

Rasfare ved byggearbeider i leiregrunn

Overingeniør ved N. S. B. Sv. Skaven-Haug, M. N. I. F.

DK 624.131

Ras i jord inntreffer når belastningsforholdene blir av en slik art at skjærpåkjenningen i jorden blir større enn jordens bruddskjærfasthet. Normalt er det leire og leirholdige jordarter som under bestemte belastningsforhold har minst skjærfasthet, og vår erfaring er da også at ras inntreffer oftest i leiregrunn, eller i alle fall i forbindelse med leiregrunn. Det vil senere bli gjort rede for at sand, og da spesielt sandlag i leire, under bestemte forhold kan få en meget liten skjærfasthet.

Det er ingen prinsipiell forskjell på et ras i en jordskjæring og et ras i en fylling som raser ut fordi grunnen under fyllingen har vært for svak. I begge tilfelle oppstår det brudd fordi jordskråningen har vært for bratt eller for høy. Heller ikke ras i den mer eller mindre loddrette jordveggen i en byggegrop eller i en grøft er prinsipielt forskjellig. Endelig kan det tenkes brudd eller ras i grunnen under et bygningsfundament fordi belastningen er for stor.

Når det her i denne fremstillingen velges å henføre rasene til en bestemt byggverkskategori, er det ikke bare for å få en passende avsnittsoppdeling, men først og fremst fordi at foranstaltningene til å forebygge disse rasene kan bli prinsipielt forskjellige. Videre velges det her å *begrense* emnet til ras i leire og leireholdig grunn.

Det er en praktisk erfaring at glidninger i jord foregår etter krumme glideflater og i leire etter tilnærmet sirkulærsylindriske glideflater. For leire kan det påvises at sirkulærsylindriske glideflater også er de teoretisk farligste glideflater, og da beregningsmetodene også blir enkle og oversiktlige, er de opprinnelig *svenske* beregningsmetoder [1] alminnelig anerkjent og brukt. Stabilitetsanalyse foretas ved i et snitt, fig. 1 a, å beregne momentet om sir-

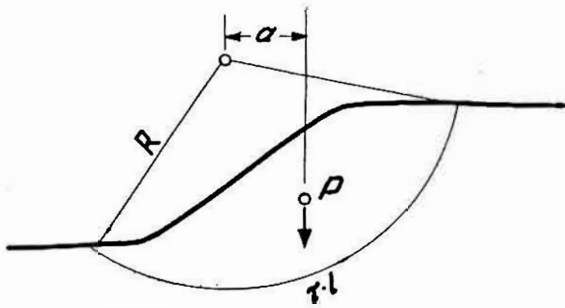
kelens sentrum av de drivende krefter, som er lik vekten av jord gange sin tyngdepunktsavstand, og sammenligne dette momentet med motholdsmomentet, som er skjærfastheten langs buen gange buens radius. Hvis motholdsmoment og drivende moment er like store, er det labil likevekt. Den praktiske fremgangsmåte, fig. 1 b, ved slike beregninger er å summere momentet for vertikale jordlameller, $\Sigma \Delta P \cdot a$, og sammenligne dette med summen av alle buelementenes motholdsmomenter $R \cdot \Sigma \Delta l \cdot s$.

Sikkerhetsfaktoren F_s mot utglidning er forholdet mellom effektiv skjærfasthet langs buen og opp-tredende skjærspenning, $F_s = s/\tau$. Labil likevekt kjennetegnes ved F_s lik 1, og verdier større eller mindre enn 1 betegner henholdsvis stabilt og ustabil glidesnitt. I de senere år har det her i landet vært alminnelig å kreve $F_s = 1,3$, og selv dette tilsynelatende beskjedne krav for sikkerhet mot utglidning er det undertiden meget vanskelig å tilfredsstille ved større jordarbeider.

Skjæringskråninger.

Glidesnittets beliggenhet, fig. 2, er avhengig av jordartstypen og av skjærfasthetens variasjoner med dybden. I en fast, men oppsprukket leire er det ikke ualminnelig at glidesnittet munner ut nær foten av skjæringskråningen, glidesnitt a . Den 2—5 m tykke tørrskorpen, som er uttørket av vær og vind, er øverst gjennomsluttet med et system av vertikale sprekker på grunn av skrumpingen, og dette bevirker at den i og for seg faste leiren har en minimal skjærfasthet langsetter sprekken. Hvis nå disse tørrskorpesprekkene under sterkt regnvær eller i snøsmelteperioder blir fylt med vann, blir skjærfastheten ytterligere nedsatt, rent bortsett fra at det i sprekkenes vegger blir et vertikalt vanntrykk, som øker det drivende momentet.

Forelesning den 7. januar 1955 på Norges tekniske høgskole ved kurs i geoteknikk og fundamentering for ingeniører. Kurset var arrangert av N. I. F. og N. T. H. (NSB. Tekniske meddelelser, nr 1, 1955.)



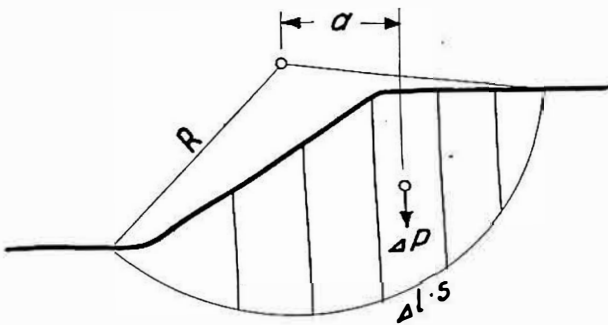
$$P \cdot a = \tau \cdot l \cdot R$$

$$\text{Skjærspenningen } \tau = \frac{P \cdot a}{l \cdot R}$$

$$\text{Sikkerhetsfaktoren} = \frac{\text{Skjærfasthet}}{\text{Skjærspenning}}$$

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{s \cdot l \cdot R}{P \cdot a}$$

Fig. 1 a.



$$\text{Drivende moment} = \sum \Delta P \cdot a$$

$$\text{Motholdsmoment} = R \cdot \sum \Delta l \cdot s$$

$$F_s = \frac{R \cdot \sum \Delta l \cdot s}{\sum \Delta P \cdot a}$$

Fig. 1 b.

Jordstatisk beregning etter sirkulærsylindriske glidesnitt.

Den alminnelige regel er at det under den sterkt oppsprukne sonen er en noe uttørket, men ikke oppsprukket sone. Leiren i denne sonen har ikke tørket så meget at den har nådd skrumpegrensen. På større dyp påtreffes leire som ikke har vært påvirket av vær og vind, og hvor leirens fasthet hovedsakelig er avhengig av det konsolideringsstrykk den har vært utsatt for. Hvis leiren i tidligere tider har vært utsatt for trykket av store grus- eller ismasser som senere har forsvunnet, er leiren blitt konsolidert for dette trykket og blitt fast, og det er liten sannsynlighet for dypere glidning enn etter glidesnitt *a*. Annerledes med våre geologisk unge leirer, som ikke har vært førbelastet, og som derfor ikke har større konsolideringsgrad enn svarende til vekten av overliggende jord. I slik leire er det liten skjærfasthet, og den løseste leire i hele vertikalsnittet påtreffes ofte like under tørrskarpen, og glidesnitt *b* kan bli det mest sannsynlige.

Hovedregelen for våre ikke førbelastede (post-glaciale) leirer er at skjærfastheten øker svakt med dypet, men det finnes også eksempler på at leirens fasthet ikke øker nevneverdig med dypet, og da kan man få meget dyptgående glidninger. Hvis leiren har jevn fasthet med dybden, kan det vises teoretisk at dypeste glidesnitt er mest sannsynlig.

Hvis det under løs leire med ensartet fasthet er fast grunn eller fjell, er det også umiddelbart innlysende at glidninger i slik løs leire vil nå ned til disse faste lagene eller til fjell, glidesnitt *c*. Imidlertid er det også en rekke eksempler på at det inntrer dype glidninger også i leire hvor skjærfastheten øker svakt med dybden; svært ofte når disse glidninger ned til en skrått liggende fjelloverflate. Dette er ikke umiddelbart innlysende, og det må søkes etter andre forklaringer. Vanligvis ligger det over fjellet et tynt sandlag, det kan være noen få centimeter tykt eller noen meter tykt, og skjærfastheten i et slikt sandlag med overliggende tett leire, kan være høyst variabel fordi porevannstrykket i sand kan være sterkt vekslende. Her er det anledning til å komme inn på spørsmål av grunnleggende betydning for skjærfasthet i jord, og vi skal oppholde oss litt ved dette sandlaget, og studere forholdet i fig. 3.

Sandlaget får sin tilførsel av vann fra nedbørsvann i et høytliggende og ofte langt borte liggende sted *A* i terrenget. Hvis sanden er grovkornet og vannet har fritt utløp i lavereliggende terreng, vil det hydrostatiske trykk ved *B* være nær lik 0, og skjærfastheten i sandlaget ved *B* får en verdi som svarer til vekten av den overliggende jord, eks. 1. Hvis permeabiliteten i sanden er liten eller vannet i sandlaget ikke har helt fritt utløp, vil vannet, spesielt ved rikelig tilførsel av nedbørsvann, staves opp. Den maksimale oppstuvning er $H = \gamma \cdot h$ med et porevannstrykk i sandlaget lik vekten av den overliggende jord, dvs. at trykket korn mot korn i sanden blir lik 0, og skjærfastheten i sandlaget blir også lik 0, eks. 2.

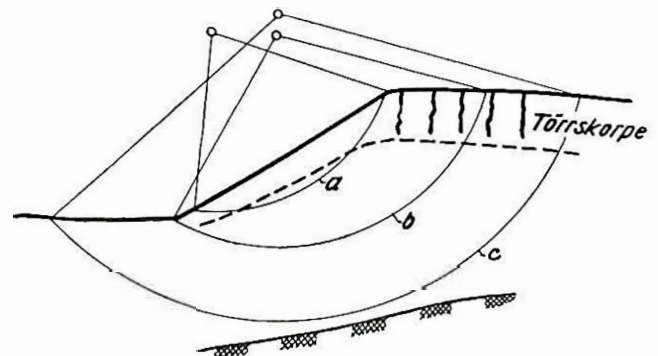


Fig. 2. Glideflatens beliggenhet.

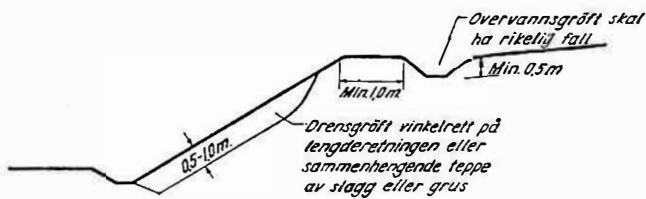


Fig. 6. Botemiddel mot overflateras i skråninger.

fig. 6. De tidligere brukte skrågrøftene har vist seg å være uheldige. Jeg er også av den mening at man skal unngå å føre vann fra skråningsgrøfter ned i langsgående rørgrøfter, det må være sikrere å slippe dette vannet ut i skikkelige veg- eller linjegrøfter som har tilstrekkelig fall. Overvannsgrøftene på oversiden av skjæringene er antagelig mest nyttige under snøsmeltingen. Man skal være oppmerksom på at de skal ha rikelig fall, ellers kan de være direkte farlige. Helst skulle de være tette i bunnen.

Utlegging av grusteppe, vanligvis 0,5—1,0 m tykt, er en god foranstaltning fordi den belaster underliggende lag i oppbløtningsperioden. Slagg og torv er et varmeisolerende dekke som forhåler teleløsningen i den underliggende jorden til et tidspunkt da snøsmeltingen forlengst er forbi.

Peling bør ikke brukes som annet enn en midlertidig foranstaltning, fordi pelene råtner og i sin tid kan slippe løs hele skråningsflaket. Når det gjelder vegetasjonsbinding, tror jeg at tiden er inne til å slå et slag for systematisk innplanting av *bjørk*, som har dype og kraftige røtter, og som vokser villig over hele landet. Vi makter ikke å drenere alle våre gamle skjæringsskråninger, og ras har vi nesten hver høst, undertiden i skråninger hvor vi minst

hadde ventet det. Innplanting av *bjørk* som blir stelt og hugget, er en generell foranstaltning som er billig, og det er et positivt trekk i riktig retning.

Fyllinger.

For kort tid siden hørte jeg en anleggsingeniør bemerke: en fylling kan da ikke gli ut på flat mark. Jovisst kan den det, og vi har mange eksempler. Det vil nok forstås at en leire eller gytje, slike jordarter som er så finkornige og tette at de ikke får noen økt skjærfasthet umiddelbart etter belastning, kan bli belastet til brudd selv om terrenget er horisontalt.

Stabilitetsberegninger for fyllinger adskiller seg ikke prinsipielt fra skjæringer, og det velges her å beskrive et par praktiske tilfelle, hvor undergrunnen var for svak til å bære vekten av fyllingen.

Ved Drammenbanens dobbeltsporanlegg var man sommeren 1954 ferdig med å legge ut en ca 9 m høy fylling, da 40 m i lengderetningen gled ut. På begge sider var grunnforholdene gode, men på det sted raset gikk, hadde man oversett at fyllingen krysset en smal dyprene fylt med løs kvikkeleire, fig. 7, 8 og 9. Dette raset imponerer ikke ved sin størrelse, og det berørte heller ikke driftslinjen som ligger innenfor, men det var nødvendig å foreta ganske omfattende sikringsforanstaltninger ved gjenoppbygging av fyllingen.

På fig. 10 er vist et *tverrprofil* på linjen beliggende noenlunde midt i rasgropen. Såvel i rasområdet som utenfor er det utført en rekke sonderinger, prøvetagningsserier og vingeboringer. Med sonderingsboret fikk man raskt en oversikt over

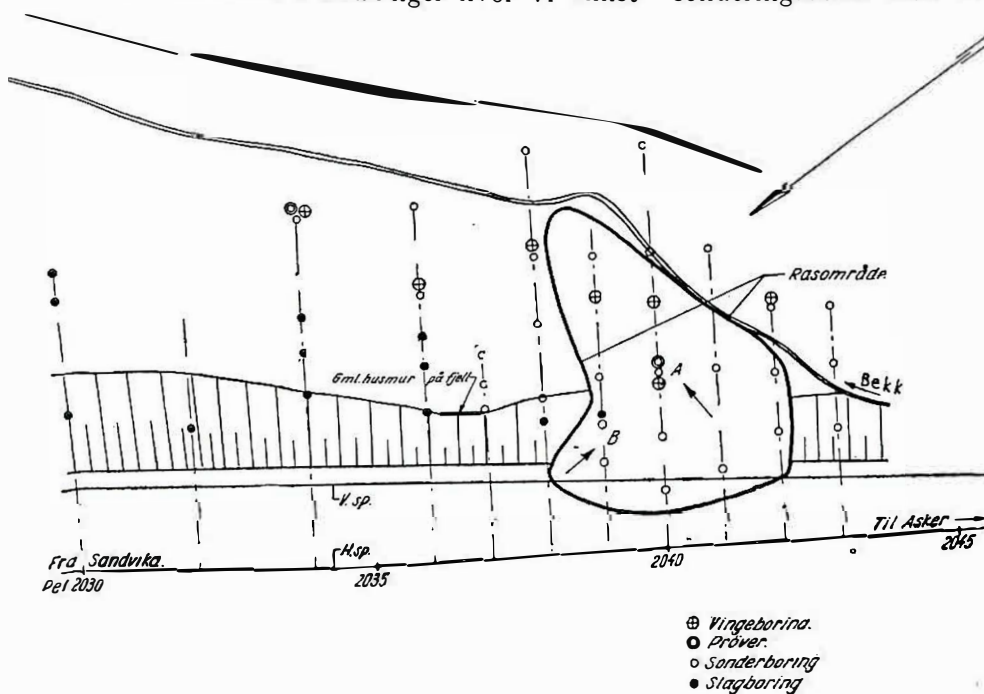


Fig. 7. Vakås 1954. Drammenbanens dobbeltsporanlegg. Ut-rasning av 9 m høy fylling. Planeringen var på det nærmeste ferdig, da underliggende leirgrunn sviktet. Pil A betegner hovedretning for ras, pil B etterras.



Fig. 8. Vakås 1954. Fyllmassen var stein og sank ned i den underliggende leiren. Foto i ytre spors retning.

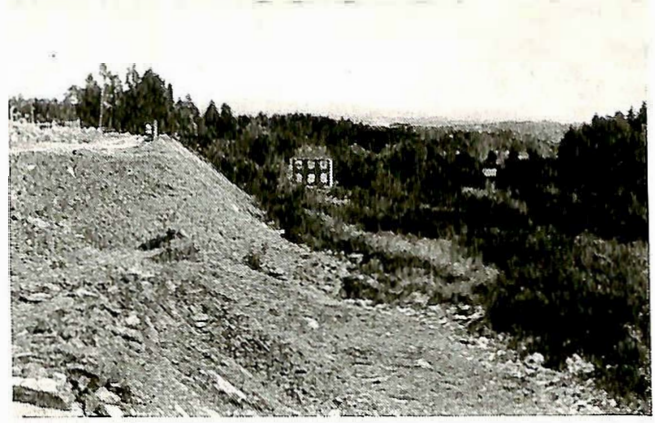


Fig. 9. Vakås 1954. Utsikt nedover bekkedalen på skrå av linjeretningen.

forekomsten av løs leire, og man kunne skjønne seg til at leiren var kvikkaktig, hvor boret sank med små belastninger uten å dreies (skraverte felter). De 2 vingeborserier i dette profilet viser meget svak leire med skjærfasthet så lav som $0,7 \text{ t/m}^2$, i dybden 4—5 m under rasterrenget, og glidesonen kunne forholdsvis lett lokaliseres. Prøveserien (utflyttet) gir nærmere beskjed om leirens art, og leiren er akkurat på dette stedet ikke utpreget kvikkaktig. Kvikkleire er karakterisert ved at den blir flytende i omrørt tilstand (H_1 -verdi mindre enn 2 å 3). Man kan legge merke til den meget gode overensstemmelsen i skjærfasthetsverdier, bestemt henholdsvis med vingebor i marken og ved hjelp av konusprøve i laboratoriet i opptatte prøver. Denne gode overensstemmelsen er vanlig, spesielt for prøver som ikke er tatt på større dyp enn 10—15 m, og det er en tilfredsstillende å vite at disse to metodene stemmer så godt over ens.

Det fremgår ikke av det enkelte tverrprofilet som er tatt med her, at dyprennen med løseleire ligger sterkt på skrå av linjeretningen, og at terrenget ut-

over i den tilsvarende dalen er betydelig brattere enn i tverrprofilet. Leiren i denne bekkedalen var så løs at man her måtte være meget forsiktig hvis det ble aktuelt med motfylling ved gjenoppbygging av hovedfyllingen.

På fig. 11 er vist to alternativer til stabilisering av den nye fyllingen. Alternativ A, med motfylling, er karakterisert ved en uvanlig lav motfylling med så slake skråninger som 1 : 6, da dette var nødvendig av hensyn til den løse leiren nedover i bekkedalen. Alternativet har den fordel at hvis det lyktes å føre opp begge fyllingene, fikk man med tiden en økt sikkerhet ved at den underliggende leiren konsolideres. For å fremskynde denne konsolideringen er det på et nærmere angitt område og til dybden 5—6 m forutsatt utført vertikale sanddrener. Det kan sies å være uheldig at nyttig og kostbar havegrunn beslaglegges. Alternativ B forutsetter trepeler til fast grunn under hovedfylling, og her har man unngått å legge beslag på den utenforliggende grunnen. Det kan innvendes mot dette alternativet at man får bare liten konsoli-

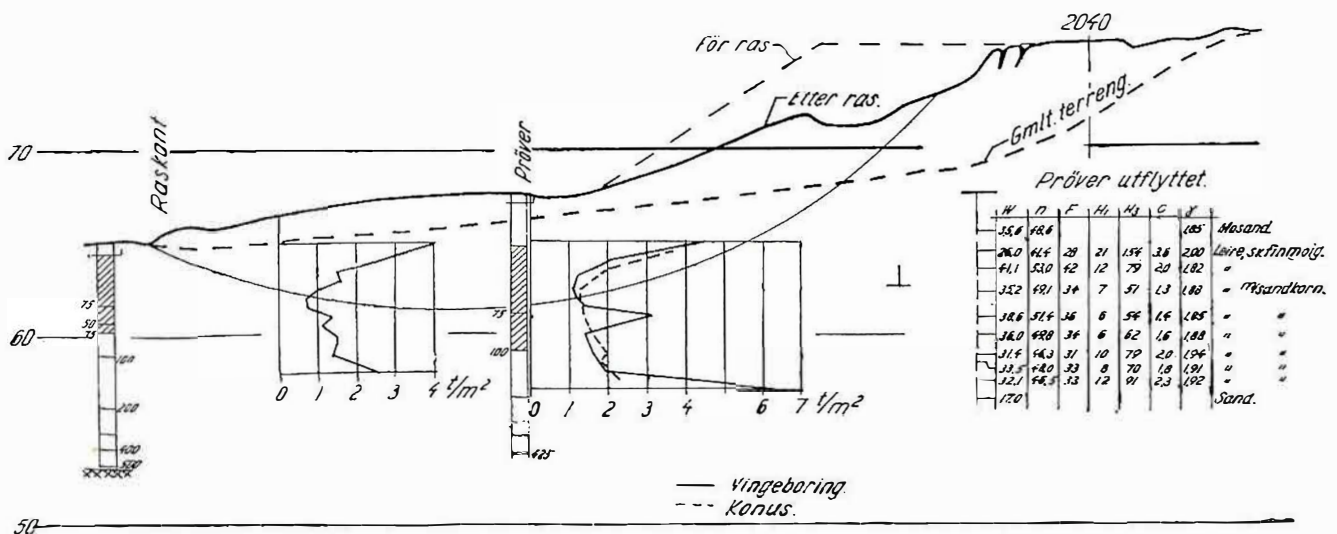


Fig. 10. Vakås 1954. Tverrprofil på linjeretningen midt over rasgropen.

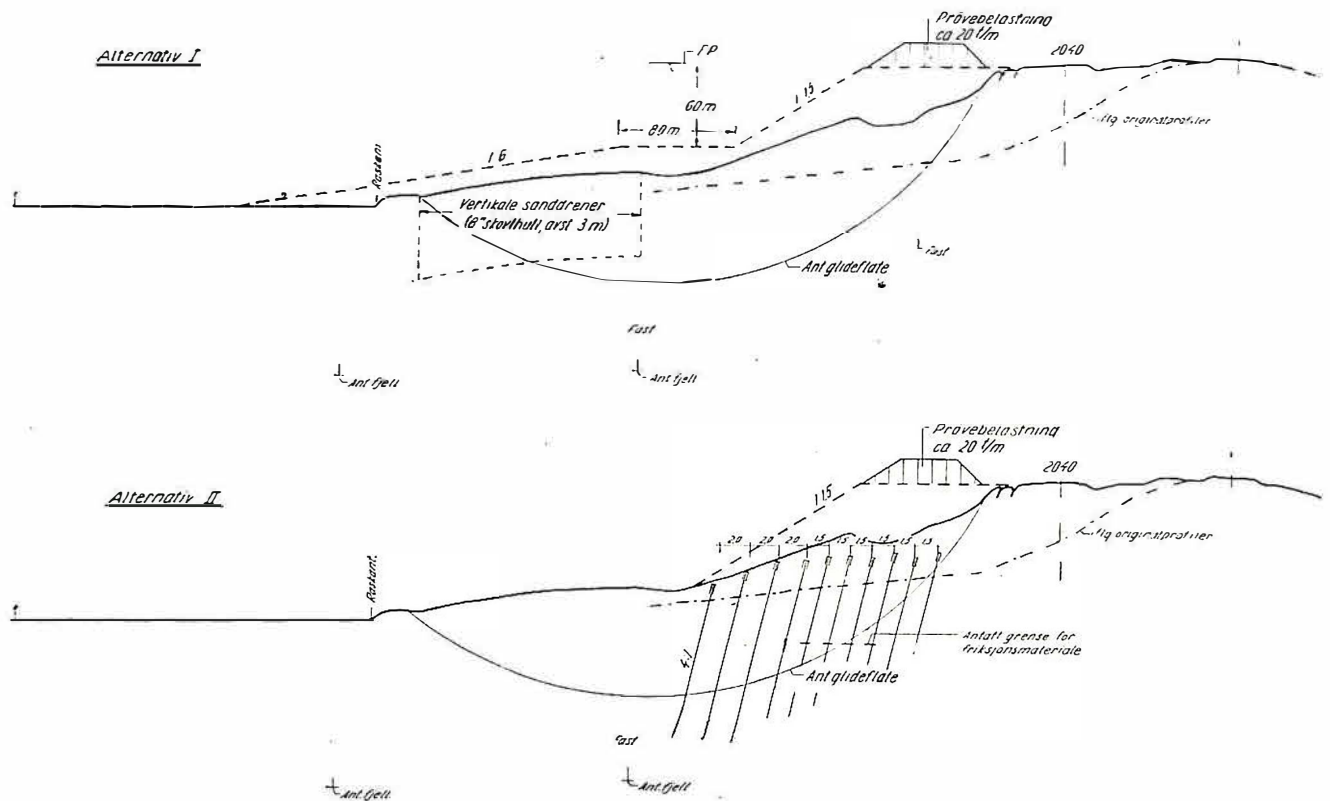


Fig. 11. Vakås 1954. 2 alternativer for gjenoppbygging og sikring av fyllingen. Alternativ I ble valgt.

dering og fasthetsøking i leiren mellom pelene, og at man derfor heller ikke får nevneverdig økt sikkerhet med tiden. Stabilitetsberegninger med peler i grunnen er også forbundet med en del gjetninger. Det kan også nevnes at man på tidlig tidspunkt overveiet et alternativ med peler til fast grunn og jernbetongplate som var sterk nok til å bære hele fyllingsvekten, men dette alternativet ble av økonomiske og tekniske grunner ikke aktuelt.

Man forkastet også alternativ B, vesentlig av den grunn at den utraste fyllingen hadde inneholdt mye stor stein, som lå nede i leiren, og at det av den grunn kunne være tvilsomt om det lyktes å ramme ned et tilstrekkelig stort antall peler i rasgropen. Alternativet med motfylling ble valgt, og på fig. 12 er vist en situasjon med motfylling og sanddrensområde inntegnet. Sanddrenene ble utført som 8" skovhull fylt med grus, og med innbyrdes avstand 3,0 m. På fotoet fig. 13 er motfyllingen, som består av stein, under arbeide. Røret til høyre er et montert poretrykksapparat slik at det blir mulig å følge med i konsolideringen, og i foringsrøret til venstre kan man på et passende tidspunkt i fremtiden konstatere skjærfasthetsøkningen direkte, f. eks. ved hjelp av vingebor. Det må også nevnes som et poeng at det her, før banen blir åpnet for trafikk, er tid og anledning til å foreta en prøvebelastning av den ferdige fyllingen.

Det er her av interesse å nevne at man på piezometerets manometer kunne avlese virkningen av såvel motfylling som hovedfylling. Først en sterk stigning ved utlegging av motfylling og deretter en svak synkning innen man gikk i gang med hovedfyllingen. Det samme gjentok seg ved utlegging av hovedfyllingen. Da man ved årsskiftet 1954—55 var i ferd med å prøvebelaste fyllingen og hadde lagt ut prøvelasten (ballastmateriale) i halv lengde, steg porevannstrykket i leiren betenkelig, og man fant det riktig å stanse videre påføring av prøvelast inntil porevannstrykket igjen hadde sunket.

Som et annet ferskt eksempel fra praksis skal gis en kort beskrivelse av planene for å føre en veg

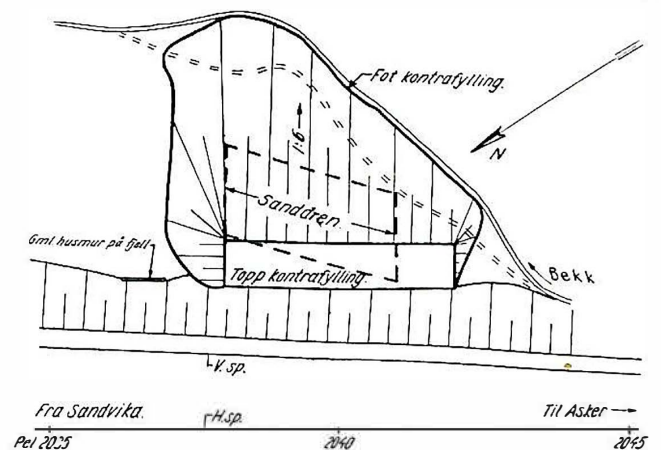


Fig. 12. Vakås 1954. Sanddrener og kontrafylling.

under jernbanebrua ved Ask på Randsfjordbanen, fig. 14 og 15. Vegen skal føres mellom landkaret og første pillar, og da vegbanen skal ligge hele 1,3 m under landkarfundamentet, som er direkte fundamentert, og da byggegrunnen på dypet består av los leire, ble det en rekke delikate stabilitetsproblemer. — Landkaret ble i høy grad berørt, rent bortsett fra at et hjørne av fundamentplaten måtte kuttes for å gi plass for den skjevt kryssende vegen. Under landkarplaten ble først støpt en mur som begrensning mot vegen. Denne måtte utføres i meget korte roft, og det lyktes å utføre dette arbeidet med togtrafikk på landkaret uten at det ble utsatt for nevneverdige setninger. Terrenget utenfor skulle senkes flere meter, og for å hindre landkar og fylling fra å gli ut måtte det først treffes sikkerhetsforanstaltninger. Man valgte en pelgruppe med påstøpt jernbetongplate som mothold. Nederste del av pelgruppen blir utsatt for strekk. Fra et litt senket plan ble pelene rammet, og de ble etterrammet med jomfru til riktig dybde. Deretter ble det gravet i meget små partier, og en rute av platen med størrelse ca $2,5 \times 2,5$ meter støpt om gangen.



Fig. 13. Vakås 1954. Motfylling av stein utlegges. Poretrykksmåling i den underliggende leire.

Frosten måtte ikke trenge ned til underkant plate, og man har oppnådd en helt sikker tele-isolasjon ved bruk av 0,30 m tykke torvbunter og en samlet fundamenteringsdybde av 1,20 m.

En høyst eiendommelig form for massefortrengning kan man få når fyllinger slår igjennom på flat mark og undergrunnen består av meget finkornig los leire eller helst gytje.

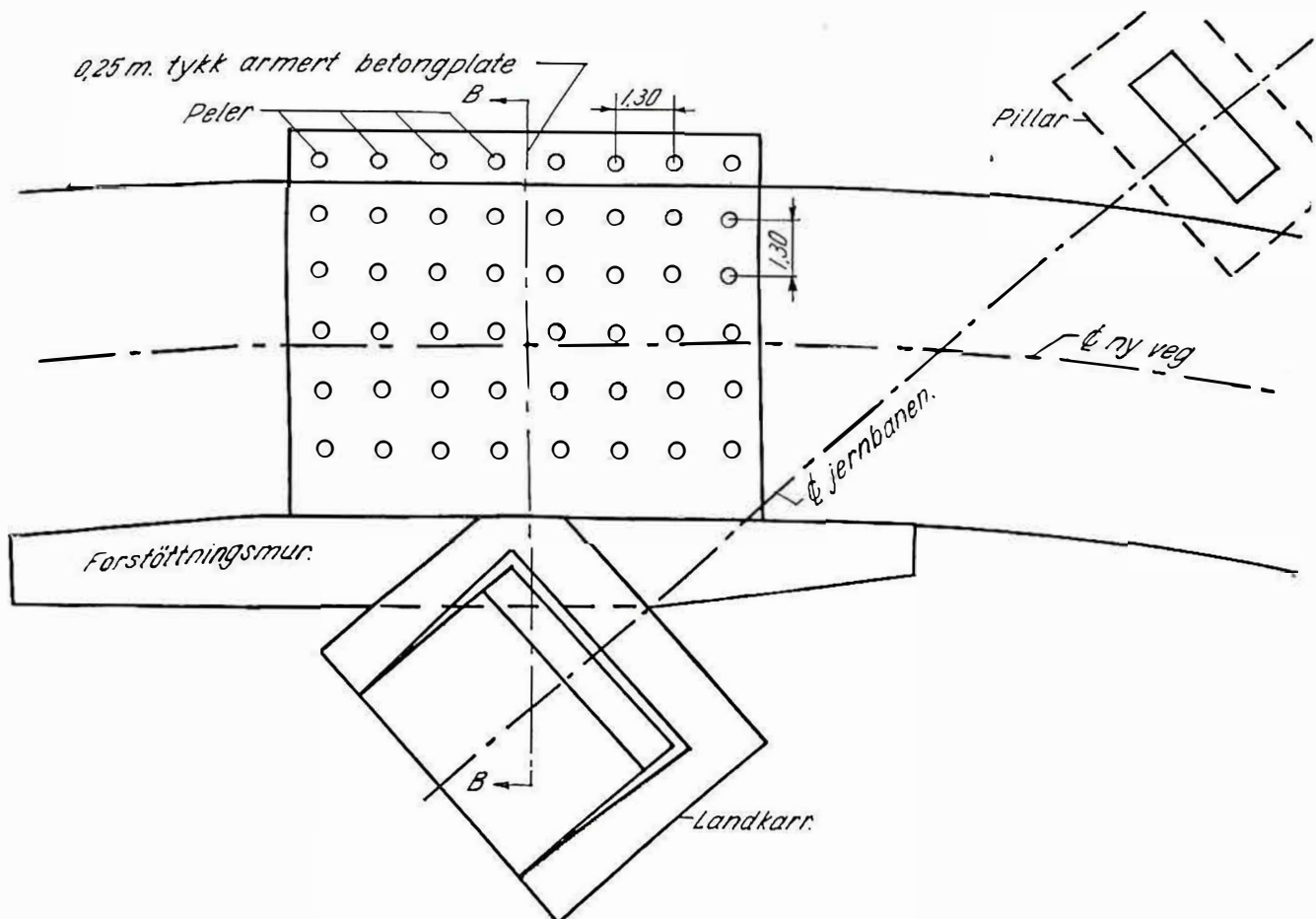


Fig. 14. Ask 1954. Vegkryssing under jernbanebrua på Randsfjordbanen.

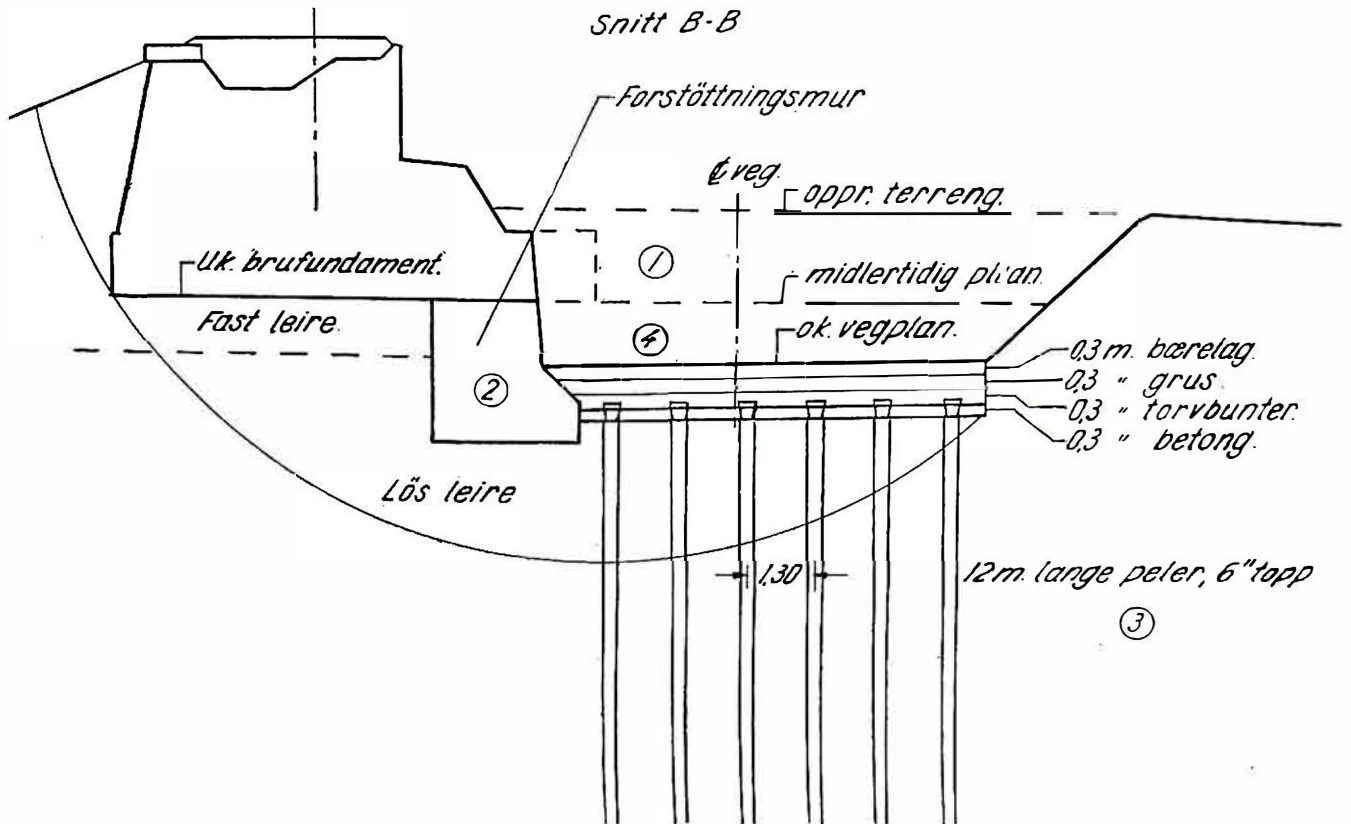


Fig. 15. Ask 1954. Foranstaltning for å hindre utglidning av brulandkar ved senkning av terreng for veg. Arbeidsgang: 1, 2, 3, 4.

På fig. 16 a [2], [3] har fyllingen ennå ikke slått igjennom, og under fyllingens midtparti er det størst belastning og derfor også størst kompresjon og setning i undergrunnen. Dermed vil også trykket mot marken i en viss grad bli forandret. Midtpartiet under fyllingen avlastes, og på grunn av trykkfor-

deling og „hvelvvirkning” i selve fyllingen, kommer trykket på begge sider av fyllingen til å bli økt, fig. 16 b. Samtidig forandres trykkets retning slik at den horisontale trykkkomponenten blir mer og mer dominerende, og massefortrengningen foregår til begge sider, den er pygoidal.

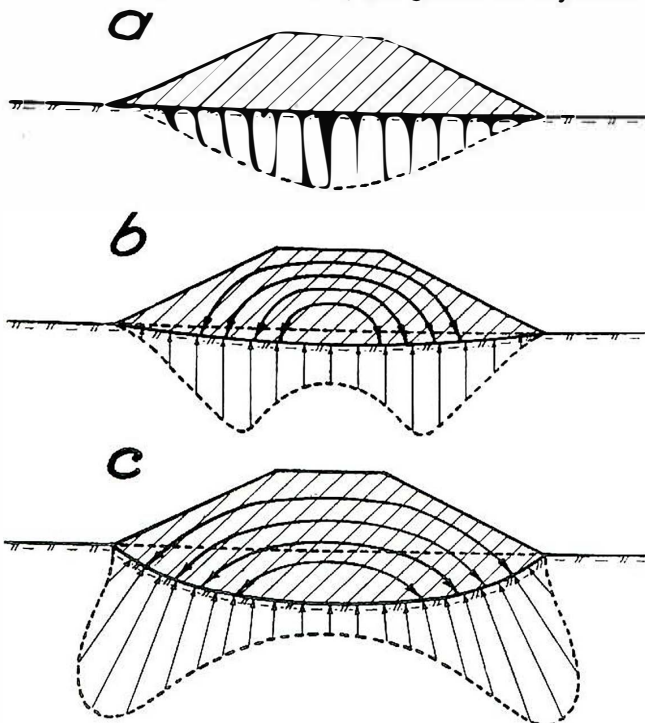


Fig. 16. Pygoidal massefortrengning i gytje og gytjig løs leire.

I fig. 17 er gjengitt et eksempel fra Finnland, hvor det for å bygge opp en jernbanefylling på ca 1 meter høyde har gått med enorme fyllingsmasser. I Danmark kjenner man til eksempler på at fyllmassen, som også der er grus, har tytt mer enn 100 m i horisontal retning i gytjegrund.

Slike massefortrengningsfenomener er kjent også i Norge, men vi har kanskje ikke så outrerte eksempler. I fjellandet Norge finner vi det hensiktsmessig å bruke stein over slike bløte partier hvor vi vet eller ønsker at fyllmassen vil trenge ned i undergrunnen, enten det nå gjelder fyllinger som slår igjennom på grunn av sin egen vekt eller om fyllmassene skal sprenges ned. Med stein, og spesielt med storfallen stein, som synker noenlunde rett ned, oppnås stabil fylling med et minimum av masser.

Bruddfasthet i leire under fundamenter.

Såvidt vites, har det aldri her i landet forekommet noe tilfelle hvor leiren under fundamentet for et kunstbyggverk er blitt belastet til brudd. Heller

ikke i litteraturen er det mange eksempler, i virkeligheten er det så få at de kan telles på en hånds fingrer, og 2—3 klisjeer har gått igjen i litteraturen som enslige spøkelser i de siste 30 år. Visstnok har det hendt også her i landet at bygninger eller bruer er blitt tatt med i leireras, men vekten av disse byggverkene har hatt liten eller ingen betydning for utløsning av disse rasene.

Det kan pekes på flere årsaker til at vi har vært forskånet for belastningsbrudd under fundamenter.

For det første ønsker vi, og det er vanligvis heller ikke så vanskelig å oppfylle dette ønsket, å ha en relativ stor og overbevisende sikkerhet mot brudd i grunnen under kostbare byggverk, fremfor alt hvor menneskeliv kan stå på spill. Er vi i ringeste tvil, foretar vi en grunnforsterkning, f. eks. ved å ramme peler under fundamentet. En annen årsak er at kunstbyggverkene ofte må betegnes som punktlast, og de er som regel heller ikke så imponerende tunge, om vi bruker vekt av jord som målestokk. En 5 etasjes bygning med kjeller gir en jevnt fordelt belastning over bebygget flate ca 8 t/m². Regner vi at det for kjelleren er gravet bort bare 2,0 m jord med romvekt lik 2,0 t/m³, reduseres den med bygningen påførte belastning til 4 t/m². Belastningsmessig svarer dette til at vi over den intakte byggetomten hadde lagt ut $\frac{4 \text{ t/m}^2}{2,0 \text{ t/m}^3} = 2,0 \text{ m}$ jord. Til sammenligning kan vi merke oss at det er bare få eksempler på at en ren mineralsk leireavsetning ikke har tålt vekten av en 3 m høy jordfylling.

Til slutt skal så nevnes den dominerende årsaken til at vi under fundamenter vanligvis får en rikelig sikkerhet mot brudd i grunnen. Byggverkene våre er som regel ømfintlige for setninger og da spesielt for ujevne setninger. Når det gjelder å ta standpunkt til direkte eller indirekte fundamentering for et prosjektert byggverk, må vi vurdere påregnelige setninger som følge av bygningslastens konsolidering av den underliggende leiren. De foranstaltninger som må gjøres i den anledning, enten det nå er å bruke store fundamenter og liten enhetsbelastning på grunnen, eller å sette byggverket på peler, vil vanligvis bringe oss langt på den sikre siden når det gjelder brudd i grunnen.

I denne forbindelsen kan det ha sin interesse å nevne et fenomen som ikke er ualminnelig for direkte fundamenterte bygninger, f. eks. på Grønland i Oslo. Her har kjellergulvene tilsynelatende bulet opp både 1 og 2 desimeter. Dette er feilaktig blitt tydet på den måten at leiren er blitt trykket opp mellom kjellerveggenes fundamenter, og at det føl-

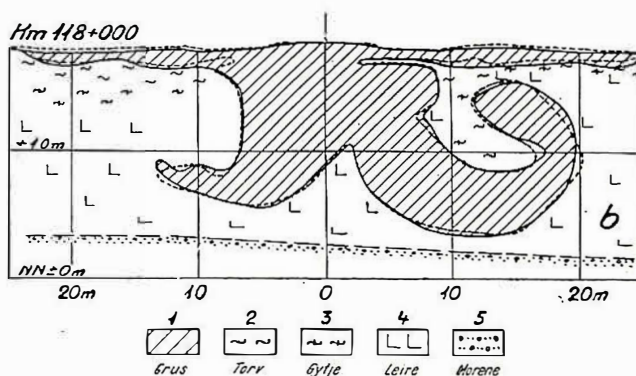


Fig. 17. Eksempel fra Finland på massefortrengning ved utlegning av en 1 m høy jernbanefylling.

gelig skulle ha vært et belastningsbrudd i leiren. Det virkelige forholdet er at den gytjige og sterkt konsoliderbare leiren under veggens stripefundamenter er blitt utsatt for vannutpresning, som sammen med nærmeste parti av gulvet er blitt utsatt for tilsvarende setninger, mens midtpartiet av de lette kultgulvene har ligget tilnærmet i ro.

Bruddbelastningen σ_{br} i leire under fundamenter angis ved den enkle formel

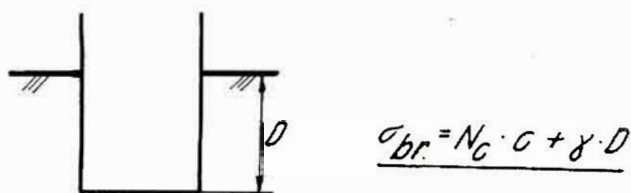
$$\sigma_{br} = N_c c + \gamma D$$

Her er c leirens kohesjon (t/m²), γ leirens romvekt (t/m³), D effektiv fundamenteringsdybde (m), og man får σ_{br} uttrykt i t/m².

Faktoren N_c er av forskjellige forskere angitt til 5 å 6, og vi har i de nordiske land brukt denne formelen i de siste 25 år.

A. W. Skempton (1951) [4] har angitt verdier på faktoren N_c som er avhengig av fundamentenes form, størrelse og dybdebeliggenhet, som vist på fig. 18.

Valg av sikkerhetsgrad, som skal innføres for c -verdien, kan bli noe avhengig av byggverkets art og forholdene for øvrig, men bør ikke være mindre enn 1,5.



A. W. Skempton 1951:

Langstrakte fundamenter	$N_c = 5$
Rekt. og sirk.	$N_c = 6$
Dype langstrakte	$N_c = 7.5$
" sirkulære	$N_c = 9$

Fig. 18. Bruddbelastning σ_{br} for fundamenter i leire.

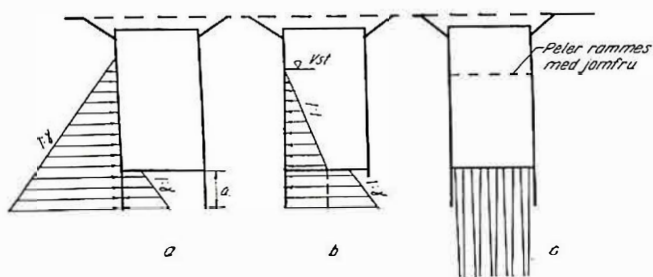


Fig. 19. Sjaktgraving i leire innenfor horisontalavstivede spuntvegger.

Sjaktgraving.

Graving til større dyp i løs leire er både for konsulent og for entreprenør et vanskelig og enerverende arbeide. Vanskelig fordi man ikke har klare beregningsmetoder og enerverende fordi entreprenøren ofte finner det formålstjenlig å ta sjanser i håp om å spare penger. Man støtter seg til skjønn og teft, og ofte har man gravet inntil det knaket så passe i spuntvegger og forstøtninger. Uten alt for stor overdrivelse kan det sies at her balanseres det på slapp line.

For å få en oversikt vil vi først studere arten av jordtrykk i en jordsjakt omgitt av en horisontalavstivet spuntvegg, fig. 19 a. Her støter vi straks på et omdisputert spørsmål. Er det noe å vinne ved å ramme spuntveggen dypt ned under sjaktens bunn? Vi forutsetter først for enkelhets skyld at leirens kohesjon er den samme overalt og lik c . Aktivt jordtrykksdiagram på spuntveggenes utside er *senket* med f (c), og passivt jordtrykksdiagram på spuntveggenes innside er *hevet* med den samme størrelse. Begge diagrammer har helling $1 : \gamma$. Forutsatt at leiren har den samme skjærfasthet fra bunnen av sjaktgrop og nedover, er det følgelig teoretisk ikke noe å vinne ved å ramme spuntveggen dypt ned under bunnen. Er det derimot under bunnen av gropen fastere leire, vil aktivt jordtrykk minskes og passivt jordtrykk økes, og det er umiddelbart forståelig at stabiliteten bedres ved å ramme spuntveggen ned under bunnen. Som allerede tidligere nevnt har også våre løse postglaciale leirer vanligvis en viss, om enn liten, øking av skjærfastheten med dybden, og vi kan slå fast at det er en god regel å ramme spuntveggen under gravedybden.

Ved sjaktgraving i løs leire har man i noen tilfelle brukt det knepet suksessivt å fylle vann innenfor spuntveggen og oppnår på den måten å øke det passive trykket, fig. 19 b. Ramming av peler fra et høyereliggende nivå og etterramming med jomfru til den endelige gravedybde tar sikte på fortrinnsvis å utnytte pelgruppens evne til å motstå strekk,

fig. 19 c. En kombinasjon av disse 2 metodene er jo velkjent fra graving for brupillarfundamenter under vann, og her er pelene vanligvis et nødvendig ledd i det endelige byggverket.

I litt større byggegrop er det undertiden bli nødvendig å grave ut mindre deler av byggegropen om gangen for så snart mulig å støpe ut og belaste disse partier før resten av byggegropen graves ut.

Andre metoder til å stabilisere løs leire ved sjaktgraving som frysing, elektrisk eller kjemisk behandling, bruk av trykkluft, må av flere grunner forbigås her.

I litteraturen er det sparsomt med beregningsmåter for sjaktgraving i jord, og de synes heller ikke uten videre å passe for våre løse leirer. Norges geotekniske institutt har som et forsøk på å angi en beregningsmetode tatt sitt utgangspunkt i formelen for fundamenterens bæreevne i leire.

$$\sigma_{br} = N_c \cdot s + \gamma \cdot D$$

Med $\sigma_{br} = 0$ og graving inntil kritisk gravedybde D_{kr} får man

$$D_{kr} = -N_c s / \gamma$$

Faktoren N_c er avhengig av D_{kr}/B , hvor B er sjaktens bredde eller diameter, og på en slik måte at jo mindre B er, til desto større dybde D kan det graves. Det innføres her verdier angitt av A. W. Skemton for fundamenterens bæreevne i leire, og da N_c lik 5 eller 6 for vanlige fundamenter hvor D/B har en meget liten verdi, og videre velges det her i denne fremstillingen å sette N_c lik 7,5 eller 9 for små og dyptliggende fundamenter hvor D/B settes lik 20. Resultatet er angitt med de strekede linjer i diagrammet, fig. 20.

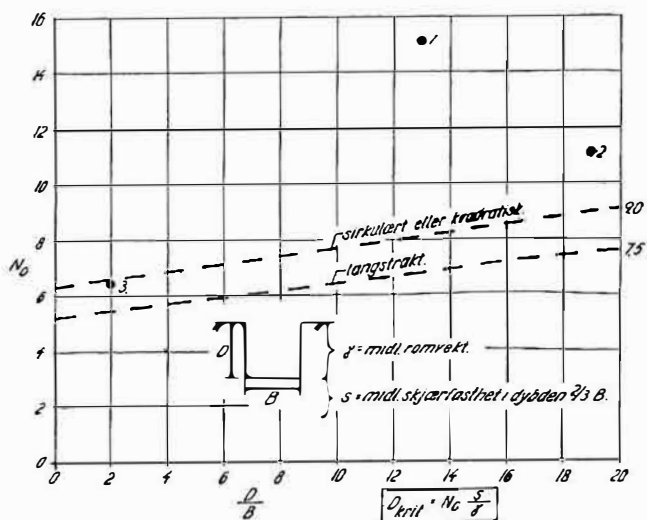


Fig. 20. Kritisk gravedybde D_{kr} i leire.

I dette diagrammet er avsatt 3 punkter som er utledet av praktiske og dyrekjøpte erfaringer ved gravinger i *Osloleire* (bykjernen).

1. I *løs leire* har det vært mulig å grave pillarsjakter med diameter 1,05 m ned til en dybde av 13—15 m.
2. I *relativt fast leire* har det vært mulig å grave for pillarsjakter med diameter 1,05 ned til en dybde av ca 20 m.
3. I *løs leire* kan man med sjaktåpning 3 m grave til ca 6 m.

Med det gode kjennskap man har i dag til leirens fasthet i bykjernen i Oslo er man neppe langt fra sannheten når man har tillagt *løs leire* skjærfasthet 1,7 t/m² og *relativt løs leire* 3,2 t/m². Et visst skjønn har man allikevel vært henvist til, og det er mulig at verdiene skal korrigeres.

Det synes foreløpig som det er mulig å grave trange sjakter noe dypere enn angitt ved den forsøksvise teoretiske betraktning. Det er vel unødvendig å si at ethvert nytt tilfelle med brudd i leire ved sjaktgravning vil bli undersøkt og studert av geoteknikere — med begjærlighet. Problemene med dyp gravning i leire er mer enn noensinne aktuelt, og da kanskje særlig i Oslo, og man er kjent med at Norges geotekniske institutt i den nærmeste fremtid vil publisere en sammenstilling av innsamlede konkrete eksempler, hvor forholdene er blitt undersøkt.

Avsluttende bemerkninger.

Geoteknikken har i løpet av 25 år hatt en rivende utvikling, og ofte sies det at geoteknikken har vært et forsømt fag. Det anses i dag både riktig og påkrevet å gjøre omfattende undersøkelser i marken før man setter i gang et større jordarbeide, og slike undersøkelser kan komme til å omfatte både prøvetagning, måling av porevannstrykk og måling av jordens skjærfasthet *in situ*. I laboratoriet blir skjærfastheten bestemt i opptatte prøver under belastningsforhold som svarer til dem som jorden blir utsatt for når byggverket er ferdig, og på grunnlag av prøvene kan også jordlagenes konsolidering forutbestemmes. Endelig er beregningsmetodene i jordstatikken vesentlig forbedret. Med en liten ironisk snert vil noen undre seg over at det overhodet var mulig å bygge — bare for forholdsvis få år siden.

Det er neppe riktig å si at geoteknikken tidligere var forsømt. Grunnundersøkelsene var riktignok svært enkle, men våre forgjengere hadde et meget godt skjønn, og de hadde praktisk erfaring. Bare synd at den praktiske erfaring ofte gikk i graven sammen med mannen. I denne forbindelse er det

grunn til å nevne slike gode erfaringsregler fra eldre jernbaneanlegg her i landet som at fyllinger over dårlig grunn skulle legges ut flovis og at vanskelige skjæringer skulle tas ut trinnvis i høyden. Man hadde gjort den erfaring at stabilitetsforholdene ble bedre om jorden fikk tid til å tilpasse seg de nye forhold — til å bli konsolidert. Når det gjelder jordstatistiske beregninger, kan man bare minne om at Coulombs *generelle* ligning for skjærfasthet i jord (fig. 3), den som er grunnlaget også for moderne jordstatikk, skriver seg fra året 1776.

Det er vel riktigere å si at geoteknikken har hatt en utvikling som til enhver tid har vært noenlunde avpasset etter jordarbeidenes omfang og art, om den nok kan ha ligget litt etter i denne utviklingen. Dette siste har vært særlig merkbart de siste decenni-er med en voldsom utvikling både når det gjelder byggarbeidenes størrelse og omfang. Samtidig har det vært en nærmest eksplosiv utvikling når det gjelder trafikkøkning på kommunikasjonslinjene landverts, kjennetegnet ved stadig større trafikk-tetthet og med tyngre og tyngre kjøretøyer. Man kan her som eksempel minne om at mange av våre veger er bygget i hestekjøretøyenes tid, og for å klare dagens trafikk med opptil 20 t tunge tankvogner blir bruer bygget om og vegdekkene forsterket. Men hvorledes står det til med byggegrunnens beskaffenhet og bæreevne, særlig etterat tungtrafikken har virket en tid? På byggeplasser er decavilleskinnegangen avløst av humpende lastebiler, som i parentes bemerket, er en ulykke for et gammeldags kultfundament lagt direkte på kvabbgrunn, og på kanten av byggeproper og grøfter står flere lignende eksempler, og det er umiddelbart innlysende at risikomomentet ved jordarbeider og faren for brudd i jord er vesentlig større enn tidligere.

Den viktigste faktor til at risikomomentet ved jordarbeider er økt, er imidlertid ennå ikke nevnt. Med effektive graveapparater tas massene i skjæringen ut på en tid som bare for få år siden var utenkelig, og massene bringes ut på fyllingsplassen på tilsvarende kort tid. Såvel i skjæringer som under fyllingen blir jorden utsatt for raskt påførte belastninger, og i finkornig jord, hvor motstanden mot porevannets bevegelse er stor, blir det ikke tid til konsolidering og fasthetsøkning. Den påførte lasten overføres ikke fra korn til korn, men opptas av vannet mellom kornene, slik at dette blir utsatt for overtrykk, og uten at jordens skjærfasthet øker. Det kan sies populært på den måten at jorden ikke får tid til å tilpasse seg de nye belastningsforhold i samme utstrekning som tidligere. Et analogt eksem-

pel er den raske oppføring av tunge bygg, f. eks. siloer, ved hjelp av glideforskaling, og det mest outrerte eksempel er kanskje sandinnskylling bak bygningskonstruksjoner i strandlinjen. I siste tilfelle påføres ofte jordlasten i løpet av like mange uker som det før tok måneder eller år.

Coulombs ligning er brennaktuell.

Disse forholdene som er nevnt her, *større belastninger*, *større trafikkintensitet* og *tidsmomentet* ved grave- og fyllingsarbeider, er det all grunn til å være oppmerksom på, ikke minst fordi våre praktiske erfaringsresultater fra forholdsvis få år tilbake ikke uten videre kan overføres, eller fordi de til og med kan føre oss på villspor. Det er vel da ingen tvil om berettigelsen av langt mer omfattende grunnundersøkelser enn tidligere for våre *nye* byggearbeider. Det er også etter min mening all grunn til å gå inn for en systematisk undersøkelse langs *gamle* veger og jernbaner, og også av andre områder hvor last- og trafikkintensiteten øker.

Litteratur:

- [1] *Fellenius, Wolmar*: Jordstatiska beräkningar med friktion och kohesion för cirkulär cylindriska glidytor. Särtryck ur Kungl. Väg- och Vattenbyggnadskårens 75-årskrift. Stockholm 1926.
- [2] *Helene Lund, K. V.*: Plastiska deformationer i bankunderbyggnaden. Nordisk Järnbanetidskrift, nr 11, 1951. Stockholm.
- [3] *Helene Lund, K. V.*: Markstabilitet och markgenombrott. Statens Tekniska Forskningsanstalt. Helsingfors 1953.
- [4] *Skemton, A. W.*: The bearing capacity of clays. Building Research Congress, London 1951.

Vest-Europa eksporterer flere biler enn U.S.A.

Etter krigen har Vest-Europa overgått De forente stater når det gjelder eksport av biler, melder FN's statistiske månedsbulletin. I 1938 hadde Nord-Amerika 60 % av verdens bileksport. I 1954 var over 70 % av alle eksporterte biler fra fire bilfabrikker i Vest-Europa.

Regner en alle biltyper under ett, var England den største bileksportør i 1954. Når det gjelder lastebiler og varevogner ligger U.S.A. fremdeles i teten. Den nest største eksportør av personbiler i 1954 var Vest-Tyskland — og her har eksporten steget mest.

De 12 største bilimportører i verden er Australia, Belgia, Sverige, Nederland, Sør-Afrika, Danmark, New Zealand, Canada, Sveits, Venezuela, Mexico og Brasil. Sverige importerte i 1954 75 % flere biler enn året før. (FN-nytt nr 25, 1955.)

Autostrada i Østerrike

Autostradaen fra München til Salzburg var egentlig planlagt videre til Linz og Wien. Østerrikerne fortsetter imidlertid å bygge etter den opprinnelige plan, og man venter at strekningen Mondsee-Salzburg og Enns-Wels vil bli åpnet for trafikk allerede høsten 1956. Det er bevilget i alt 505 mill. Schilling til denne utbygging for inneværende budsjettår. I løpet av dette året vil det bli bygd ferdig ikke mindre enn 63 autostradabruer, hvorav de fleste er viadukter for å oppnå planfri kryssinger. (Motorliv nr 9, 1955.)

LENGDEN AV OFFENTLIGE VEGER PR 30. JUNI 1955

Fylke	Riksveger km	Fylkesveger km	Sum Hovedveger km	Bygdeveger km	Sum km	Sum 1954 km
Østfold	545,2	328,7	873,9	1 185,8	2 059,7	2 052,6
Akershus	650,9	454,4	1 105,3	1 030,4	2 135,7	2 120,9
Hedmark	1 310,8	352,8	1 663,6	2 525,1	4 188,7	4 185,9
Oppland	1 310,5	332,6	1 643,1	1 446,5	3 089,6	3 037,6
Buskerud	854,3	167,1	1 021,4	1 089,1	2 110,5	2 086,8
Vestfold	419,8	391,3	811,1	540,5	1 351,6	1 348,1
Telemark	862,9	266,4	1 129,3	1 293,0	2 422,3	2 400,7
Aust-Agder	660,7	293,2	953,9	957,6	1 911,5	1 876,8
Vest-Agder	605,8	655,5	1 261,3	1 283,4	2 544,7	2 459,3
Rogaland	658,6	403,8	1 062,4	1 636,9	2 699,3	2 651,0
Hordaland	901,8	546,2	1 448,0	1 794,6	3 242,6	3 194,0
Sogn og Fjordane	952,1	376,3	1 328,4	1 192,2	2 520,6	2 478,8
Møre og Romsdal	1 094,2	558,6	1 652,8	2 343,8	3 996,6	3 960,6
Sør-Trøndelag	779,2	265,0	1 044,2	1 529,3	2 573,5	2 552,3
Nord-Trøndelag	1 078,7	133,9	1 212,6	1 955,9	3 168,5	3 140,1
Nordland	1 337,6	743,1	2 080,7	1 451,0	3 531,7	3 469,9
Troms	952,4	352,1	1 304,5	907,4	2 211,9	2 121,6
Finnmark	1 133,1	234,7	1 367,8	317,9	1 685,7	1 642,1
Hele landet	16 108,6	6 855,7	22 964,3	24 480,4	47 444,7	—
Hele landet pr 30. juni 1954 ¹ (korrigerte tall)	16 047,7	6 722,1	22 769,8	24 009,3	—	46 779,1
Økning	60,9	133,6	194,5	471,1	665,6	—

¹ Korreksjoner: Ved kontrollmåling på bygdevegene i Hedmark høsten 1954 var det en differanse (nedgang) på lengden pr 30. juni 1954 på 33 km. — Fylkesvegene i Nord-Trøndelag er 1,9 km lenger enn oppgitt pr 30. juni 1954.

Beretning fra Vegdirektoratets innkjøpskontor

Budsjettåret 1954—55

I nevnte budsjettår andrer innkjøpskontorets kjøp til kr 11 392 786,27 som fordeler seg på nedennevnte avtagere med følgende beløp:

Østfold	354 537,77
Akershus	537 968,90
Hedmark	1 054 928,94
Oppland	1 137 554,60
Buskerud	739 683,83
Vestfold	475 217,37
Telemark	677 645,28
Aust-Agder	846 112,48
Vest-Agder	453 220,64
Rogaland	263 751,70
Hordaland	727 212,89
Sogn og Fjordane	591 074,24
Møre og Romsdal	840 838,62
Sør-Trøndelag	949 915,79
Nord-Trøndelag	222 444,70
Nordland	514 607,79
Troms	362 791,09
Finnmark	412 941,93
Diverse	230 337,71

Diverseposten utgjør innkjøp til kommuner og ferjeselskaper o. l. som gjennom fylkenes vegsjefer har benyttet kontoret til å ordne kjøpet. Innkjøpene fordeler seg på de enkelte artikler med følgende beløp:

Drivmotor:

4 elektromotorer	29 312,00
13 dieselmotorer	249 840,25
	279 152,25

Maskiner for fundamentering og betong.

1 asfaltblandeverk	67 504,94
2 betongblandere	30 640,00
	98 144,94

Maskiner for jord- og fjellplanering.

5 gravemaskiner	498 293,98
6 kompressorer	221 298,51
2 beltetraktorer	173 558,00
3 lastemaskiner	126 740,00
	1 019 890,49

Maskiner for legging og vedlikehold av vegdekker.

11 motorveghøvler	1 120 141,03
5 vibrasjonsvalser	159 877,88
	1 280 018,91

Verdens største underjordiske garasje

er nylig åpnet i Chicago sentrum. Den ligger under Grantparken og eies av Chicago by. Den har en gulvflate på 81 000 m² og plass til 2359 biler i 2 underjordiske etasjer. På taket ligger parken. (Agric. Engng, febr. 1955, s. 86—89.)

O. K.

I trærnes skygge

Vegvesenet i staten Virginia har begynt å plante trær i midtfeltet på veger med dobbelte kjørebane. Det viser seg at slike trær i betydelig grad minsker blenning fra solen og blanding fra møtende biler.

O. K.

Maskiner for steinknusing og sortering.

14 steinknuserer	524 409,51
4 grussortere	41 920,90
1 transp. knuseverk	32 871,00
	599 201,41

Motorkjøretøyer.

2 tungtransportvogner	43 221,05
4 lastebiler	312 291,15
14 dumpere	951 131,71
7 traktorer	217 201,00
	1 523 844,91

Snorydningsmateriell.

36 ploger	96 551,01
1 snøfreser	25 500,00
	122 051,01

Andre maskiner.

Koppelevatorer, sandspredere, planskraper etc.	82 811,83
---	-----------

Forbruksartikler.

Reserveleder	46 528,20
Slitedeler (høvelskjær m. v.)	698 080,69
Klorkalsium	4 085 377,54
Cement	796 590,75
Jern og stålvarer	9 932,15
Maling	44 754,69
Diverse	706 406,50
	6 387 670,52

11 392 786,27

Sammenlignet med 7 siste år stiller kjøpet seg således:

År	Maskiner Kr	Brakker og for- bruksartikler Kr	Sum Kr
1948	1 112 360,00	1 403 807,00	2 516 167,00
1949	3 914 301,00	3 237 810,00	7 152 111,00
1950	4 846 228,00	4 831 591,00	9 677 819,00
1/1 51—30/6 52	6 030 126,00	8 473 105,00	14 503 231,00
1952—53	9 010 683,00	5 449 302,00	14 459 985,00
1953—54	7 996 988,00	9 077 931,00	17 074 919,00
1954—55	5 005 115,75	6 387 670,52	11 392 786,27

Statistikken gir intet bilde av det samlede innkjøp til Statens vegvesen, idet de enkelte vegsjefer også kjøper direkte. Særlig gjelder dette vanlige handelsvarer, mindre maskiner og vare- og lastebiler. De siste kjøpes tildels gjennom lokale forhandlere.

Forbudt å kjøre langsomt

«The Montreal Star» forteller at atskillige bilister er blitt stoppet og kontrollert fordi de kjørte for langsomt. Motiveringen er den for oss overraskende at folk som «are going slow» på vegene sinker trafikken og er en fare for den. Ved en weekend-kontroll i nærheten av Montreal ble fem biler «anholdt». To av bilistene mistet kjørekortet, den ene fordi han så dårlig, og den andre fordi han hadde et dårlig ben. De tre andre slapp med en advarsel. Kontrollen med de langsomt kjørende vil fortsette hele sommeren, skriver bladet. (Motorliv nr 9, 1955.)

„Högre kurs i vägbeleggningssteknik”

Avdelingsingeniør Svend Major, M. N. I. F.

«Det högre kurs i vägbeleggningssteknik» i januar 1955, var en gjentakelse av et lignende kurs som ble holdt i november 1954. I kurset i januar deltok ca 120 ingeniører hvorav omkring 50 var entreprenøringenier, vel 40 kommunalt ansatte, 13 fra statens vegvesen, samt noen andre. Av deltagerne var 3 danske, 3 finske og 6 norske.

Foredrag og diskusjoner ble holdt i Teknologiforeningens lokaler og varte hver dag fra kl. 9 til 17 avbrutt av en lunsjpause. Arbeidsordningen var lagt an slik at diskusjonene fulgte umiddelbart etter hvert foredrag eller gruppe av foredrag om samme emne. Torsdag den 20. var det en demonstrasjon på Statens Väginstytut, og om aftenen denne dag ble det arrangert en fellesmiddag for deltagerne og foredragsholderne.

Første foredrag var om vegenes *underbygning og bærelag*, behandlet i tilslutning til de nye svenske normer for «Dimensjonering av overbyggnad». Så fulgte foredrag om *asfalt* og om *tjære* samt om *steinmaterialer*, deres prøvning og anvendelsesområde. Deretter om *overflatebehandlinger*, om *asfaltblandeverk* og flere foredrag om de forskjellige typer *asfaltdekker* som nå vanligvis anvendes under de forskjellige forhold. Denne avdeling ble så avsluttet med et foredrag om *vedlikehold av asfaltdekker*. *Arbeider ved Statens Väginstytut*, både tidligere utførte og de som foregår for tiden, ble gjennomgått først i foredrag og siden ved demonstrasjoner i instituttet. En dag ble brukt til behandling av *cementbetongdekker*, og til slutt var det foredrag og diskusjon om *valg av dekketyper*.

Det ble ialt holdt 18 foredrag og 10 innledninger til diskusjon. Foredragsholdere og diskusjonsinnledere var hovedsakelig representanter for entreprenører, Väg- og Vattenbyggnadsstyrelsen, Statens Väginstytut og Stockholms Stads Gatukontor.

Å gi en oversikt over det meget omfangsrike stoff som ble lagt frem på alle disse foredrag og diskusjoner, lar seg selvsagt ikke gjøre på noen få sider. Skal en få noe fullt bilde, må det vises til det nokså omfangsrike stensilerede materiale som ble delt ut til deltagerne, dvs. manuskripter til de fleste foredragene og til enkelte diskusjonsinnlegg.

Referat fra et kurs arrangert av Svenska Teknologiföreningen i Stockholm 17. til 22. januar 1955.

Nedenfor skal jeg imidlertid forsøke å gjøre rede for enkelte trekk av det stoff som ble lagt frem, særlig da av ting som kom frem under diskusjonene.

Vegenes underbygning og bærelag.

Överinspektör N. Bruzelius holdt et omfattende foredrag om de forsøksresultater som foreligger, og om de nye normer for «Dimensjonering av overbyggnad» som Kungl. Väg- och Vattenbyggnadsstyrelsen har latt utarbeide på grunnlag herav. En vesentlig del av foredraget var gjennomgåelse av endel av det materiale som er offentliggjort i Statens Väginstütts meddelande 87.

Det er påfallende hvor store krav disse nye normer setter til en vegs bærelag. Dimensjonerings-tabellene fastlegger de krav som stilles til bærelagets utførelse i forhold til det antall biler pr døgn en regner med for vedkommende vegstrekning. De forutsatte maksimale akseltrykk er for grusveger 8 tonn og for veger med fast dekke 10 tonn. To av de fem dimensjoneringstabeller som er satt opp, gjengis til orientering.

Asfalt og tjære.

Etter foredragene, som artet seg som teknologiske utredninger, utspant det seg en livlig diskusjon.

Det ble fra flere hold hevdet at den asfalt som er i handelen i Skandinavia i dag kvalitetsmessig står tilbake for den som vanligvis ble levert før krigen. Asfaltleverandørene ble bl. a. av väginspektör E. Ericsson angrepet for ikke å være villige til å legge frem fulle opplysninger om den asfalt de til enhver tid solgte, bl. a. om asfaltens opprinnelse. Han ble imøtegått av civ.ing. Sten Holmberg (Nynäs) som bl. a. hevdet at firmaene selv ofte ikke kjente til asfaltens opprinnelse.

Det ble generelt hevdet at asfalt av crudeolje fra Mexico vanligvis var ansett å være bedre enn av olje fra Syd-Amerika, og fra Syd-Amerika bedre enn fra Midt-Østen.

Fra flere hold ble uttalt at det er behov for videre utforskning av asfaltens egenskaper. Sammenligninger ble trukket med den forskning som er utført for å forbedre bensinen og smøreoljene. Hele spørsmålet om hvilke muligheter som foreligger for å forbedre asfaltens egenskaper som vegdekkemateriale, eventuelt ved oksydasjon, ved tilsetninger eller lignende, ble hevdet enda ikke å være tilstrekkelig klarlagt.

Det ble uttalt som ønskelig at det ble innført nye bestemmelser, i tillegg til de allerede gjeldende, for

31 Dimensjoneringsstabell 1.

Väg med grusslittlager
Beräknad framtida kommersiell trafik (lastbilar och bussar) under
tjällossningsperioden: Högst 50 fordon per dygn.

Material		Tjäl- farlig- hets- grad	Profilplanets höjd över märkplanet	Materialet får ej ligga närmare väg- ytan än cm	
a	Grus Mycket grusig morän	I	—	3)	
b	Sandigt grus Grusig sand Mycket sandig morän	I	—	3)	
c	Sand, grovmo	I	—	20	
d	Grusig morän Sandig morän Normal morän	II	—	15 3)	
			I övriga fall	Mindre än 5 cm eller i skärning 5 cm eller mer	30 15 3)
e	Sandig moig morän Lerig morän 3) Moränlera	II	—	15	
			I övriga fall	Mindre än 10 cm eller i skärning 10 cm eller mer	40 20
f	Moig morän Mjällig morän Finmo Mjåla Grovlera (lättilera)	III	Jäsjord	Mindre än 40 cm eller i skärning	50
				40 cm eller mer	40
g	Finlera (mellanlera 3) och styvare leror)	II	Torrskorpa	Mindre än 10 cm eller i skärning	40
			Såplera	10 cm eller mer	20 60
h	Torv, Gytta, Dy	—	—	60	

1) Grusslittlaget kan utläggas direkt på materialet.
2) Lager av tjälfarligt material i överbyggnaden bör om möjligt undvikas.
3) Materialet kan i vissa fall vara mycket tjälfarligt, varvid dimensioneringen sker som för material "f".

Bärlager och grusslittlager skall normalt ha en sammanlagd tjocklek av minst 15 cm.

34 Dimensjoneringsstabell 4.

Väg med bituminös beläggning
Beräknad framtida kommersiell trafik (lastbilar och bussar) under
tjällossningsperioden: Minst 250 fordon per dygn.

Material		Tjäl- farlig- hets- grad	Profilplanets höjd över märkplanet	Materialet får ej ligga närmare väg- ytan än cm	
a	Grus Mycket grusig morän	I	—	3)	
b	Sandigt grus Grusig sand Mycket sandig morän	I	—	20	
c	Sand, grovmo	I	—	35	
d	Grusig morän Sandig morän Normal morän	II	—	25 3)	
			I övriga fall	Mindre än 30 cm eller i skärning 30 cm eller mer	60 40
e	Sandig moig morän Lerig morän 3) Moränlera	II	—	Mindre än 40 cm eller i skärning 40 cm eller mer	70 50
f	Moig morän Mjällig morän Finmo Mjåla Grovlera (lättilera)	III	Jäsjord	Mindre än 70 cm eller i skärning	80
				70 cm eller mer	70
g	Finlera (mellanlera 3) och styvare leror)	II	Torrskorpa	Mindre än 40 cm eller i skärning	70
			Såplera	40 cm eller mer	50 90
h	Torv, Gytta, Dy	—	—	110	

1) Beläggningen kan utläggas direkt på materialet.
2) Lager av tjälfarligt material i överbyggnaden bör om möjligt undvikas.
3) Materialet kan i vissa fall vara mycket tjälfarligt, varvid dimensioneringen sker som för material "f".

Bärlager och beläggning skall normalt ha en sammanlagd tjocklek av minst 20 cm.

Fig. 1. To exempel på de svenske dimensjoneringsstabeller for vegs bærelag.

asfaltens «åldringsegenskaper» (måte å eldes på) eller dens oksyderbarhet, fastsatt f. eks. ved bestemmelse av surstoffabsorpsjon eller etter T.R.S. metoden (Temperatur Ramollisment Superficiel) som er utarbeidet i Frankrike. Det ble opplyst at en i U.S.A. forsøker å nå frem til en bestemmelse av de tilsvarende egenskaper hos asfalt ved en metode som går ut på å bestemme asfaltens evne til å motstå «weathering» (værbestandighetsprøve). Et prøvestykke av en sandasfalt fremstilt på bestemt måte, behandles da i en maskin som imiterer de klimatiske påkjenninger et dekke blir utsatt for, og utsettes deretter for mekanisk slitasje. Prøvens vektreduksjon betraktes som mål på asfaltens kvalitet.

Ved Statens Væginstitut er det for tiden under arbeid en omfattende forsøksserie hvor en prøver asfaltdekkenes evne til å motstå bøyningspåkjenninger. En prøveplate av den vegdekkemasse som skal undersøkes, utsettes i en spesielt laget maskin for små bøyningspåkjenninger som stadig gjentas inntil brudd inntre. Hensikten med forsøkene er bl. a. å søke å klarlegge hvilke egenskaper hos asfalten som bevirker stor evne i dekkene til å motstå bøyningspåkjenninger. Resultater til offentliggjørelse foreligger såvidt en forstod ennå ikke.

Det ble dog antydnet at utmatningsbrudd muligens spiller en betydelig rolle når det gjelder sprekkdannelser i asfaltdekker.

Tjære brukes visstnok for tiden i Sverige hovedsakelig bare til impregnering og penetrasjonsdekker.

Steinmaterialer til vegdekker.

Etter et foredrag av avdelingssjef Folke Rengmark oppstod en langvarig diskusjon om den metoden som for tiden brukes i Sverige til bestemmelse av et steinmaterialers skikkethet som vegdekke-materialer ved bestemmelse av steinens sprøhet og flisighet. Det synes å være alminnelig enighet om at denne metode alene ikke er fullgod. Flere forslag som tok sikte på å nå frem til et enkelt tall som uttrykk for et steinmaterialers kvalitet ble fremstilt, men ingen av dem virket tillitvekkende. Dr. Hallberg refererte en forsøksrekke som er utført for å undersøke sammenhengen mellom en steins slitestyrke og dens sprøhets- og flisighetstall. Resultatene tydet på at det er noenlunde bra sammenheng. Konklusjonen på denne del av diskusjonen var at en inntil videre må holde fast ved metodene slik de nå er utformet. (I Norge bruker en ved Veglaboratoriet for tiden en tillempling

av det svenske systemet til bestemmelse av steinmaterialene, men da alltid i forbindelse med en vanlig mineralogisk undersøkelse.)

Etter et foredrag av civilingeniør S. Sundqvist fra Stockholms Stads Gatukontor om steinmaterialenes anvendelighet, fortsatte diskusjonen.

Om bruken av stein og grusmaterialer til asfaltdekker uttalte väginspektör Ericsson at han avgjort var tilhenger av knuste steinmaterialer i asfaltdekker. Hans hovedinnvending mot naturgrus var at det er vanskelig å unngå innblanding av leire når grusen blir tatt ut. Flere vegdirektører (vegsjefer) uttalte at de brukte naturgrus i stor utstrekning fordi den er billigere. Som vanlig i Norge bruker en da oftest å la stein over en viss størrelse knuse, og blander dette knuste materiale med grusen.

Dr. Hallberg tok opp spørsmålet om hvilke krav som må stilles til steinmaterialet i de undre lag i dekkene. Hvis en f. eks. har et slitelag som bare er 1,5 cm tykt, hevdet han, blir steinen i det underliggende lag utsatt for store knusningspåkjenninger. Steinen i det underliggende lag må derfor heller ikke være for sprø.

Standardisering av siktenes rutestørrelser.

Civilingeniør Torsten Persson reiste spørsmålet om standardisering av rutestørrelsen i de sikter som blir brukt til solding av stein til vegdekker. Väginspektör Ericsson foreslo følgende sikter valgt: 6 — 12 — 18 — 24 — 40 og 65 mm.

Det ble under diskusjonen ikke reist innvendinger mot dette valg av sikter, men muligheten av å få en slik standardisering gjennomført ble på enkelte hold betvilt. (Forts.)

Autostrada Hamburg—Hannover

Alle som er kjent med vegene sydover vil ha savnet en autostrada på strekningen Hamburg—Hannover og videre ned til Northeim, hvor autostradaen begynner. Nå blir det satt full fart i arbeidet med å utbygge den planlagte autostrada på denne strekning, og man venter at det i 1960 skal bli mulig å kjøre fra Hamburg på autostrada helt til Basel, idet det på dette tidspunkt er beregnet at også strekningen Karlsruhe—Basel skal være ferdig. Arbeidet syd for Hamburg, hvor avgreningen til Hannover tar av er påbegynt, og man mener at det skal være mulig å kjøre på autostrada til Hannover allerede i slutten av 1957. (Motorliv nr 9, 1955.)

Rettelse

Registrerte motorkjøretøyer

I Norsk Vegtidskrift nr 6, 1955, side 103, er det i tabellen for Registrerte motorkjøretøyer kommet inn en feil som gjør statistikken feilaktig. Avsnittet «I. Bensindrevne» skal være det samlede antall motorkjøretøyer og innbefatter altså både bensin- og ikke bensindrevne.

Personalia

Ansettelse i vegvesenet.

Som sekretær II ved vegadministrasjonen i Vest-Agder fylke er ansatt tidligere fullmektig I Thomas Vinje.

Litteratur

Svenska Vägforeningens Tidskrift nr 7, 1955.

Innhold: *Rösta ja till högertrafik.* — *Greve Clarence von Rosen* †. — *Maskinell skogsvägsbyggnad* av civilingenjör T. Wijkström. — *Betongvägar i Belgien och Tyskland* av civilingenjör N. Odemark och docent S. G. Bergström. — *Att rasta vid vägen* av trädgårdsarkitekt H. E. Segerros. — *Väg-arbetarlönerna 1954* av aktuarie E. Ericson. — *Från departement och verk.* — *Aktuellt.* — *Boknytt.* — *Ur fackpressen.*

Dansk Vegtidskrift nr 9, 1955.

Innhold: *Færdselsloven* — *Two Articles on Rubber* — *Asphalt.* — *Praktiske erfaringer vedr. udførte tæppebelægninger og overfladebehandlinger med gummitilsætning.* — *Amtmand Topsøe.* — *Internationale hovedveje.* — *Nogle bemærkninger om betonveje.* — *To billeder fra Hørsholmvejen.* — *Fra domstolene.* — *Kursus*

Nummererte rundskriv 1955

S Nr 34 M. 12. mai 1955 til politimestre og skattefogder ang. veg- og kontrollavgift av Forsvarets ikke bensindrevne motorkjøretøyer, tilhengere og årsprøvenummer.

Nr 35 M. 12. mai 1955 til Statens bilsakkyndige ang. bruk av 2-delte bilfelger — splittfelger.

Nr 36 M. 14. mai 1955 til Statens bilsakkyndige ang. de bilsakkyndiges medvirken når det gjelder innførselslisens for gavebiler.

Nr 37 M. 16. mai 1955 til vegsjefer, politimestre, samferdselskonsulenter og Statens bilsakkyndige ang. oversikt over rundskriv fra Vegdirektoratet, Bilavdelingen i 1954.

Nr 38 M. 16. mai 1955 til politimestre ang. kvitteringsskjema for innbetalt gummiavgift ved registrering av traktor. Skjema nr 214.

S Nr 39 M. 25. mai 1955 til fylkesmenn, politimestre, samferdselskonsulenter og Statens bilsakkyndige ang. endring i Arbeidsdepartementets (nå Samferdselsdepartementets) forskrifter av 3. juni 1942 til motorvognloven.

S Nr 40 M. 1. juni 1955 til fylkesmenn, politimestre og Statens bilsakkyndige ang. endring i § 9 i Arbeidsdepartementets (nå Samferdselsdepartementets) forskrifter av 3. juni 1942 i henhold til motorvognloven — Skvettskjermer på motorkjøretøyer.

Nr 41 M. 8. juni 1955 til Statens bilsakkyndige ang. totalvekt Magirus — Deutz.

Nr 42 M. 10. juni 1955 til politimestre, vegsjefer og Statens bilsakkyndige ang. nummerserier for registrering av motorkjøretøyer.

S Nr 43 M. 20. juni 1955 til politimestre og Statens bilsakkyndige ang. utstedelse og fornyelse av førerkort utenfor hjemstedet.

REDAKSJON: Vegdirektoratet, Schwensensgt. 6, Oslo. — UTGIVER: Teknisk Ukeblad.

Abonnementspris kr 15,— pr år. Vegvesenfunksjonærer kr 5,— pr år.

Abonnement- og annonseavdeling, Ingeniørenes Hus, Oslo. Tlf. 417135.