan utføres flovis. Forholdene vil bli nærmere omtalt i rapport fra grunnundersøkelsene for denne fylling.

Oslo, 15.11.1962.

H. Harbomark

Bodeneinbau, Verdichtung und Bauüberwachung bei Erdbauten

1. ALLGEMEINES

Während früher den Erdbauten, soweit es sich um Anschüttungen und Dämme handelte, ein gewisses Setzmaß eingeräumt wurde und sie deshalb erst nach Ablauf einer gewissen Wartezeit den Verkehrsbelastungen ausgesetzt werden konnten, müssen unsere heutigen Erdbauwerke gewöhnlich sofort nach Fertigstellung dem Verkehr übergeben werden. Um das Setzen derartiger Erdbauwerke vorwegzunehmen, wird eine künstliche Verdichtung durchgeführt.

Die Baukontrolle darf sich nicht damit begnügen, die Einbauvorgänge – wie Schütthöhe, Verdichtung usw. – zu überwachen, sondern sie muß sich sowohl beim Einbau des Bodens als auch bei der Abnahme darauf erstrecken, daß die Güte der Verdichtung sorgfältig nachgeprüft wird, um eine möglichst große Tragfähigkeit – besonders im Bereich der Planumsoberkante – und eine ausreichende Standicherheit des ganzen Erdbauwerkes zu erreichen.

2. VORARBEITEN

Da die Errichtung eines jeden Erdkörpers ein Bauwerk darstellt, ist hierfür auch eine Gründung notwendig. Zur Erkundung des Untergrundes, der als Auflager und Fundament des Erdkörpers dienen soll, müssen entsprechende Vorarbeiten ausgeführt werden. Ferner müssen die Erdstoffe, aus denen der Erdkörper geschüttet werden soll, auf ihre Eignung als Baustoff untersucht und danach die Einbau- und Verdichtungsmaßnahmen festgelegt werden.

2.1. Erkundung der Untergrundverhältnisse

Bei allen größeren Erdarbeiten, besonders beim Anschneiden von Hängen sowie bei Anschüttungen auf talseitigen Dammböschungen ist es zweckmäßig, schon bei der Planung die geologischen Karten zu Rate zu ziehen und bei unsicheren Verhältnissen ein geologisches Gutachten einzuholen. Dieses ist unbedingt notwendig, wenn rutschempfindliche Moränenhänge oder Bodenarten, wie z. B. Knollenmergel, Feuerletten und Opalinuston angeschnitten werden sollen.

Zur Erkundung des Untergrundes, auf dem ein Erdbauwerk, z. B. ein Damm, errichtet werden soll, wird das zu überschüttende Gelände zunächst durch Sondierungen (leichte und schwere Rammsonde) abgetastet. Die Stellen, an denen unterschiedliche Schlagzahlen registriert werden, sind durch Bohrungen näher zu untersuchen, wobei auf die Bodenschichtung und besonders auf wasserführende Schichten sowie eingeschlossene Tonlinsen geachtet werden muß. Bei den Bohrungen werden aus den angeschnittenen Schichten gestörte Bodenproben entnommen, die eine genaue Bezeichnung der anstehenden Bodenart erlauben. Im Labor werden die Kornverteilung und die Konsistenzgrenzen bestimmt, wobei letztere im Zusammenhang mit dem festgestellten natürlichen Wassergehalt bereits nähere Aufschlüsse zulassen. Bei weniger tragfähigem Untergrund ist es zweckmäßig, auch ungestörte Bodenproben zu entnehmen, um hieraus die Bodenkennziffern, wie z. B. Scherfestigkeit, Raumgewicht usw., zu ermitteln und die Grundbruchsicherheit des geplanten Erdbauwerkes zu überprüfen.

Um größere Setzungen des zu errichtenden Erdkörpers infolge Zusammendrückung des Untergrundes möglichst weitgehend zu vermeiden, verlangt die ZTVE-StB 59¹⁾, daß der als Dammauflager wirkende Untergrund je nach den anstehenden Bodenarten und der

Dammhöhe bis auf eine Tiefe von 50 cm unter der freigelegten Oberfläche eine Lagerungsdichte zwischen 92 und 100 % der einfachen Proctordichte aufweisen oder vor der Dammschüttung auf diese Lagerungsdichte gebracht werden muß (Abb. 1).

Bei allen Bodenschüttungen ist besonders darauf zu achten, daß der Mutterboden und aufgeweichte Bodenschichten unter dem künftigen Erdbauwerk vollständig entfernt und daß bei einer Anschüttung auf geneigtem Gelände oder auf Böschungsflächen Abtreppungen angelegt werden, um ein Abrutschen oder Auseinandergleiten des Erdkörpers zu verhindern. Sind unter einem geplanten Erdbauwerk weiche Bodenschichten vorhanden, die so mächtig sind, daß ihr Abbau nicht ratsam und unwirtschaftlich wäre, so läßt sich hier häufig durch geeignete Entwässerungsmaßnahmen, wie z. B. lotrechte Sanddrains, eine ausreichende Verfestigung des Untergrundes erzielen.

2.2. Untersuchung der einzubauenden Erdstoffe

Für den Kunstbau „Erdkörper“ steht gewöhnlich kein gleichbleibender oder gar genormter Baustoff zur Verfügung. Die vorhandenen Bodenarten sind vielmehr in ihren Eigenschaften meist sehr ungleichmäßig und müssen daher zunächst auf ihre Brauchbarkeit untersucht werden. Daraus ergeben sich die notwendigen Einbau- und Verdichtungsmaßnahmen.

Als Schüttstoffe können grundsätzlich alle Bodenarten verwendet werden, sofern sie sich einwandfrei einbauen und verdichten lassen. Aus diesem Grunde wird im allgemeinen nicht die Verwendung bestimmter Verdichtungsgeräte und das Einhalten maximaler Schütthöhen vorgeschrieben, sondern es wird nur verlangt, daß die Erdstoffe mit einem möglichst hohen Trockenraumgewicht, das durch die Proctordichte ausgedrückt wird, und einem optimalen Wassergehalt eingebaut werden, um die in der ZTVE-StB 59 geforderten Lagerungsdichten zu erreichen. Zur Bestimmung der für den Einbau und die Verdichtung der Erdstoffe wichtigen „Kennziffern“ wird der Proctor-Versuch verwendet, bei dem der für die Dammschüttung vorgesehene Erdstoff bei verschiedenen Wassergehalten mit gleichbleibender Energie verdichtet und jeweils das zugehörige Trockenraumgewicht ermittelt wird.

Zum Proctor-Versuch wird das Versuchsmaterial – die maximale Korngröße des Bodenstoffes soll beim normalen Proctor-Gerät kleiner als 5 mm sein – zunächst lufttrocken in einem Metallzylinder von 10 cm Durchmesser und 12 cm Höhe in drei Lagen eingebracht, wobei jede Lage mit einem Fallgewicht von 2,5 kg bei 30 cm Fallhöhe durch 25 Schläge verdichtet wird. Enthält der Boden einen größeren Anteil von Bodenkörnern größer als 5 mm, verwendet man ein größeres Proctor-Gerät, und zwar einen Metallzylinder von 25 cm Durchmesser und einer Höhe von gleichfalls

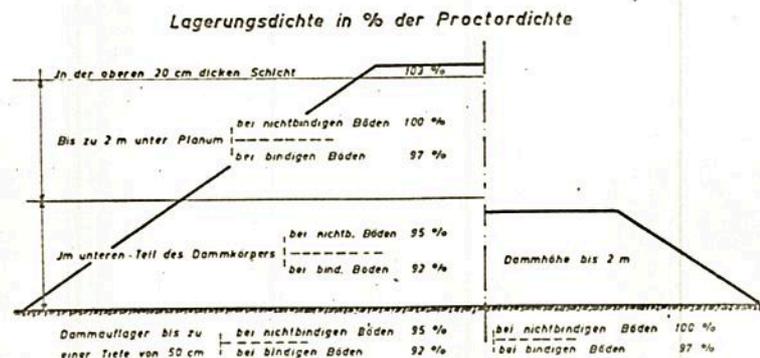


Abb. 1: Lagerungsdichte in % der Proctordichte für Dammauflager und Dammkörper (nach ZTVE – StB 59)

¹⁾ Zusätzliche technische Vorschriften und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau 1959.

25 cm. Die größten Körner des Bodensstoffes sollen hierbei $\frac{1}{4}$ des Zylinderdurchmessers nicht überschreiten. Bei diesem Gerät wird die Verdichtungsarbeit mit einem Fallgewicht von 15 kg bei einer Fallhöhe von 60 cm ausgeführt, wobei der Boden ebenfalls in drei Lagen eingebaut wird, (Abb. 2). Nach Bestimmung des Raumgewichtes des in den Metallzylinder eingestampften Bodens und des zugehörigen Wassergehaltes wird der Boden nun bei steigendem Wassergehalt immer wieder in den Zylinder eingebaut und verdichtet, und zwar so lange, bis das Feuchtraumgewicht bei weiter zunehmendem Wassergehalt abzusinken beginnt. Das Feuchtraumgewicht ergibt sich als Quotient aus dem Gewicht „G“ der jeweiligen feuchten Bodenprobe und dem Volumen „V“ des Metallzylinders zu:

$$\gamma_t = \frac{G}{V}$$

Mit den bei den einzelnen Versuchen bestimmten Wassergehalten des eingebauten Bodensstoffes errechnet sich hieraus das Trockenraumgewicht zu:

$$\gamma_{tr} = \frac{\gamma_f}{1 + w/100}$$

wenn der Wassergehalt w - bezogen auf das Trockenraumgewicht der Probe - in Prozent ausgedrückt wird.

Aus den ermittelten Trockenraumgewichten läßt sich in Abhängigkeit von den zugehörigen Wassergehalten eine Kurve - die sogen. Proctor-Kurve - auftragen, aus der man das maximale Trockenraumgewicht und den optimalen Wassergehalt, ferner auch die zulässigen Wassergehaltsbereiche für die verschiedenen Proctor-Dichten ablesen kann (Abb. 3). Aus der eingezeichneten Proctor-Kurve ist z. B. zu ersehen, daß für eine Lagerungsdichte von 95 Prozent der ermittelten maximalen Proctor-Dichte der Einbauwassergehalt der Erdstoffe zwischen fünf und 12 Prozent liegen kann, um auf der Baustelle mit etwa gleich großer Verdichtungsenergie die nach der ZTVE-StB 59 geforderte Lagerungsdichte zu erreichen. Abb. 4 zeigt „typische Proctor-Kurven“, wie sie sich für verschiedene Bodenarten ergeben. Bei nichtbindigen Erdstoffen wird gewöhnlich bei einem geringen Wassergehalt ein größeres Trockenraumgewicht als bei bindigen Böden erreicht. Nichtbindige Böden sind als Schüttstoffe allgemein auch besser geeignet.

²⁾ $U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ wobei d_{60} den Korndurchmesser der 60-Prozent-Ordinate, d_{10} den der 10-Prozent-Ordinate der Kornverteilungskurve darstellt.

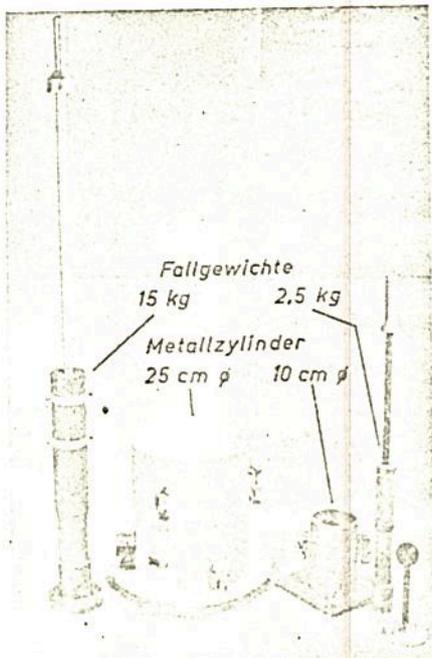


Abb. 2: Proctorgeräte zur Bestimmung des Trockenraumgewichtes (Proctor-Versuch)

Abb. 4: Proctorkurven verschiedener Bodenarten (nach Terzaghi)

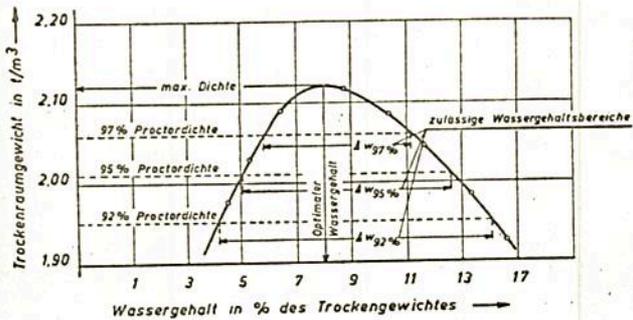


Abb. 3: Proctorkurve für einen Erdstoff mit den für die verschiedenen Proctordichten zulässigen Wassergehaltsbereichen

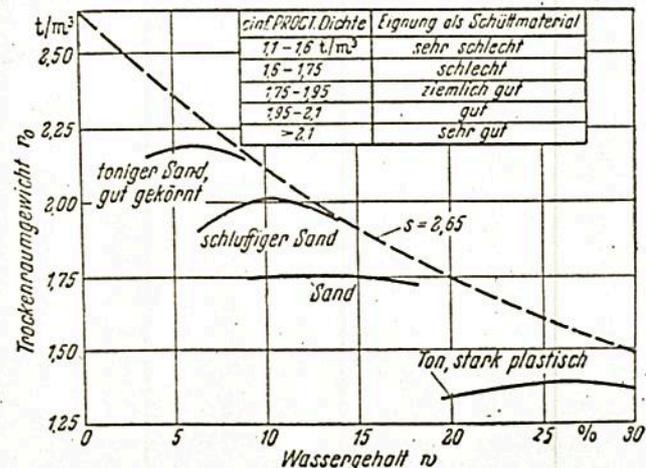
3. EINBAU UND VERDICHTUNG DER ERDSTOFFE

Die Erdstoffe sind je nach ihrer Einbau- und Verdichtungsfähigkeit in den entsprechenden Wassergehaltsbereichen und mit den geforderten Trockenraumgewichten einzubauen. Durch die hierfür notwendige Verdichtung wird neben dem Raumgewicht besonders der Winkel der inneren Reibung erhöht.

Um eine ausreichende Verdichtung zu erzielen, wird in der Regel verlangt, daß die einzubauenden Erdstoffe eine Ungleichkörnigkeit $U \geq 7^2$ haben. Bei gleichkörnigen Böden mit $U \leq 5$ muß eine wesentlich größere Verdichtungsarbeit aufgewendet werden als bei ungleichkörnigen Böden. Die Verdichtungswilligkeit eines Erdstoffes ist also besonders von dem Ungleichkörnigkeitsgrad abhängig.

Bindige Bodenstoffe sollen nach Möglichkeit nur im unteren Bereich von Dammkörpern oder Anschüttungen, nicht jedoch an den Dammfüßen eingebaut werden. Außerdem ist darauf zu achten, daß die Schüttstoffe nicht geforen sind und daß Böden, die wegen ihres Wassergehaltes weich sind, nur verwendet werden, wenn nichtbindige Zwischenlagen zur besseren Entwässerung angeordnet werden. Die beiden Bodenarten dürfen dabei nicht wahllos durcheinander geschüttet werden, da sich Sandlinsen bilden können, in denen sich das Wasser sammelt. Dadurch werden die bindigen Erdstoffe durchfeuchtet und verlieren ihre Scherfestigkeit, so daß es zu Rutschungen kommen kann.

Nichtbindige Böden eignen sich allgemein für Dammschüttungen und Anschüttungen aller Art. Ihre Güte wird ausschließlich durch den Ungleichkörnigkeitsgrad bestimmt. Bei hohen Dämmen sollte man darauf achten, daß wohl der Dammkern aus bindigen Böden bestehen darf, daß aber im Bereich der Dammböschungen und auch in der Dammkrone möglichst nur nichtbindige oder sehr schwachbindige Bodenarten eingebaut werden.



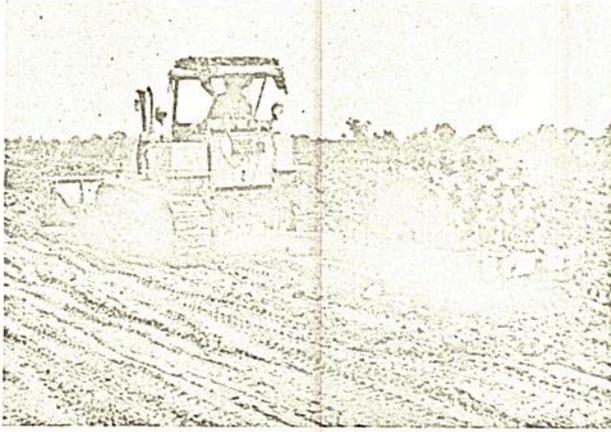


Abb. 5: Verdichtung von schwachbindigen Erdstoffen mit der Schaffußwalze

Durch die Verdichtung der Böden beim Einbau soll das Trockenraumgewicht, d. h. das Gewicht der Festsubstanz, vergrößert werden. Hierdurch wird der Porenanteil, d. h. das Verhältnis der vorhandenen Hohlräume zum Gesamtvolumen möglichst klein, was zu einer Verringerung der Zusammendrückbarkeit und einer Vergrößerung der Scherfestigkeit des Bodens im Bruchzustand führt. Durch die Verringerung des Hohlraumgehaltes werden auch die Eigensetzungen des geschütteten Erdkörpers, die sog. Sackungen, weitgehend ausgeschaltet.

Für das Maß der Verdichtungsarbeit wird in der ZTVE eine Mindestlagerungsdichte in Prozent der für den Boden ermittelten Proctor-Dichte gefordert. Hierzu unterteilt man den Erdkörper in verschiedene Verdichtungs-zonen. Es wird z. B. verlangt, daß ein Dammkörper bis auf eine Höhe von 2 m unter Planumsoberkante bis auf mindestens 95 Prozent und für den darüberliegenden Bereich bis auf mindestens 100 Prozent der Proctor-Dichte des verwendeten Erdstoffes verdichtet wird. Dämme unter 2 m Gesamthöhe müssen durchweg auf mindestens 100 Prozent der Proctor-Dichte gebracht werden (Abb. 1).

Die Hinterfüllung von Bauwerken ist in voller Höhe auf mindestens 100 Prozent der Proctor-Dichte zu bringen. Außerdem soll nach der ZTVE jede Hinterfüllung von Brückenwiderlagern und Stützmauern sowie jede Überschüttung von Brücken und Durchlässen aus nichtbindigem Boden bestehen. Ist jedoch eine Hinterfüllung aus bindigen Erdstoffen nicht zu vermeiden, so soll wenigstens an der Rückwand des Bauwerkes eine mindestens 1 m dicke frostsichere Schicht aus Sand und Kies eingebracht werden.

Als Verdichtungsgeräte für bindige Böden eignen sich vor allem Schaffuß- und Gummiradwalzen. Die Schütthöhe soll etwa 25 cm betragen. Hierbei müssen die Erdstoffe möglichst gleichmäßig verteilt und, wenn erforderlich, nach dem Abkippen mit Motorgradern einplaniert werden. Die

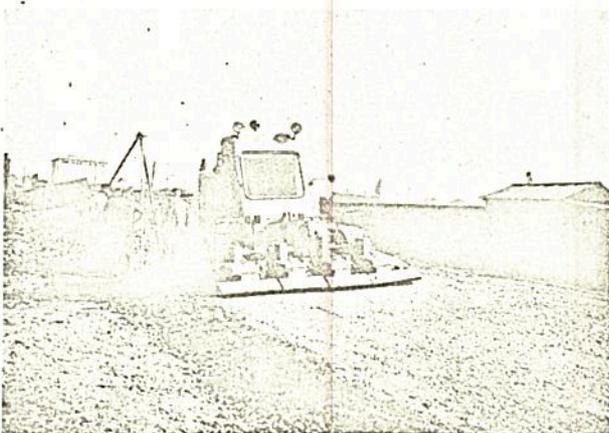


Abb. 6: Rüttelverdichter bei der Verdichtung einer Kies-sand-Aufschüttung

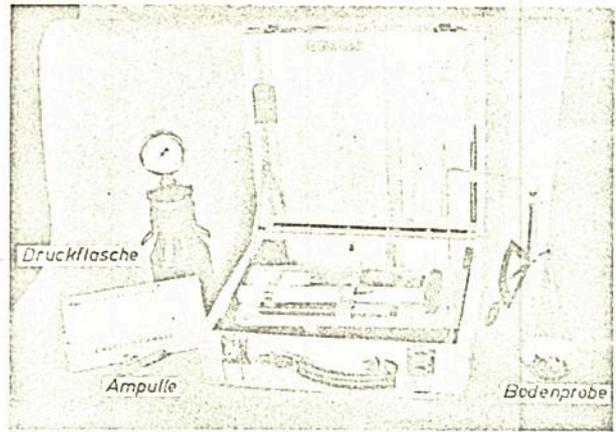


Abb. 7: CM-Gerät zur Bestimmung des Wassergehaltes von schwachbindigen und feinkörnigen Erdstoffen

Schaffußwalze übt bei der Verdichtungsarbeit mit ihren Füßen eine Druck- und Knetwirkung auf den Boden aus, und zwar bis in eine Tiefe, die etwa der Länge der Füße entspricht (Abb. 5). Eine gute Verdichtung ist dann erreicht, wenn die Schaffußwalze auf „Stelzen“ läuft, d. h. wenn sie mit ihren Füßen nur noch wenig in den Untergrund eindringt. Die Oberfläche derart verdichteter Erdschüttungen wird dann abschließend noch mit einer Glattrad- oder Gummiradwalze nachverdichtet. Grobkörnige und schiefrige Bodenarten werden zweckmäßig mit Stampfgeräten, wie z. B. mit Stampfplatten oder Delmag-Fröschen, bearbeitet, wobei gleichzeitig durch Zermahlen und Zertrümmern des Gesteins eine dichtere Lagerung erreicht wird. Als Stampfplatten werden gewöhnlich Platten von 2 bis 3 t Gewicht, die an einem Baggerausleger hängen, mit einer Fallhöhe von 2 bis 3 m verwendet. Um eine Verdichtung von etwa 90 bis 100 Prozent der Proctor-Dichte zu erzielen, wird die zu verdichtende Fläche mindestens zwei- bis viermal abgestampft. Für die Verdichtung von nichtbindigen Böden, wie Sand und Kies, eignen sich am besten Rüttelgeräte (Abb. 6). Mit diesen Geräten werden den Bodenkörnern Schwingungen aufgezwungen, die die Haft- und Reibungskräfte zwischen den Bodenteilchen aufheben und im Zusammenwirken mit dem Gewicht des Gerätes eine Umlagerung der einzelnen Körner zu einem dichten Korngefüge bewirken.

4. UBERWACHUNG DER ERZIELTEN VERDICHUNG AUF DER BAUSTELLE

Bei der Herstellung der Erdkörper soll man sich aber nicht nur auf die Forderung einer bestimmten Verdichtung beschränken, sondern es ist unbedingt notwendig, daß die Verdichtungsarbeiten auch kontrolliert werden, um schwache Zonen in den Erdbauwerken auszuschließen. Die Kontrolle der Verdichtung erstreckt sich hierbei einmal auf die Nachprüfung des Einbauwassergehaltes, zum anderen auf die Größe der erzielten Lagerungsdichte.

4.1. Überprüfung des Einbauwassergehaltes

Nachdem in den Voruntersuchungen der optimale Wassergehalt bzw. die Wassergehaltsbereiche für die zu erzielenden Proctor-Dichten ermittelt wurden, ist es Aufgabe der Bauüberwachung, dafür zu sorgen, daß die erwünschten Einbauwassergehalte auch eingehalten werden. Bodenstoffe, deren natürlicher Wassergehalt wesentlich über dem günstigsten Einbauwassergehalt liegt, müssen vor dem Einbau drainiert werden. Ist der Boden zu trocken, dann wird man Wasser auf die Schüttstoffe aufbringen oder die Erdstoffe bereits im Entnahmegebiet vornässen. Außerdem ist daran zu denken, daß der Wassergehalt der angeschütteten Erdstoffe auch durch eventuelle Niederschläge beeinflusst wird.

In früheren Zeiten konnte die Bodenfeuchtigkeit nur labormäßig ermittelt werden. Heute gibt es Geräte, die

auf der Baustelle, und zwar in wenigen Minuten ohne Trocknung der Bodenprobe Wassergehaltsbestimmung erlauben. Am bekanntesten sind hierfür das „CM-Gerät“ und das „Luftpyknometer“.

Beim „CM-Gerät“ wird die leichte Zersetzbarkeit von Calciumkarbid bei der Einwirkung von Feuchtigkeit ausgenutzt und mit Hilfe des durch die Bildung des Azetylen-gases entstehenden Druckes der Wassergehalt von Bodenproben bestimmt. Das Gerät besteht aus einer Druckflasche und einem gasdichten Verschluss mit aufgesetztem Manometer (Abb. 7). Nachdem eine genau abgewogene Bodenmenge zwischen 5 und 20 g in die Druckflasche eingefüllt ist – die Menge richtet sich nach dem geschätzten Feuchtigkeitsgehalt des Bodens –, wird eine Ampulle Calciumkarbid vorsichtig dazugegeben. Die Stahlflasche wird dann verschlossen und anschließend heftig geschüttelt. Hierdurch zerbricht die Ampulle und das Calciumkarbid kann sich mit dem Bodensstoff vermengen, wobei das entstehende Azetylen-gas einen Druckanstieg am Manometer bewirkt. Mit dem angezeigten Manometerdruck und dem Gewicht der eingefüllten Bodenprobe kann man nun in einer Tabelle, die jedem Gerät beiliegt, den Wassergehalt des Bodens ablesen. Nachteilig ist bei dem Gerät, daß gewöhnlich nur sehr kleine Bodenmengen untersucht werden können und daß das Ergebnis oft durch kleine Steine, die sich in der Bodenprobe befinden, verfälscht wird. Da außerdem bei stark tonigen Böden kein sicheres Untermischen des Calciumkarbids eintritt, eignet sich dieses Gerät vorwiegend für eine Wassergehaltsbestimmung von schwach- und nichtbindigen sowie von feinkörnigen Böden.

Mit dem Luft-Pyknometer kann auch bei größeren Bodenmengen der Wassergehalt auf der Baustelle bestimmt werden (Abb. 8). Hierzu wird die Bodenprobe in einen Metallzylinder – Inhalt etwa 1000 cm³ – eingefüllt, wobei es möglich ist, auch den Wassergehalt von Bodenproben mit einem größeren Korn verhältnismäßig zuverlässig zu ermitteln. Da der Zylinderinhalt bekannt ist und das Gewicht der eingebrachten Bodenmenge ermittelt werden kann, läßt sich das Feuchtraumgewicht (γ_f) bestimmen. Auf den Metallzylinder mit der Bodenprobe wird eine zylinderförmige Luftkammer luftdicht aufgesetzt, die durch ein Ventil gegen den unteren Zylinder abgeschlossen ist. In der Luftkammer erzeugt man nun mit Hilfe einer Luftpumpe einen Druck von etwa 2,3 atü, der an einem Feinmanometer abgelesen werden kann. Durch anschließendes Öffnen des Ausgleichsventils zwischen der Luftkammer und dem mit der Bodenprobe gefüllten Zylinder gleicht sich der Druck zwischen beiden Behältern aus, wobei der vom Manometer angezeigte Druck abfällt. Nach dem Boil-Mariott'schen Gesetz läßt sich mit dem Volumen des festen und des flüssigen Anteils des eingebrachten Bodensstoffes und dem Gemischraumgewicht der Wassergehalt der Bodenprobe bestimmen. Für den praktischen Einsatz auf der Baustelle hat man für die verschiedenen Stoffgewichte der einzelnen Bodenarten Kurventafeln aufgestellt, die es erlauben, den Wassergehalt des Bodens auf Grund des ermittelten Feuchtraumgewichtes und aus den Manometerablesungen vor und nach dem Druckausgleich sofort abzulesen.

4.2. Ermittlung des erzielten Trockenraumgewichtes

Während der Einbauwassergehalt des Bodens bei Erdbauwerken nach vorstehenden Ausführungen verhältnismäßig leicht zu überwachen ist, kann die Überprüfung der erreichten Lagerungsdichte gewöhnlich nur durch gutgeschultes Personal und mit einem wesentlich größeren Zeitaufwand durchgeführt werden. Für diese Nachprüfung gibt es verschiedene Verfahren, die je nach den eingebauten Bodenarten und den örtlichen Verhältnissen angewendet werden können. Dabei wird man aus wirtschaftlichen Gründen die genaue Lagerungsdichte nur an einigen Stellen des Erdbauwerkes mit den exakten Methoden bestimmen und sie an diesen Punkten mit einfacher zu handhabenden Geräten nachprüfen, um ein Eichmaß für die Be-

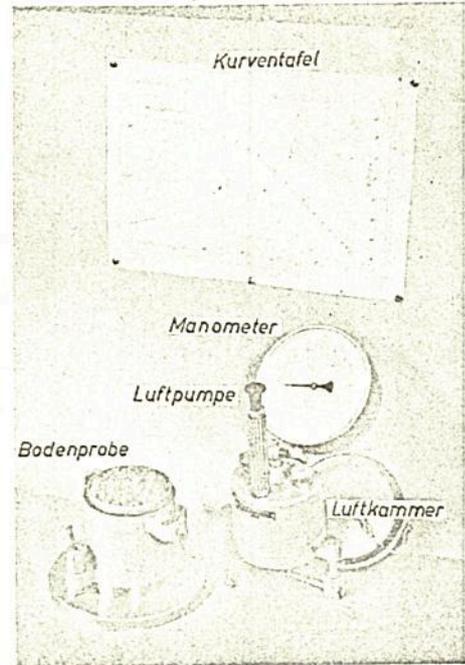


Abb. 8: Luftpyknometer zur Überprüfung des Einbauwassergehaltes

nutzung der einfacheren Geräte zum Nachweis der geleisteten Verdichtungsarbeit zu erhalten.

4.2.1. Entnahme ungestörter Bodenproben

Wenn die Lagerungsdichte an der Oberfläche einer Erdschüttung oder in einer begrenzten Tiefe (Schürfgrube) nachgeprüft werden soll, wird eine ungestörte Bodenprobe ausgestochen und das vorhandene Trockenraumgewicht aus dem Feuchtraumgewicht und dem Wassergehalt, wie bereits beschrieben, festgestellt. Bei der Entnahme der ungestörten Bodenprobe muß die natürliche Lagerungsdichte, die Konsistenz und der Wassergehalt der Bodenprobe erhalten bleiben, was oft nur bei mehr oder weniger bindigen Bodenstoffen möglich ist.

Das Gerät hierzu besteht aus einem runden Metallstutzen mit Fußplatte und einem Stahlzylinder mit Schneide, der gerade durch den runden Stutzen hindurchpaßt, sowie einer Eindrückvorrichtung (Abb. 9). Nachdem



Abb. 9: Gerät zur Entnahme einer ungestörten Bodenprobe aus einer Schürfgrube

die Fußplatte mit dem Stutzen auf eine eben hergestellte Aufstandsfläche des nachzuprüfenden Bodenkörpers aufgesetzt ist, wird der Entnahmezylinder in den Rohrstützen eingeführt und mit der Eindrückvorrichtung vorsichtig bis etwa 1 cm unter die Bodenoberfläche gepreßt. Dann wird der Entnahmezylinder auf allen Seiten vorsichtig freigelegt; ein Ausstechblech oder eine Kelle wird unter den Zylinder geschoben und zusammen mit der Bodenprobe im Stahlzylinder sorgfältig herausgehoben. Den Boden im Entnahmezylinder schneidet oder streicht man auf beiden Seiten glatt ab und ermittelt das Gewicht der entnommenen Bodenprobe. Mit dem bekannten Volumen des Entnahmezylinders ergibt sich zunächst wieder das Feuchtraumgewicht und nach Feststellung des Wassergehaltes des Bodens auch das zugehörige Trockenraumgewicht, wodurch die erzielte Proctor-Dichte nachgewiesen werden kann.

4.2.2. Bestimmung des Raumgewichtes mit Hilfe der Bodenersatzmethode

Die Entnahme ungestörter Bodenproben ist nur dann möglich, wenn der Boden keine größeren Körner enthält, die von der Zylinderschneide nach außen gedrängt oder nach innen in die Probe hineingedrückt werden können und so das natürliche Bodengefüge verändern. Sind größere Körner vorhanden, so muß man zur Raumgewichtsbestimmung ein Verfahren anwenden, das derartige Störungen ausschließt. Hierfür ist die Bodenersatzmethode entwickelt worden.

Für dieses Verfahren wird in dem zu untersuchenden Bodenkörper ein Probeloch von etwa 10 bis 25 cm Durchmesser angelegt. Die herausgenommenen Bodenstoffe werden sorgfältig zur späteren Gewichts- und Wassergehaltsbestimmung aufbewahrt. Dann wird eine kreisförmige Ringscheibe mit einem Innendurchmesser, der dem Probeloch entspricht, auf die abgeglichene Bodenfläche aufgelegt. Bei der Sandersatzmethode wird in die Höhlung des Probeloches aus einer aufgesetzten Sanduhr ein mög-

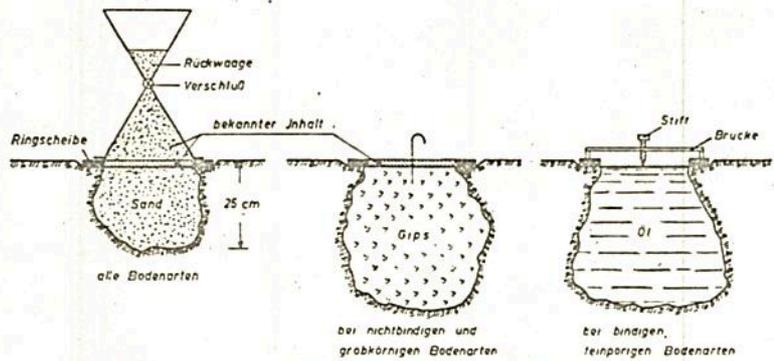


Abb. 10: Systemskizze der verschiedenen Bodenersatzmethoden zur Bestimmung des Raumgewichtes

lichst gleichkörniger Sand eingefüllt, wobei sich aus dem Gewicht des verbrauchten Sandes – das Raumgewicht des Sandes ist bekannt – der Volumeninhalt des Probeloches ermitteln läßt (Abb. 10a). Aus dem Gewicht der ursprünglich entnommenen Bodenprobe, dem Wassergehalt und dem mit der Sanduhr bestimmten Volumen kann dann das Feuchtraumgewicht und auch das Trockengewicht nach den bereits bekannten Formeln festgestellt werden. Diese Methode eignet sich bei allen Bodenarten. Nachteilig ist jedoch, daß der Sand vor Feuchtigkeit geschützt werden muß, d. h., daß das Verfahren bei nasser Witterung ohne besondere Schutzmaßnahmen nicht anwendbar ist (Abb. 11).

An Stelle des Sandes kann man zum Auffüllen des Probeloches auch einen anderen Stoff verwenden, wie z. B. Gips, Öl oder Kaltasphalt. So wird man bei nichtbindigen, grobkörnigen Böden das Volumen des Probeloches meistens mit Gips bestimmen. Hierzu wird der geschaffene Hohlraum zunächst mit weichem Papier ausgelegt und dann der Gipsbrei bis zur Bodenoberfläche in den Hohlraum eingefüllt und abgeglichen (Abb. 10b). Der erstarre „Gipskopf“ wird herausgenommen und mit Hilfe der Tauchwägung läßt sich das Volumen des Gipskörpers bestimmen, das dem Volumen des ausgehobenen Probeloches entspricht. Dieses Verfahren hat den Nachteil, daß die Tauchwägung nur im Labor durchgeführt werden kann, auf

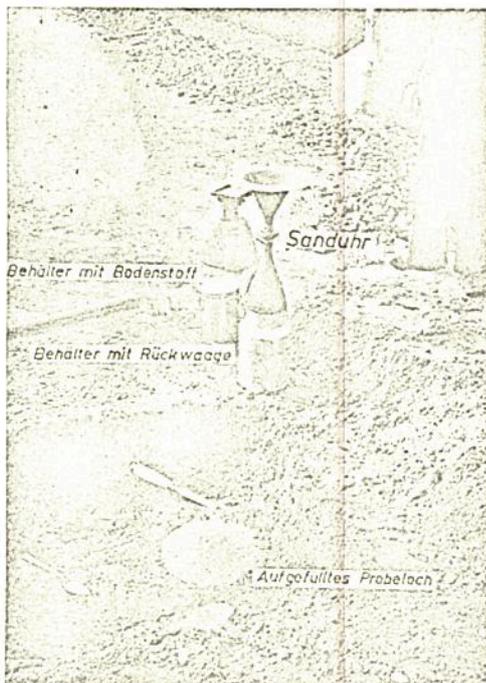


Abb. 11: Überprüfung der erreichten Lagerungsdichte eines kalkstabilisierten Planums mit Hilfe der Sandersatzmethode

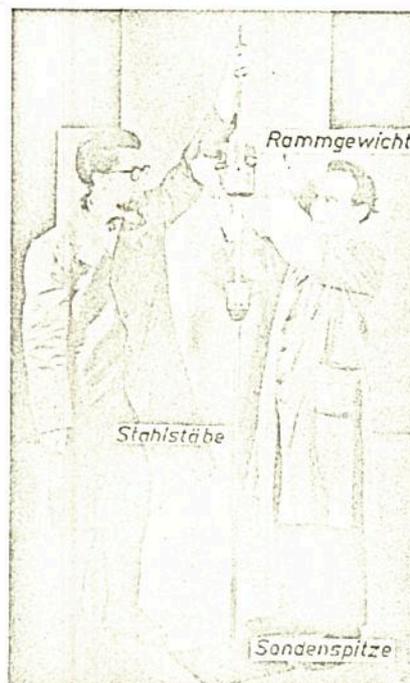


Abb. 12: Leichte Rammsonde (Künzelstab) zur Überwachung der Lagerungsdichte



Abb. 13: Registrierende Schlagsonde

der anderen Seite aber den Vorteil, daß die Form des Probelloches nicht begrenzt ist, also beliebig groß sein kann.

An Stelle der bei nasser Witterung nicht anwendbaren Sandersatzmethode kann das Volumen des entnommenen Bodens auch durch Eingießen von Öl in den Hohlraum des Probelloches bestimmt werden. Die Höhe der Ölfüllung wird hierbei mit einem Stift, der in eine über das Probelloch gelegte Meßbrücke eingeschraubt ist, kontrolliert (Abb. 10c). Die Menge des eingefüllten Oles ermöglicht die Volumenbestimmung des Hohlraumes. Es ist aber zu beachten, daß nur bei bindigen und feinporigen Böden ein Einsickern des Oles in den Untergrund verhindert werden kann. Bei grobporigen Böden verwendet man zum Schutz gegen das Einsickern eine ganz dünne Gummihaut.

Neuerdings wird die Volumenbestimmung auch mit Kaltasphalt durchgeführt, der infolge seiner Zähigkeit auch in sehr durchlässigen Böden, wie z. B. im Kies, noch einwandfreie Ergebnisse liefert³⁾.

4.3. Überwachung der Lagerungsdichte durch den Eindringungswiderstand von Sonden

Für eine schnelle und einfach durchzuführende Überprüfung der erreichten Verdichtung von Erdschüttungen haben sich in der Praxis die leichte Rammsonde und die registrierende Schlagsonde⁴⁾ gut bewährt. Der Eindringungswiderstand dieser Sonde gibt dabei im wesentlichen Aufschlüsse über die Gleichmäßigkeit der Lagerungsdichte der eingebauten Bodenstoffe. Da diese Geräte jedoch keine Bodenkennziffern, sondern nur Vergleichswerte liefern, ist es zweckmäßig, die Lagerungsdichte wenigstens an einer Stelle der Erdschüttung mit Hilfe der Raumgewichtsbestimmung genau zu ermitteln und anschließend daneben mit der Sonde den Eindringungswiderstand festzustellen. Auf diese Weise lassen sich für jede Erdbaustelle und die unterschiedlichen Bodenarten Eichwerte ermitteln. Die Geräte erlauben es, das Erdbauwerk an vielen Stellen schnell abzutasten und evtl. vorhandene schwache Stellen aufzuzeigen. Durch die Sondierung wird außerdem eine starke psychologische Wirkung auf das Personal der Baufirmen ausgeübt, da man sich an Ort und Stelle von der Güte der geleisteten Arbeit durch den direkt zu beobachtenden Eindringungswiderstand überzeugen kann.

Mit der leichten Rammsonde läßt sich die Lagerungsdichte von Dammschüttungen oder von gewachsenem Boden gewöhnlich bis in eine Tiefe von etwa 6 m überprüfen. Die Sonde besteht aus Stahlstäben von 22 mm Außendurchmesser. Am untersten Stabende ist eine besondere Spitze mit einer Querschnittsfläche von 5 oder 10 cm² angeschraubt. Die Sonde wird mit einem Rammgewicht von 10 kg bei einer Fallhöhe von 50 cm eingeschlagen und der Eindringungswiderstand in Schlagzahlen je 10 cm Eindringungstiefe angegeben. Die Werte werden in Form eines Rammdiagramms aufgetragen (Abb. 12).

Da durch die gegenüber dem Gestänge verdickte Spitze die Mantelreibung am Gestänge weitgehend ausgeschaltet ist, kann man aus dem Verlauf dieses Rammdiagrammes gute Rückschlüsse auf die Lagerungsdichte des Bodens im Bereich der Sondenspitze ziehen. Schlecht verdichtete Stellen lassen sich leicht erkennen. Wenn das Gerät bei Schüttungen aus bindigen Böden eingesetzt wird, soll auch der Wassergehalt des Bodens an den untersuchten Stellen möglichst weitgehend mit der Eichstelle übereinstimmen.

Die registrierende Schlagsonde arbeitet nach demselben Prinzip, zeichnet jedoch die Eindringtiefe je Schlag automatisch auf und liefert auch für den oberen Bereich von Erdschüttungen brauchbare Werte, was bei der leichten Rammsonde oft nicht der Fall ist.

Die registrierende Schlagsonde hat nur ein 4 kg schweres Fallgewicht, das die Sondenspitze bei einer Fallhöhe

³⁾ Neubert: „Beurteilung der Prüfmethode zur Feststellung der erreichten Verdichtungswerte bei Dammschüttung“, Straßen-, Asphalt- und Tiefbautechnik, 1959, Nr. 2.

⁴⁾ Registrierende Schlagsonde. Straße und Autobahn, 1954, S. 58.

von 40 cm in die Erdschüttung schlägt. Beim Anheben des Rammgewichtes bis zur oberen Begrenzung drückt der Dorn eines Winkelhebels eine Marke in eine Metallfolie. Da die Metallfolie stets in der gleichen Höhenlage verbleibt, während die Sonde langsam in die Tiefe dringt, geben die eingeschlagenen Abstände in der Metallfolie ein Maß für den Eindringungswiderstand (Abb. 13). Hierdurch erübrigt sich jegliche Schreibearbeit und das Rammdiagramm ist in die Metallfolie eingestanzt. Durch Vergleichen des Meßstreifens mit dem sogen. Eichstreifen läßt sich auch hier sofort feststellen, ob die geforderte Lagerungsdichte erreicht ist. Wenn die Abstände der Markierungen auf der Metallfolie größer sind als auf dem Eichstreifen, so ist der Boden entweder nicht ausreichend verdichtet oder die Bodenstoffe sind zu feucht eingebaut worden, was bei bindigen Böden leicht der Fall sein kann.

4.4. Ermittlung der Lagerungsdichte mit dem Plattendruckgerät (Messung der Zusammendrückbarkeit)

Bei steinigen und schiefrigen Böden, für die mit den üblichen Geräten keine Proctor-Kurve aufgestellt werden kann, ist es auch nicht möglich, die Nachprüfung der erzielten Verdichtung auf der Baustelle mit den bisher beschriebenen Methoden durchzuführen. Zur Nachprüfung wird bei solchen Böden die Zusammendrückbarkeit mit einer Lastplatte gemessen, ein Verfahren, das wohl als das älteste zur Beurteilung der Tragfähigkeit des Baugrundes angesehen werden kann. Das Plattendruckgerät besteht aus einer Stahlplatte von 30 cm Durchmesser, die mit einer Druckvorrichtung in den Boden gepreßt wird. Die Druckpresse ist gegen ein Gegengewicht gestützt. Die Setzungen der Lastplatte unter den einzelnen Laststufen werden an Meßuhren, die ein Genauigkeit von 1/100 mm haben, abgelesen. Die Meßuhren sind an einer Meßbrücke befestigt, die außerhalb des Einflußbereiches der Lastplatte stehen muß. Bei jeder Laststufe wird das Ende der Einsenkung abgewartet, bevor die nächste Laststufe aufgebracht wird. Bei bindigen Böden, die sich nur sehr langsam zusammendrücken, ist das Ende der Einbringung dann gegeben, wenn die Einsenkung weniger als 0,02 mm in der Minute beträgt.

Durch Auftragen der Bodenpressungen (p) unter der Lastplatte und der zugehörigen Setzungen (s) erhält man die Drucksetzungslinie (Abb. 14). Die Steifenzahl (E) für den zu untersuchenden Boden – eine Kennziffer der Zusammendrückbarkeit – ergibt sich aus der Wiederbelastungskurve dieser Drucksetzungslinie und errechnet sich zu:

$$E = \frac{1,5 \cdot r \cdot p}{s}$$

Hierin bedeuten: r = halber Durchmesser der Lastplatte in cm, p = Bodendruck unter der Lastplatte in kp/cm², s = Einsenkung der Lastplatte in cm.

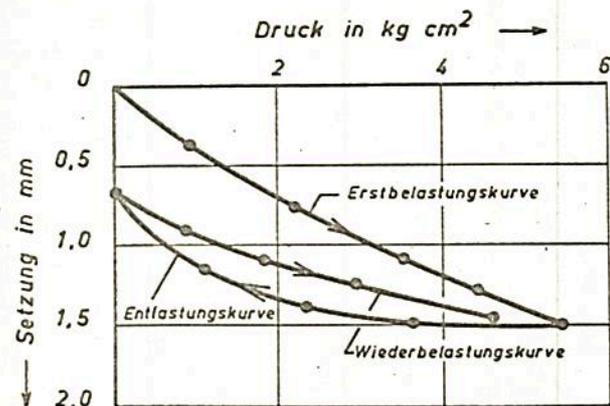


Abb. 14: Drucksetzungslinie eines Lastplattenversuches zur Ermittlung der Steifenzahl (E)

Enthält die Dammschüttung größere Körner als 150 mm Durchmesser, muß eine größere Lastplatte mit 60 cm Durchmesser verwendet werden. Nach der ZTVE-SIB 59 sind für verschiedene Erdbauwerke neben der Nachprüfung der Einbauwassergehalte und der erzielten Proctor-Dichte auch bestimmte Werte für die Zusammendrückbarkeit einzuhalten. Je nachdem, ob es sich um eine Erdschüttung, um das Planum einer Schüttung oder um eine Frostschuttschicht handelt, sollen folgende E-Werte als Mindest-Mittelwerte von wenigstens zwei Plattendruckversuchen unter Bezugnahme auf die vorgeschriebene Proctor-Dichte erreicht werden:

- a) bei bindigen Böden
- | | |
|------------------------|------------------------------|
| für 92% Proctor-Dichte | $E \geq 200 \text{ kp/cm}^2$ |
| für 97% Proctor-Dichte | $E \geq 300 \text{ kp/cm}^2$ |
| für das Erdplanum | $E \geq 450 \text{ kp/cm}^2$ |
- b) bei nichtbindigen Böden
- | | |
|-------------------------|-------------------------------|
| für 95% Proctor-Dichte | $E \geq 450 \text{ kp/cm}^2$ |
| für 100% Proctor-Dichte | $E \geq 600 \text{ kp/cm}^2$ |
| für das Erdplanum | $E \geq 1200 \text{ kp/cm}^2$ |
- c) für die Verdichtung von Frostschuttschichten und des natürlichen und verbesserten Erdplanums
- | | |
|--|-------------------------------|
| | $E \geq 1200 \text{ kp/cm}^2$ |
|--|-------------------------------|

4.5. Nachprüfung der Lagerungsdichte mit Hilfe radioaktiver Isotope

Im Ausland, aber auch in der Bundesrepublik, ist man neuerdings dazu übergegangen, die Lagerungsdichte von Erdschüttungen mit radioaktiven Isotopen zu bestimmen. Isotope sind radioaktive Elemente, die beim Zerfall Gammastrahlen aussenden, wobei diese beim Durchdringen eines Mediums je nach dessen Dichte durch Absorption und Reflektion abgeschwächt werden.

Zur Überprüfung der Dichte von Erdschüttungen wird gewöhnlich eine Strahlungsquelle – meistens Kobalt 60 – und ein Strahlungsempfänger (Geigerzähler) verwendet. Die vom radioaktiven Element ausgesandten Gammastrahlen, die den zu überprüfenden Bereich des Untergrundes durchdringen, treffen als Strahlungsimpulse im Zählrohr auf und werden in einem Impulszähler registriert. Bei dem in Abb. 15a dargestellten Gerät befindet sich die Strahlungsquelle in der Spitze einer Sonde, die in den Boden eingedrückt wird. Die Zählrohre sind auf beiden Seiten der Sonde in einer auf der Geländeoberfläche liegenden Platte angeordnet, während der Impulszähler in einem besonderen Behälter beliebig aufgestellt werden kann. Mit den registrierten Impulsen pro Minute kann man aus einer Eichkurve das Feuchtraumgewicht des Bodens, und zwar als Mittelwert für den Tiefenbereich der eingedrückten Sonde, ablesen.

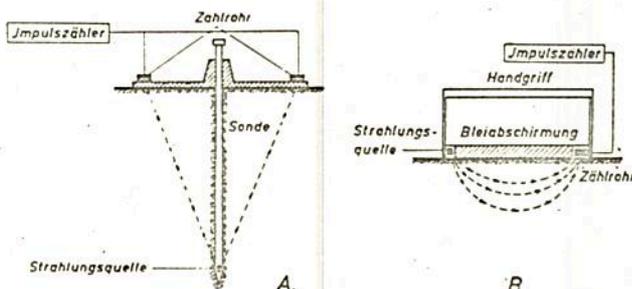


Abb. 15: Bestimmung der Lagerungsdichte mit radioaktiven Isotopen

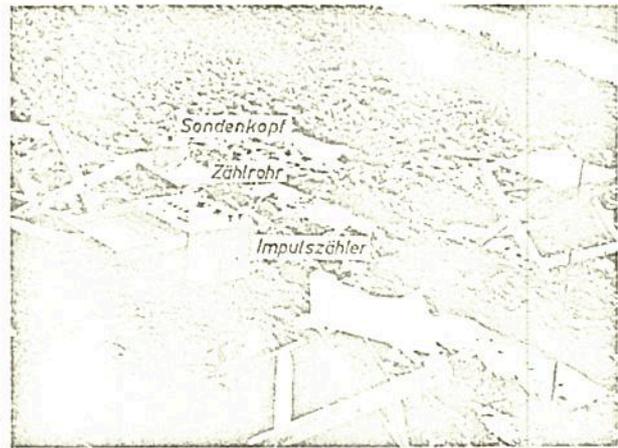


Abb. 16: Nachprüfung der erzielten Lagerungsdichte mit einer Isotopen-Sonde (Road Research Laboratory, London)

Das Gerät nach Abb. 15b ermöglicht es, die Lagerungsdichte von dünnen Schüttungen schnell und ausreichend genau zu bestimmen. Es wird nur auf die Erdoberfläche aufgelegt. Der Wassergehalt des Bodens muß bei diesem Verfahren mit einer der bereits vorstehend behandelten Methoden überwacht werden. Bei Sondierungen nach dem Verfahren Abb. 12 wird neuerdings zur Wassergehaltsbestimmung auch eine Neutronenquelle eingesetzt, wobei an Stelle einer Gammastrahlenquelle eine Neutronenstrahlenquelle und dementsprechend Neutronen-Zählrohre benutzt werden.

Für die Verwendung dieser radioaktiven Meßmethoden spricht einmal die schnelle Durchführung der Baukontrollen bei einem geringen Personal- und Geräteaufwand, wodurch es möglich ist, die Erdbauten an vielen Stellen und in kurzer Zeit auf die erreichte Verdichtung zu überprüfen. Außerdem können aber auch die Baufirmen an Hand der aufgezeichneten Meßergebnisse auf unzureichende Verdichtungen hingewiesen werden (Abb. 16). Nachteilig ist, daß für die Messungen ein speziell geschultes Personal erforderlich ist und daß die Geräte noch verhältnismäßig teuer sind.

5. ZUSAMMENFASSUNG

Bei allen Erdbauten soll man nicht vergessen, daß sie Bauwerke darstellen, deren Gründung und Aufbau bereits vor Beginn der Schüttungen geklärt sein muß. Da sie heute außerdem sofort nach Fertigstellung meist den vollen Verkehrsbelastungen ausgesetzt werden, ist auf eine gleichmäßige und ausreichende Verdichtung der Erdstoffe besonderer Wert zu legen. Um eine ausreichende Tragfähigkeit des Planums und eine möglichst große Standsicherheit der Erdbauwerke zu erreichen, sind die einzubauenden Erdstoffe vor Baubeginn auf ihre Eignung zu untersuchen. Außerdem sind die Einbauverfahren, Schütthöhen und Verdichtungsgeräte auf die zu verwendenden Bodenarten abzustimmen. Die Lagerungsdichten der Schüttungen und die Einbauwassergehalte der Bodenstoffe sind durch laufende Kontrollen zu überprüfen. Hierfür stehen uns heute brauchbare und leicht handliche Geräte zur Verfügung, mit denen diese Überwachung auf der Baustelle ohne Einschaltung von Laborarbeiten durchgeführt werden kann. Bei Abnahmeprüfungen der fertiggestellten Erdbauwerke sollte stets auch die Zusammendrückbarkeit – Steifzahl E – des Planums ermittelt werden. Sollen größere Erdbauwerke während der ungünstigen Jahreszeit ausgeführt werden, muß man daran denken, daß dies bei bestimmten Bodenarten manchmal nicht möglich ist oder daß besondere Maßnahmen, wie z. B. Kalkbeimischung, notwendig sind.

TEGNFORKLARING OG JORDARTSBETEGNELSER.

BETEGNELSER PÅ SITUASJONSPLAN:

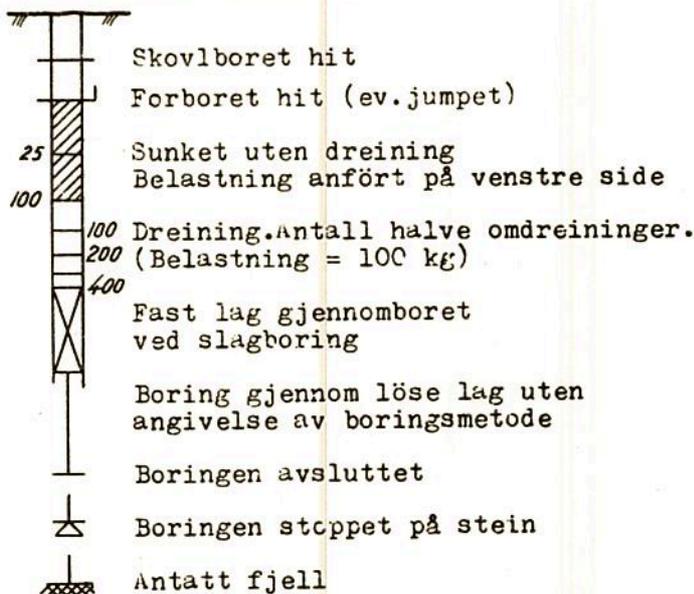
- Dreiesondering
- ⊙ Prøvetaking (ev.med dreiesondering)
- ⊕ Vingeboring " " "
- Spyleboring
- Slagboring
- ⊙ Piezometerinnstallasjon
- Skovlboring

MINERALJORDARTENES INNDELING
ETTER KORNDIAMETER:

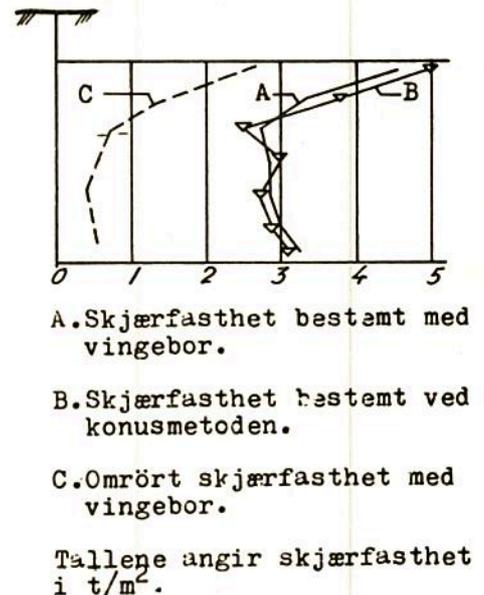
20 - 6 mm	grov	} Grus
6 - 2 "	fin	
2 - 0,6 mm	grov	} Sand
0,6 - 0,2 "	fin	
0,2 - 0,06 mm	grov	} Mo
0,06 - 0,02 "	fin	
0,02 - 0,006 mm	grov	} Mjele
0,006 - 0,002 "	fin	
< 0,002 mm		Leire

OPPTEGNING AV BORINGSRESULTATER I PROFIL:

Dreiesondering. (H.M. 1:200)



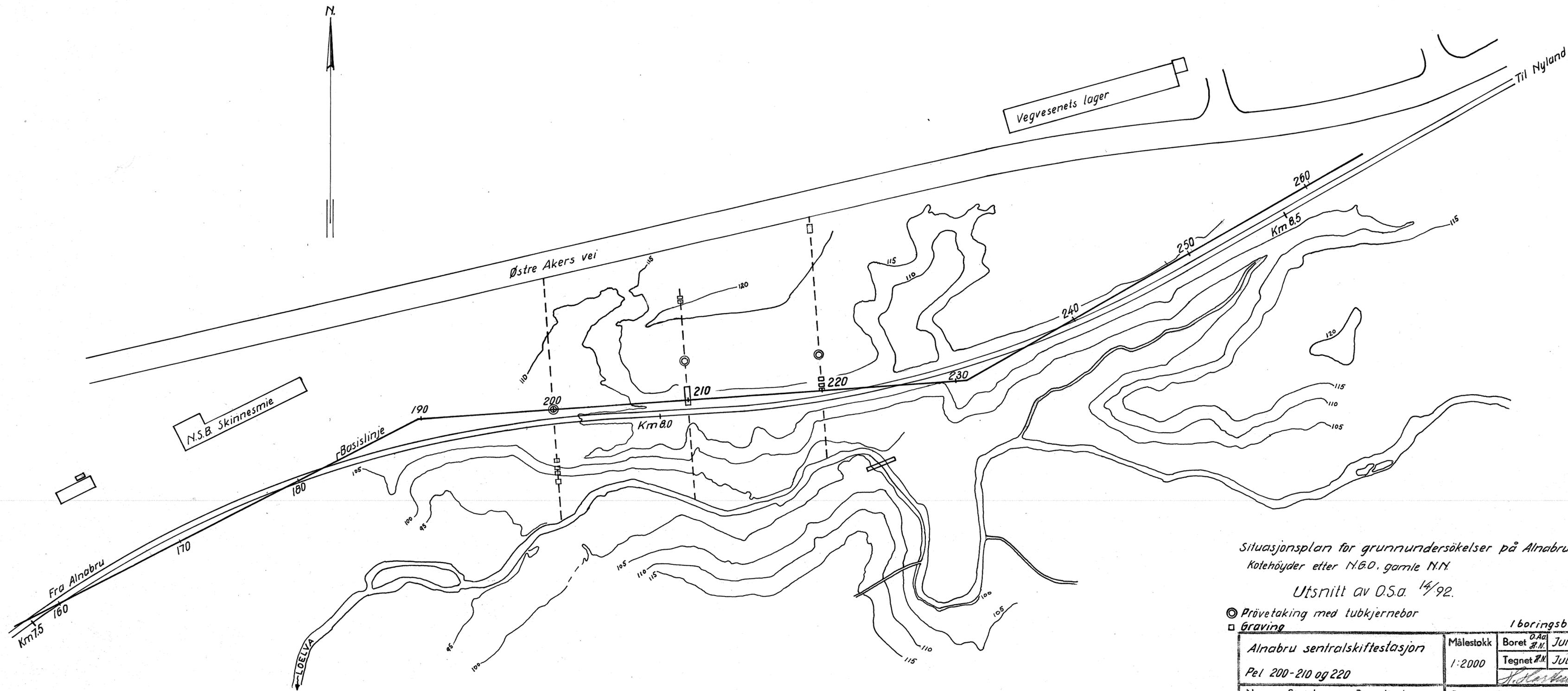
Vingeboring.



BOKSTAVSYMBOLER:

- w = vanninnhold i vektprosent av tørrsubstans.
- n = vanninnhold i volumprosent = porøsitet.
- F = relativ finhet.
- H₁ = relativ fasthet i omrørt prøve.
- H₃ = relativ fasthet i uforstyrret prøve.
- Gl.t. = glødetap i vektprosent av tørr - substans.

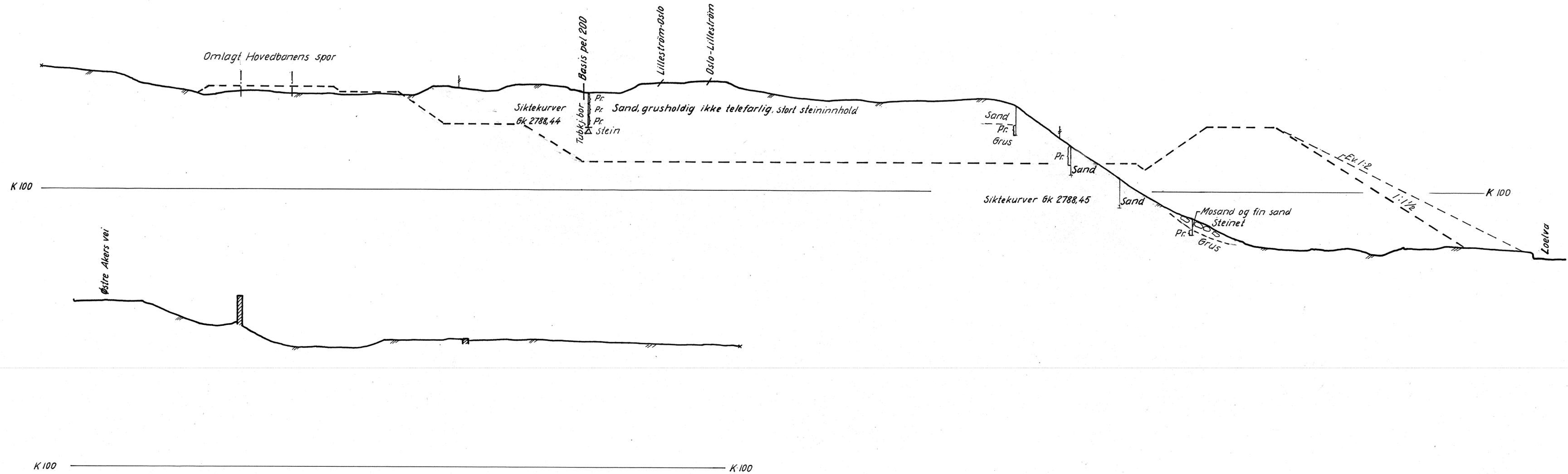
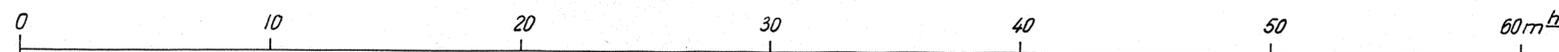
- s_u = udrenert skjærfasthet i t/m².
- γ = volumvekt i t/m³ (romvekt).
- o = humufisert organisk stoff i vektprosent av tørrsubstans.
- w_L = flytegrense.
- w_p = utrullingsgrense.



Situasjonsplan for grunnundersøkelser på Alnabru 1962
 Kotehöyder etter N.G.O. gamle N.N.
 Utsnitt av O.S.a. 14/92.

Norges Statsbaner – Banedirektøren Geoteknisk kontor Oslo 1511 -1962	Målestokk 1:2000	Boret ^{O.A.} _{#.N.} Juni 1962.
		Tegnet ^{#.N. Juli 1962.}
Erstatning for:		1 boringsbok
Erstattet av:		GK 2788,40_a

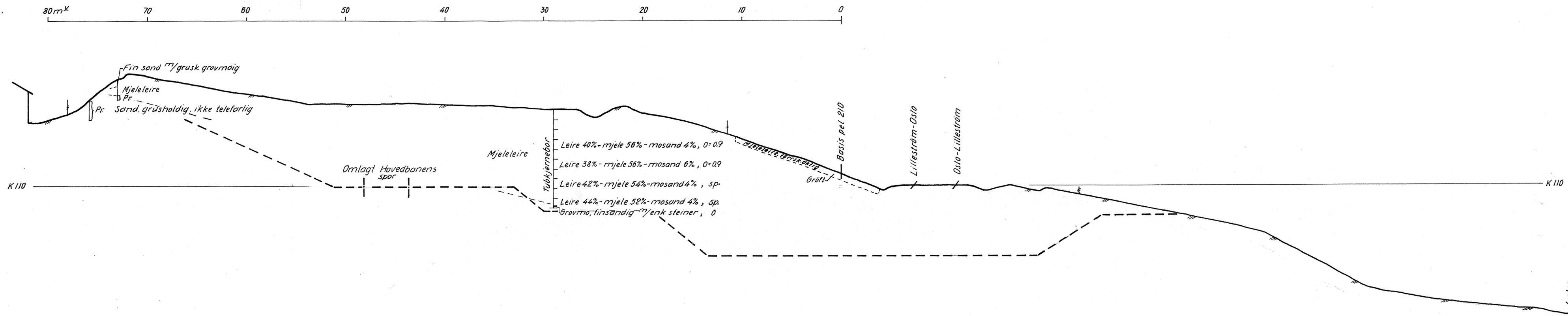
15 V.B.G.



Pel 200

Alnabru sentralskifteasjon Pel 200	Målestokk	Boret 2. Ad 2. N.	Juni-62
	1:200	Tegnet 7. N.	Juli-62
Norges Statsbaner - Banedirektøren Geoteknisk kontor Oslo 15/11 - 1962	Erstatning for:		GK 2788,41
Erstattet av:		S. Skarv-Haug	

3 F 36

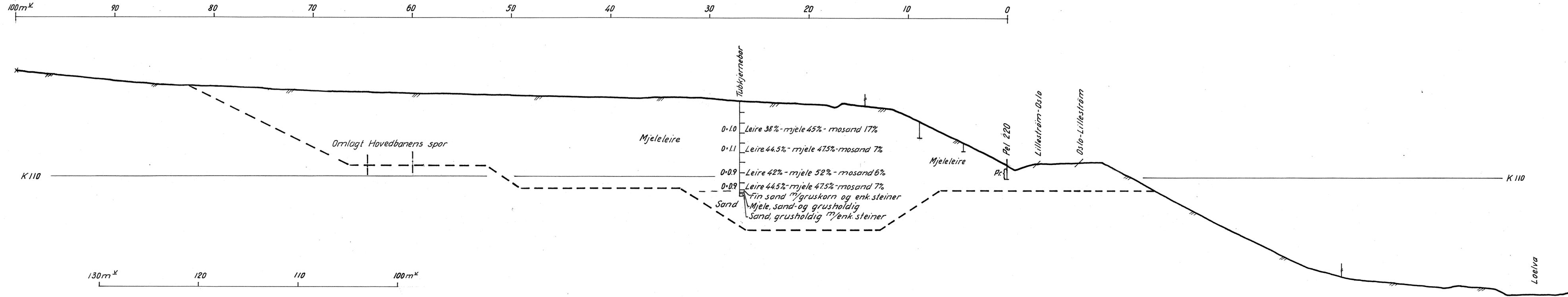


Pel 210

Alnabru sentralskiftstasjon Pel 210	Målestokk	Boret ^{0.10} _{2.11}	Juni-62
	1:200	Tegnet ^{2.11} _{2.11}	Juli-62
Norges Statsbaner - Banedirektøren Geoteknisk kontor Oslo 1511 -1962		Erstatning for:	
		GK2788,42	
		Erstattet av:	

3F37

Format A



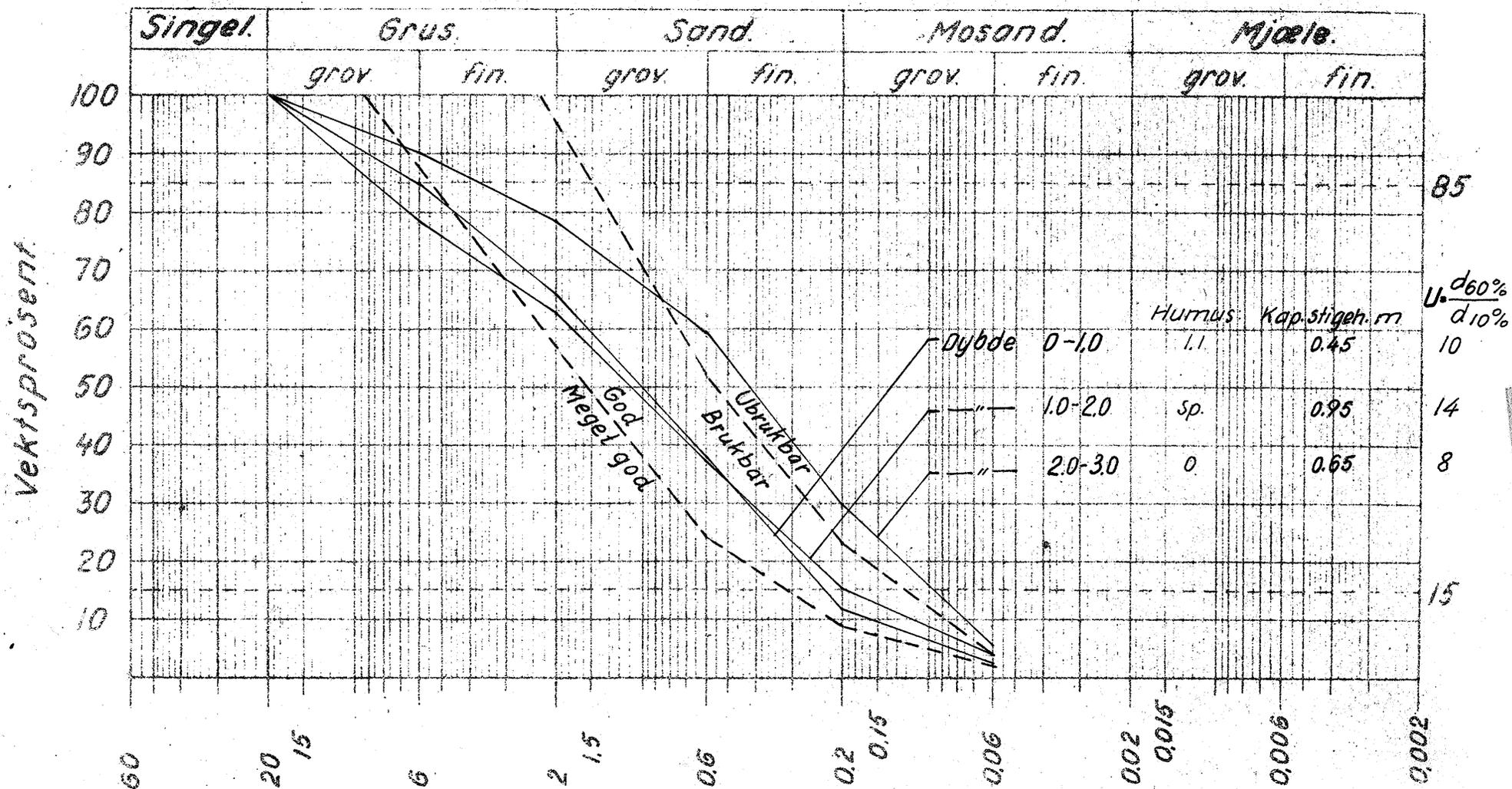
Forlengelse av profil pel ca. 220 opp til Østre Akers vei

Pel 220

Alnabru sentralskiftestasjon Pel 220	Målestokk	Boret ^{24.7.62}	Juni-62.
	1:200	Tegnet ^{24.7.62}	Juli-62.
Norges Statsbaner - Banedirektøren Geoteknisk kontor Oslo 1511 -1962	Erstatning	OK 2788.43	
Erstattet av:		Erstatning	

3F38

Kornfordelingskurve.



Maskevidde m/m.

Ballastnorm av 22.8.1942

Ballastgrus regnes som "brukbar" med inntil 5 % støv hvis kurven forøvrig er "meget god".

Ballastgrus regnes som "brukbar" med inntil 4,5 % støv hvis kurven forøvrig er "god".

16HB38

Alnabru sentralskiftestasjon
Pel 200 (basis)

Norges Statsbaner - Banedirektøren
Geoteknisk kontor
Oslo 15/11 - 1962

W. Skarum-Kaung

Målestakk Siktet. N. Juli-62.

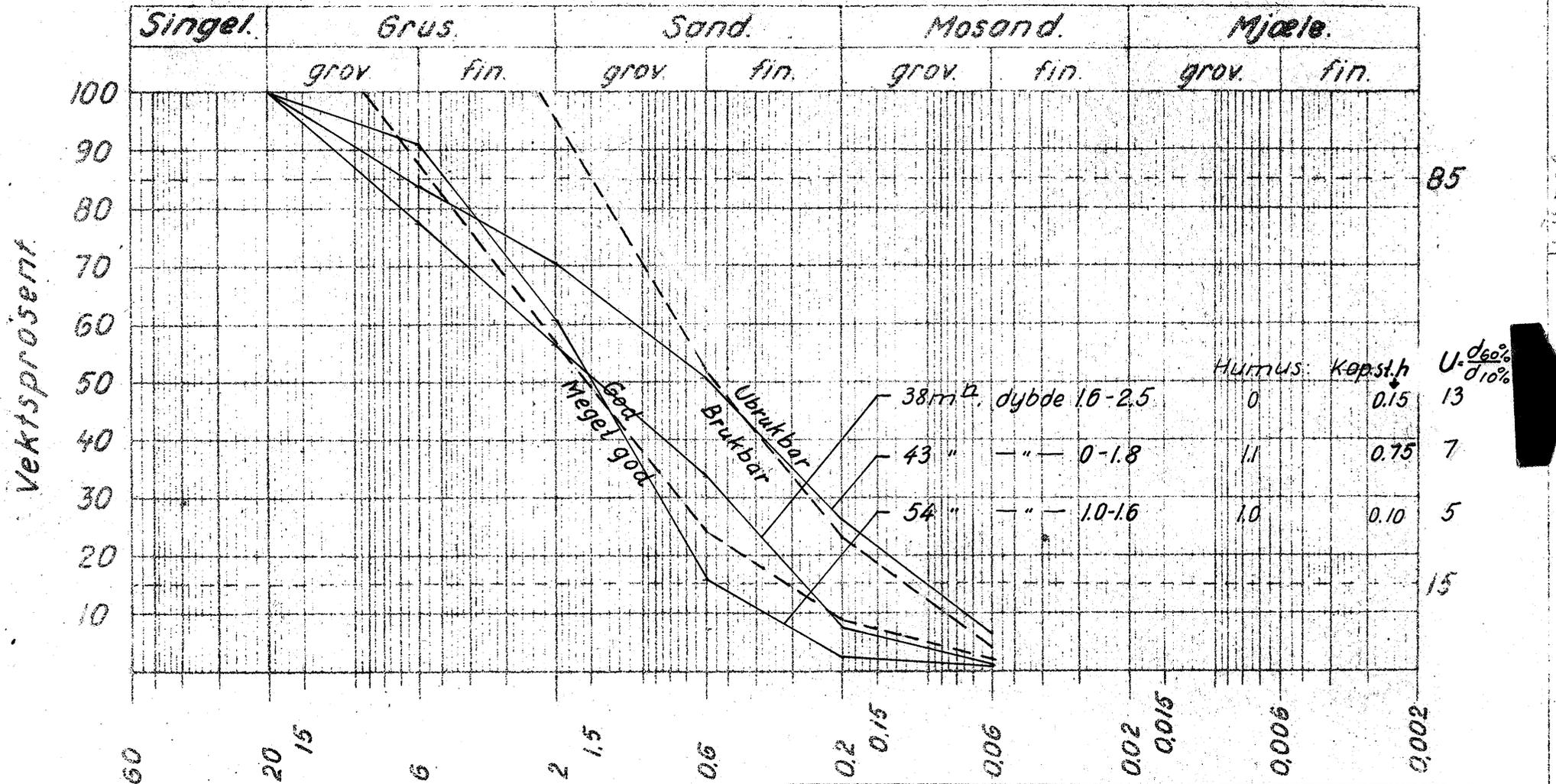
Erstain for

GK. 2788,44

Erstattet av

16HB38

Kornfordelingskurve.



Maskevidde m/m.

Ballastnorm av 22.8.1942

Ballastgrus regnes som "brukbar" med inntil 5 % støv hvis kurven forøvrig er "meget god".

Ballastgrus regnes som "brukbar" med inntil 4,5 % støv hvis kurven forøvrig er "god".

16HB39

Alnabru sentralskiftestasjon
Pel 200

Norges Statsbaner - Banedirektøren
Geoteknisk kontor
Oslo 15/11 - 19

Dr. Heeven-Naug

Målestokk Siktet: 3/11, Juli-62.

H. Hartmark

Erstattet for:

GK. 2788,45

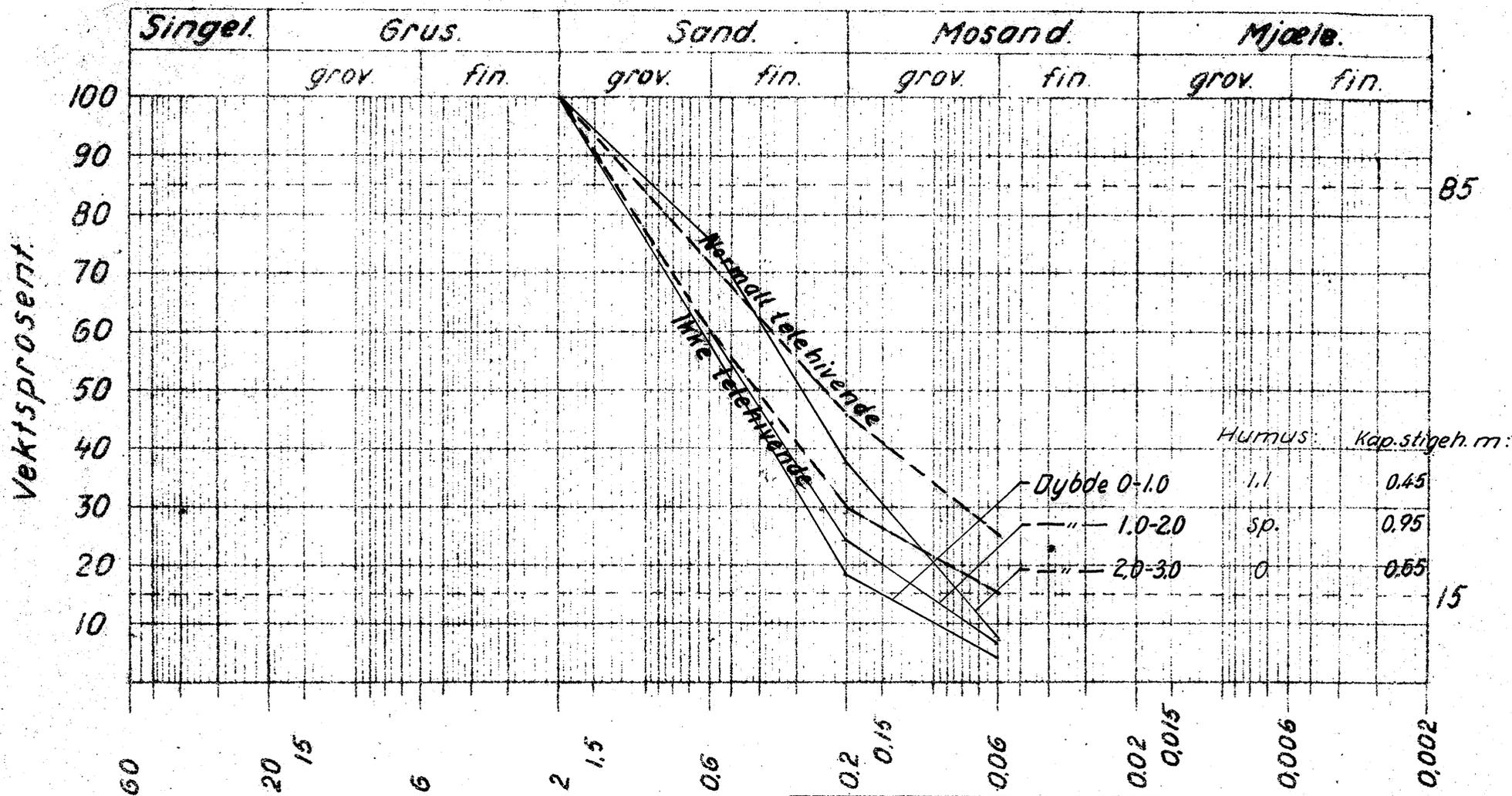
Erstattet av:

85

15

1641506

Kornfordelingskurve.



	Humnus:	Kap.stigeh. m:
Dybde 0-1.0	1.1	0.45
" 1.0-2.0	sp.	0.95
" 2.0-3.0	0	0.55

Maskevidde m/m.

Siktekurve for kornfraksjoner mindre enn 2 mm.

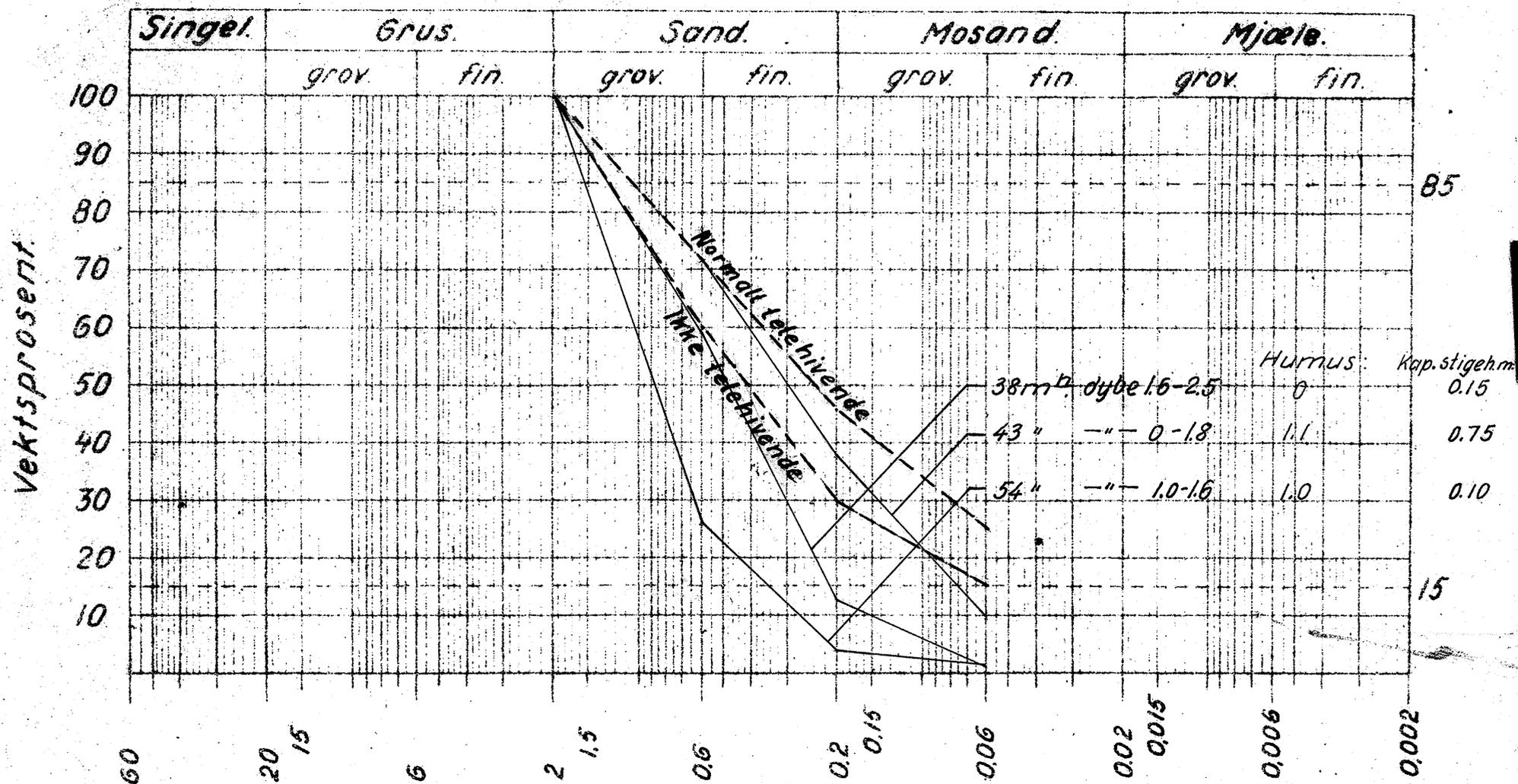
Beskows telefarlighetskurver.

Alnabru. sentralskifteasjon Pel 200 (basis)	Målestakk	Siktet: H.N.	Juli-62.
	<i>H. Skarvmark</i>		
Norges Statsbaner - Banedirektøren. Geoteknisk kontor. Oslo 15/11 - 1962	Erstattet for		
<i>W. Skarvmark</i>		Gk. 2788,46	
		Erstattet av.	

16HB40

16HB40

Kornfordelingskurve.



Maskevidde m/m.

Siktekurve for kornfraksjoner mindre enn 2 mm.

Beskows telefarlighetskurver.

Alnabru. sentralskiftestasjon
Pel 200

Målestokk Siktet: #N Juli-62.
H. Sandmark

Norges Statsbaner - Banedirektøren.
Geoteknisk kontor.
Oslo 15/11 - 1962

Erstattet av:
GK. 2788,47

16HB41

H. Sandmark

16HB41

Geotekniske forhold

Ardeleingsingeniør N. Rygg

Grunnforholdene.

Dette første partiet av motorvegen ligger i område med mektige marine leiravsetninger. Området har naturlig drenering og fall mot syd og øst, og veglinjen krysser omtrent vinkelrett på de fleste dreneringsvegene. Elv og bekker har gjennom tidene gravd seg ned i leirmassene og har dannet større og mindre daler med bratte og lite stabile skråninger.

Tykkelsen av løsavleiringene varierer sterkt. Ved Nitelva ligger fjell mer enn 45 m under elvebunnen. I området Jogstad—Brånås stiger fjellgrunnen opp over terrenget. Nord for Brånåsbekken er det igjen mektigere avsetninger over fjell.

På fig. 4 er det vist et typisk borprofil av grunnen ved Jogstad. Grunnen består av fast tørrskorpeleire ned til 4 à 5 m under terrenget. Videre er det middels fast mjelig leire. Denne leiren er for det meste middels sensitiv, men ved Nitelva og under enkelte bekkedaler er det funnet bløtere og kvikk leire. Nord for Brånåsdalen, mot Kirkevegen er leiren mer mo- og sandholdig, og ved Kirkevegen krysser vegen en sandavleiring som følger høydedraget nord-syd langs Kirkevegen.

Stabilitets- og setningsforhold.

Kravene til linjeføring på en moderne veg fører til helt uvante dimensjoner på jordarbeidene. I tillegg skaper terrengformasjonene og grunnforholdene problemer som har resultert i spesielle løsninger og utførelsesmåter.

Alle skjæringer i løsavleiring er tatt ut med skrånning 1 : 3. Dette er gjort for å sikre stabiliteten av fremtidig skjæring og for å lette vedlikeholdet av skråningene. For å hindre skade på skråningene ved erosjon av overvann og grunnvannsig, vil det bli lagt overvannsgrøfter, skråningsgrøfter, grusfot og matjordlag som skal tilsåes.

De fleste fyllingene er uten videre stabile mot brudd i undergrunn. Enkelte steder er det lagt stabiliserende motfyllinger, og i Brånåsdalen er det lagt steinfot på fjell til støtte for den 15 m høye fyllingen.

Alle skjæringsmasser i løsavleiringer består av leire. I tørrskorpen er disse massene faste, men har vanninnhold tildels langt over det optimale for jordarten, som ved proctorforsøk er bestemt til 15—17 %, fig. 5. Naturlig vanninnhold ned til 4 m under terrenget er 25—30 %. Forsøk med varierende pakningsarbeid viser at materiale med naturlig vann-

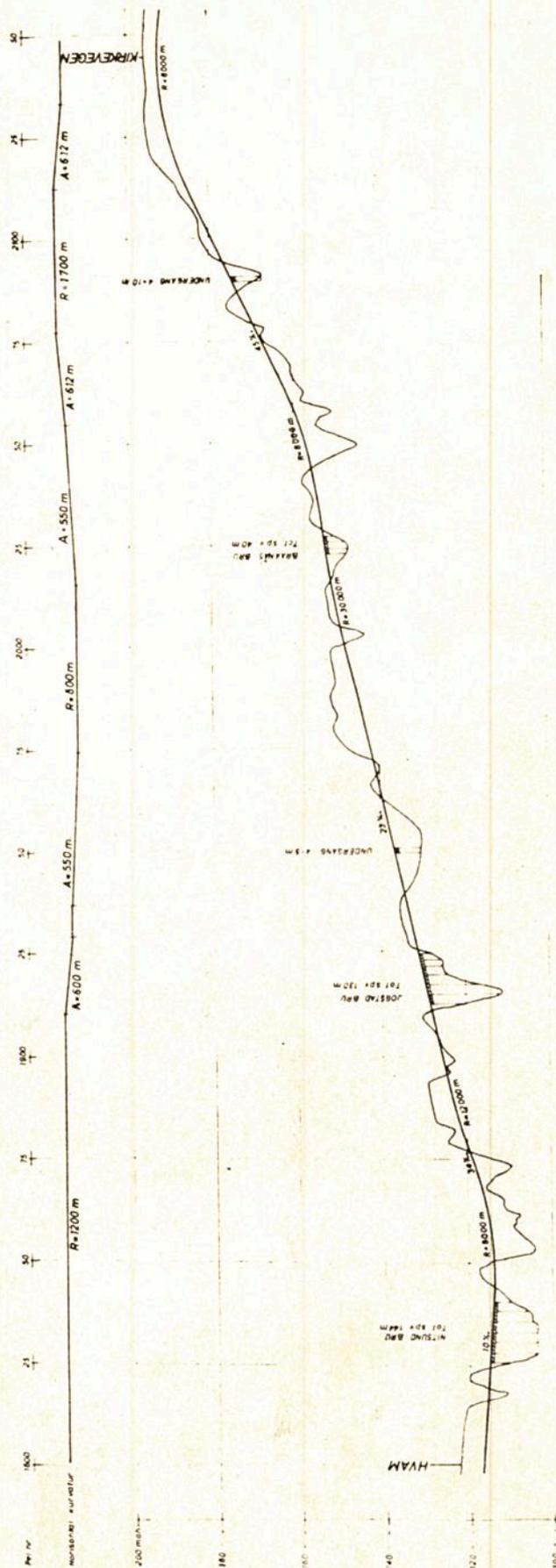


Fig. 3. Oversiktsprofil.

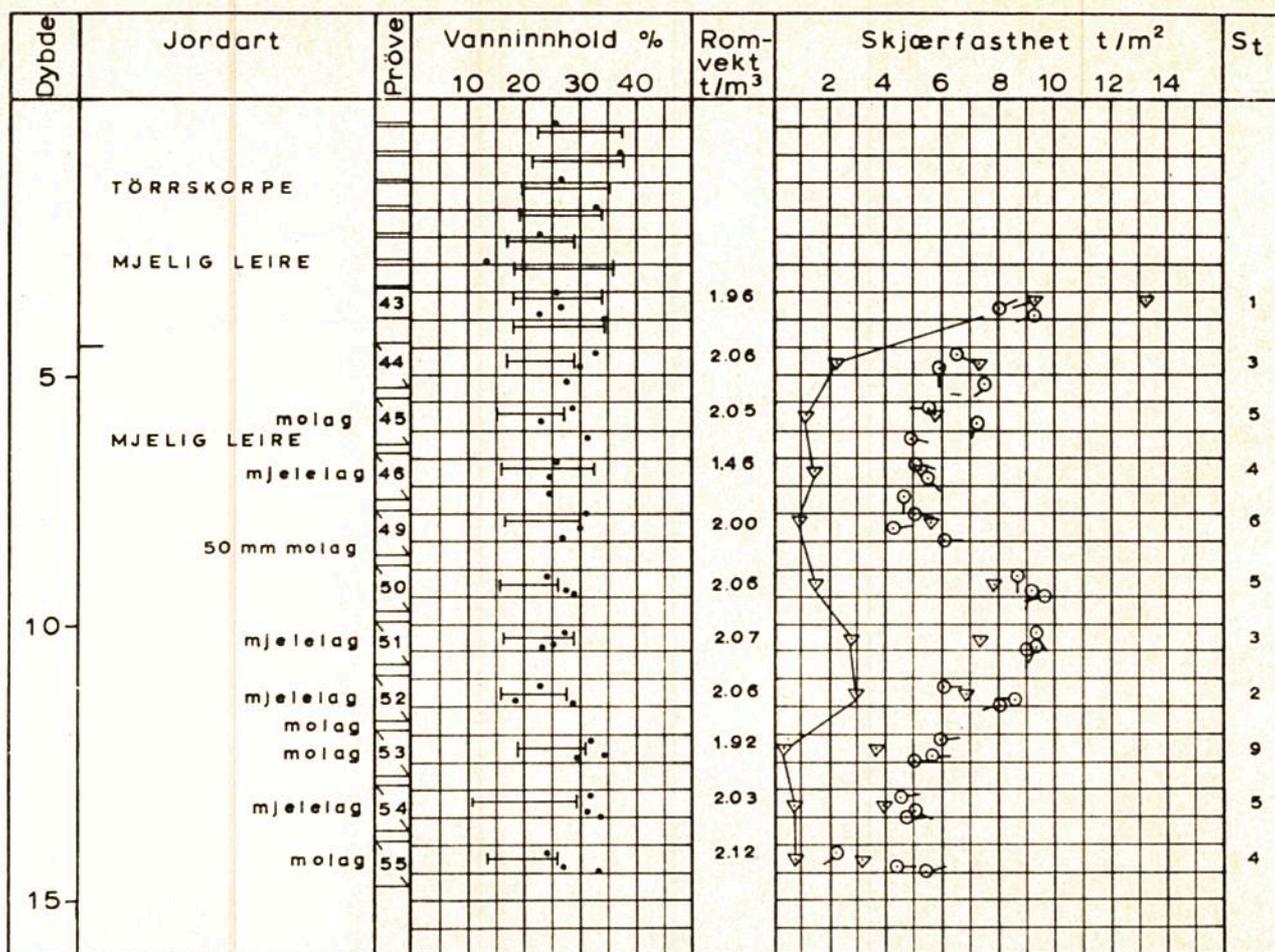


Fig. 4. Borprofil.

innhold ikke blir tettere om arbeidet øker ut over en viss grense. Fyllinger som bygges opp av leire med disse egenskaper, vil bli forholdsvis løse og vil sette seg ved konsolidering. Leire er under disse forhold lite egnet til fyllinger, men da bedre fyllmasse ville bli uforholdsmessig dyr, er alle fyllinger bygd opp vesentlig av leire.

For å sikre stabiliteten av selve fyllingene, er disse bygd opp med skråninger som slakes ut ved økende fyllingshøyde som vist på fig. 6. De fleste steder vil helning 1 : 4 komme under motfyllingsnivå.

På fig. 6 og 7 er det vist at fyllingene er bygd

opp av vekslende lag av 80 cm leire og 20 cm sand. Dette er gjort for at overskuddsvann fra leiren kan dreneres ut gjennom sandlagene og ut av fyllingen. På denne måten vil konsolideringen av fyllingene gå raskere. På topp fylling vil det bli lagt ut midlertidig overlaster av bærelagsmaterialer, og en antar da at fyllingene er kommet til ro før det skal legges fast dekke. Det utføres kontinuerlig måling av setninger av undergrunnen og av de enkelte lag i fyllingen. Når fyllingen er bygd opp til full høyde, vil setningsobservasjoner avgjøre når overlasteren kan tas av.

Leirlagene i fyllingen legges ut og komprimeres

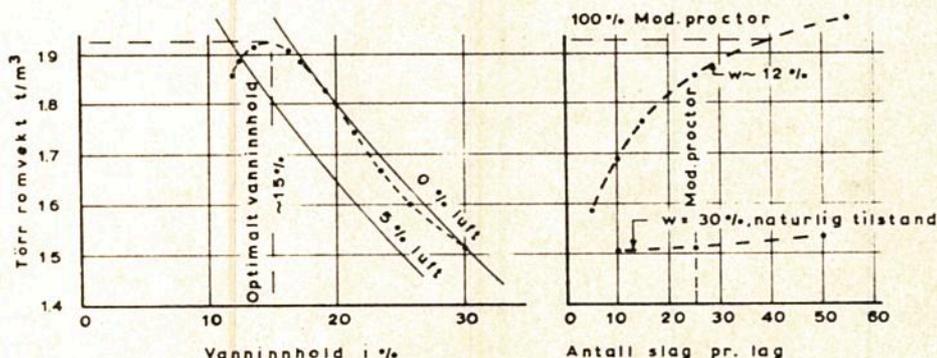


Fig. 5. Komprimeringsforsøk i proctor.

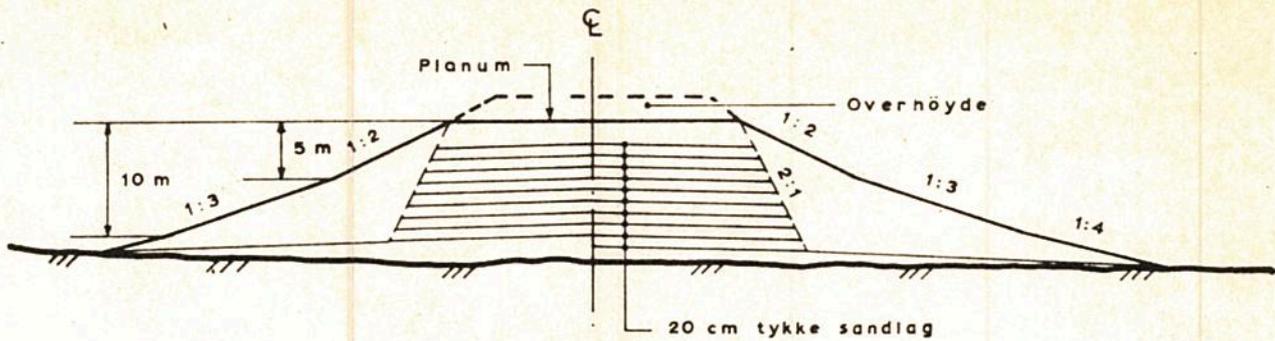


Fig. 6. Fyllingsprofil, sandlag.

i 20 cm tykke lag. Det er foreskrevet brukt tørrskorpeleire fra skjæringer inntil 4 m under terreng. Utlegging og komprimering tar sikte på å oppnå en homogen fylling uten klumper og hullrom. Det har vist seg at masser uttatt med scraper, utjevnet med bulldozer og komprimert 5 turer med bulldozer, gir et godt og jevnt resultat. Arbeidet blir kontrollert ved måling av vanninnhold og romvekt. Når 80 cm leirfylling er lagt ut, blir det tatt kontinuerlig prøve ned til det underliggende sandlag. Prøvene tas med vanlig prøvetager (NGI, 54 mm) uten stempel. Prøvetageren er montert på traktor og presses ned hydraulisk. I feltlaboratoriet blir det tatt ut romvekts- og vanninnholdsprøver av de enkelte lag. Det er satt opp et minimumskrav for godkjent romvekt som varierer med vanninnholdet i materialene.

Fundamentering av bruer og underganger.

Det er satt strenge krav til at veggen skal bli jevn og uten slag også i overgang til bru. Ved utforming og fundamentering av bruer og underganger har det vært viktig å unngå ujevne setninger av fundamenter og å hindre glidning og kryping i tilstøtende skråninger.

Ved Nitsund bru består grunnen av middels sensitiv og meget kvikk mjelig leire. Tykkelsen av løsavleiringene er mer enn 45 m som er målt fra bunnen av elven. I søndre skråning er det mektige

kvikkleirelag og stabiliteten av skråningene er beregningsmessig meget dårlig. For å sikre stabiliteten, blir skråningen avlastet med et 1,5 m tykt lag av lecamasser under bærelaget. I tillegg til dette ligger vegen i 3–4 m skjæring på skråningstopp. For å hindre oppbløtning og utvasking ved grunnvannsig og graving fra elven, blir det lagt filter av grus og stein langs elvebredden.

Brua skal fundamenteres på 15 m lange svevende trepeler, og tillatt last er bestemt ved prøvebelastninger til 17,5 tonn pr pel. I søndre skråning skal det rammes peler for 3 fundamenter. Pelerammen vil forårsake poretrykkøking og øke faren for glidning. For å minske muligheten for store poreovertrykk, blir det satt ned vertikale sanddren rundt pelegruppene. Sanddrenene vil påskynde dreneringen. Ved å måle poretrykket under rammingen, kan en regulere tempoet på pelingen slik at poretrykket holdes under en på forhånd bestemt grense.

Ved Jogstad krysser veglinjen over en 20 m dyp bekkedal. I dalbunnen er dybden til fjell 8–10 m og grunnen består av bløt, tildels kvikk mjelig leire. Tykkelsen av løsavleiringene øker med avstanden fra bakken og leiren i skråningene er fastere og mindre kvikk. På grunn av setnings- og stabilitetsforholdene var det store betenkeligheter med å legge en 18 m høy fylling på denne grunnen. Det ble derfor besluttet å slå bru over dalen.

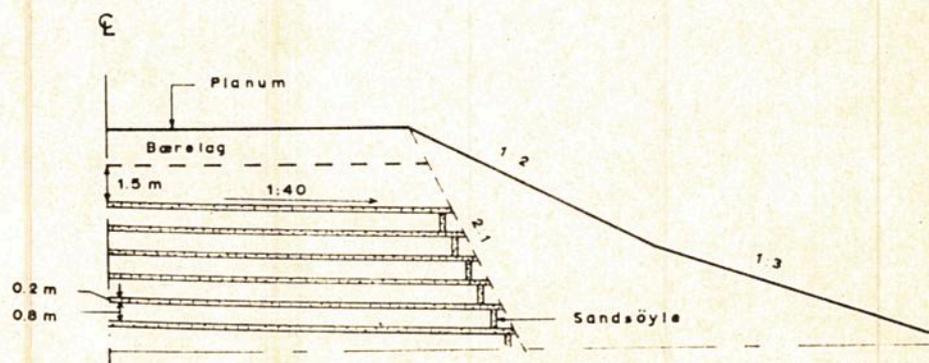


Fig. 7. Detaljer av sandlag i fylling.

Stabiliteten av skråningene mot bekken er sikret med motfyllinger til 5 m over bekkenivå. Brua fundamenteres på 10 m lange svevende trepeler i skråningene og på spissbærende betongpeler til fjell på midtpartiet. Etter prøvebelastninger er svevende peler tillatt belastet med 10 tonn pr pel. Landkarene som ligger øverst i skråningene er fundamentert direkte på såle i frostfri dybde.

Lokalveger, ved Brånås og Vestvold, blir ført i underganger under motorvegen. Ved å fundamenter disse i frostfri dybde (2 m) ville en grave gjennom den faste tørrskorpeleire og ned i mindre bæredyktige masser. Fundamenteringsdybden er derfor redusert ved bruk av torv som kuldemagasinierende lag. Fundamentet består av 40 cm pressede torvballer og 40 cm grus. Undergangen er utført som lukket ramme og bunnplaten støpes på gruslaget etter at dette er komprimert for å hindre ujevne setninger.

Overbygning

Overingeniør R. S. Nordal

Orientering.

Dette er den første noe større strekning av 4-felt motorveg som bygges her i landet. Motorvegbygging stiller våre vegbyggere overfor mange nye problemer, ikke minst i samband med utforming og dimensjonering av overbygningen. Stilt overfor denne oppgave, er det naturlig å tenke nøye over hvordan overbygningen på våre fremtidige motorveger bør være. De forskjellige aktuelle løsninger vil gi ulike økonomiske og tekniske resultater. Det dreier seg her om sentrale problemer i vår vegbygging, og det er viktig at en så tidlig som mulig finner frem til de beste løsninger totalt sett.

Motorvegens krav til overbygningen.

I motorvegbyggingen står en overfor en ny målsetting: det skal bygges eksklusiv veg for intens motorvogntrafikk. Dette fører med seg nye krav til vegens overbygning utover det vi er vant til fra før. Vi må regne med tyngre og større trafikk. Jevnt over får trafikken større fart, men det må også regnes med langsomtgående særlig tung trafikk. Samtidig med dette vil kravene til kjørekraft stige. For å kunne tilfredsstillende de krav som trafikken stiller, må vegens overbygning gis en tilsvarende utforming. Det kreves en god, jevn og sikker kjørebane under alle værforhold. Disse vegene må ha en bærekonstruksjon med større bæreevne og bedre stabilitet enn de som hittil er bygd her i landet. Det vil bare kunne tillates ubetydelig, ujevn

telehiving på grunn av den ulempe dette er for trafikken. Videre må overbygningen i større grad beskyttes mot skader forårsaket ved telehiving. En må regne med at telesprekker i vegdekket i noe større omfang ikke kan tillates fordi kjørebanen blir ujevn og bæreevnen reduseres. Dette fører videre til hyppig og dyrt vedlikehold som også er til stor ulempe for trafikkantene.

Alternative overbygningskonstruksjoner for motorveg.

Den første aktuelle løsning er å bygge en ordinær overbygning som sikrer tilfredsstillende bæreevne. En slik overbygning er ikke tykkere enn at frosten normalt vil trenge ned i eventuell telefarlig grunn under. Frosten vil da kunne forårsake telehiving og oppbløting av undergrunnen i teleløsningen. Overbygningen er bare dimensjonert for å gi tilstrekkelig bæreevne i denne perioden som normalt er den kritiske med omsyn til bæreevne. I grunnen under overbygningen vil det oppstå telehiving avhengig av materialets telefarlighet og tilgangen på vann til frysefronten, og avhengig av hvor langt frosten går ned. For å få minst mulig ulemper med ujevn telehiving, må det i uensartet grunn sørges for teleteknisk jevne overganger. Dette krever meget grundige og nøyaktige undersøkelser av grunnforholdene på forhånd. Men fremdeles vil det bli telehiving i vegen, og det vil være en viss fare for telesprekker i overbygningen.

Den andre aktuelle løsning er å bygge telefri veg. Dette er en veg som er fundamentert med ikke-telefarlige materialer ned under telegrensen. I en slik vegkonstruksjon når frosten ikke ned i eventuell telefarlig grunn. Telen som normalt er overbygningens verste fiende, er dermed eliminert. Dimensjonering av overbygningen med tanke på bæreevne er forenklet betraktelig. En har ikke lenger telen å stri med som den store ukjente faktor. Igjen står å løse de mer ordinære problemer som er knyttet til bærelagsmaterialenes variasjon i bæreevne med vanninnhold og stabilitet under de dynamiske trafikkbelastninger. Når disse problemer løses på en tilfredsstillende måte, kan en bygge gode og varige veger som ikke er utsatt for gradvis ødeleggelse på grunn av telens herjinger. Det er uten videre klart at en slik metode å bygge veg etter, er teknisk helt overlegen i forhold til den mer konvensjonelle vegbyggingspraksis. Det er imidlertid også klart at dette er en meget kostbar løsning. Det er derfor viktig å få samlet erfaringsmateriale så en kan få vurdert om fordelene med denne løsning står i et rimelig forhold til de ekstra kostnader den medfører.