

Intern rapport nr. 2242

Støttekonstruksjoner.

Sk.kurs 4 - 5 juni 1997



08.10.2001

Vegteknisk avdeling

Intern rapport nr. 2242

Støttekonstruksjoner. Sk.kurs 4 - 5 juni 1997

Sammendrag

Rapporten er en samling av de innleggene som ble delt ut i forbindelse med internt kurs om støttekonstruksjoner.

Temaet for kurset var støttekonstruksjoner, løsninger, bestandighet og estetikk.

Innledningsvis ble det gitt en oversikt over ulike støttekonstruksjoner. Videre ble det fokusert på dimensjonering av ulike støttekonstruksjoner som spunt, tørrmurer, støttemurer av betong samt armert jord. Temaene ble belyst med prosjekteksempler fra gjennomførte prosjekter samt diskusjoner.

Emneord: *Støttekonstruksjoner, løsninger, bestandighet, økonomi, estetikk.*

Kontor: *Geoteknisk*
Saksbehandler: *Anne Braaten*
Dato: *08.10.2001*

/ annebr

Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Vegteknisk avdeling
Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo
Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

Innhold

Program for kurset.

Oversikt over ulike støttekonstruksjoner.

Generell dimensjonering.

Spuntdimensjonering – permanent spunt.

Dimensjonering av tørrmurer og blokkmurer.

Støttemurer på fjell. Dimensjonering og praktiske hensyn.

Generell dimensjonering av armert jord i henhold til håndbok 016.

Valg og dimensjonering av ulike frontløsninger for armert jord støttekonstruksjoner.

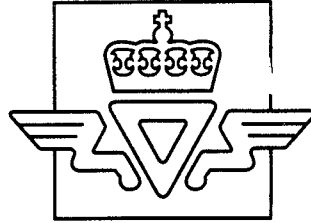
EPS - støttekonstruksjoner.

Rv.310 Stenmalen. Støttemur av EPS.

E16 Slidre – Torvplater som frontkledning på armert jord støttekonstruksjoner.

Hvorfor bruke jordarmerte støttekonstruksjoner.

Permanent spunt i Moholtlia.



Statens vegvesen

SK-KURS I -STØTTEKONSTRUKSJONER, - LØSNINGER,

BESTANDIGHET/ØKONOMI OG ESTETIKK

4. -5. JUNI 1997

RICA HELL HOTEL, HELL

Program

Kursleder: Anne Braaten

Onsdag 4. juni 1997

Innledning

- Møteleder: Anne Braaten**
- 10⁰⁰ - 10¹⁵ Åpning.
- 10¹⁵ - 10⁴⁵ Oversikt over ulike støttekonstruksjoner ("state of the art").
Foreleser: Frode Oset, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
- 10⁴⁵ - 11¹⁵ Regelverk / beskrivelsestekster. Hvilke støttemurer skal til godkjenning ?
Foreleser: Vidar Veum, Vegdirektoratet, Bruavdelingen
- 11¹⁵ - 11³⁰ Pause

Dimensjonering

- 11³⁰ - 12¹⁵ Innledning , generell dimensjonering.
Foreleser: Arnfinn Emdal, NTNU, institutt for geoteknikk.
- 12¹⁵ - 13¹⁵ Lunsj

Møteleder: Grete Tvedt

- 13¹⁵ - 13⁴⁵ Spuntdimensjonering - permanent spunt.
Foreleser: Frank Fredriksen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
- 13⁴⁵ - 14¹⁵ Dimensjonering av tørrmurer og blokkmurer.
Foreleser: Åsmund Eggestad, Berdal Strømme a.s
- 14¹⁵ - 14³⁰ Spørsmål / pause.
- 14³⁰ - 15⁰⁰ Støttemurer på fjell. Dimensjonering og praktiske hensyn. (Håndbok 135; Fjellbolter).
Foreleser: Harald Erland, Statens vegvesen Rogaland
- 15⁰⁰ - 15³⁰ Generell dimensjonering av armert jord i henhold til håndbok 016.
Foreleser: Anne Braaten, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
- 15³⁰ - 15⁴⁵ Kaffepause
- 15⁴⁵ - 16¹⁵ Avvik / ulikheter mellom dimensjonering av armert jord i henhold til 016 i forhold til andre dimensjoneringsmetoder.
Foreleser: Frode Oset, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
- 16¹⁵ - 16³⁵ Valg og dimensjonering av ulike frontløsninger for armert jord støttekonstruksjoner.
Foreleser: Roald Aabøe, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet
- 16³⁵ - 16⁴⁵ Oppsummering og avslutning.

Torsdag 5 juni 1997

Møteleder: Gunvor Baardvik

Estetikk.

- 08³⁰ - 09¹⁵ Hva styrer valg av type mur/front estetisk sett. Hva kan gjøres for å tilpasse murene til omgivelsene.
Foreleser: Maria Låte Skjøren, Statens vegvesen Hordaland
- 09¹⁵ - 09³⁰ Diskusjon / Pause

Prosjekteksempler og diskusjonstemaer

- 09³⁰ - 10⁰⁰ EPS - støttekonstruksjoner.
Foreleser: Roald Aabøe, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet.
- 10⁰⁰ - 10³⁰ Rv. 310 Stenmalen. Støttemur av EPS.
Foreleser: Gunnar Hasle, Statens vegvesen Vestfold
- 10³⁰ - 11⁰⁰ Kaffepause
- 11⁰⁰ - 11³⁰ E16 Slidre - Torvplater som frontkledning på armert jord støttekonstruksjoner.
Foreleser: Erling Viken, Statens vegvesen Oppland
- 11³⁰ - 12⁰⁰ Hvorfor bruke jordarmerte støttekonstruksjoner.
Foreleser: Oddbjørn Johnsen, Statens vegvesen Troms.
- 12⁰⁰ - 12³⁰ Tørrmurer - praktiske eksempler.
Foreleser: Steffen Rygg, Statens vegvesen Sogn og Fjordane
- 12³⁰ - 13⁰⁰ Spørsmål / diskusjon
- 13⁰⁰ - 14⁰⁰ Lunsj
- Møteleder: Anne Braaten**
- 14⁰⁰ - 14³⁰ Permanent spunt i Moholtlia
Foreleser: Svein Høve, Statens vegvesen Sør-Trøndelag
- 14³⁰ - 15⁰⁰ Bestandighet, estetikk, økonomi eller tekniske forhold. Hva styrer valg av løsning ?
Foreleser: Arnold Rygg, Statens vegvesen Nord-Trøndelag
- 15⁰⁰ - 15¹⁵ Oppsummering og avslutning.

Sentralt kurs
Støttekonstruksjoner -
Løsninger, bestandighet, økonomi og estetikk

Rica Hell hotell
4. - 5. juni 1997

Oversikt over ulike typer støttekonstruksjoner

Frode Oset
Veglaboratoriet

1. Innledning

Hovedfunksjonen til støttekonstruksjonene er å stramme opp helningen i forhold til den naturlige skråningen til jordmassene på stedet. Støttekonstruksjonen må ivareta stabiliteten med hensyn på dypere glidninger samtidig som materialene i fronten hindrer mindre utrasinger og eventuell erosjon i overflaten.

Støttemurene kan deles inn i tre hovedtyper etter virkemåten:

- * gravitasjonsmurer
- * vinkelstøttemurer
- * støttemurer med forankring

I tabellen nedenfor er det listet opp de vanligste typene av støttekonstruksjoner:

	TYPE	Aktuelle grunnforhold	Ca. maks. høyde (m)	Prisnivå inkl. bakfyll (kr/m ²)	Anmerkninger
G R A V I T A S J O N	Prefabrikkert betongblokk	Ur, morene, grus, sand (silt, leire)	2.0 - 4.5 m	1000 - 2000	Maks. høyde avhenger av blokkstørrelse
	Tørrmur av steinblokker	- " -	4 - 10 m	300 - 1200	Maks. høyde avhenger av blokkstørrelse og utførelse
	Bingemurer og gabioner	- " -	ca. 10 m	900 - 2500	
V I N K E L M U R	Plass-støpt betong	Fjell, ur, morene, grus, sand, silt, leire	5 m	1500 - 3800	Maks. høyde for normerte murer
	Prefabrikkerte betongelementer	Ur, morene, grus, sand, silt, fast leire	4 m	1500 - 4000	
F O R A N K R E D E	Permanent spunt	Grus, sand, silt, leire	2 - 10 m	5 - 12000 (pr. m ² eksponert flate)	Maks. høyde avhengig av forankring
	Armert jord	Ur, morene, grus, sand, silt, leire	10 - 20 m	1000 - 4500	
	Jordnagling	Morene, grus, sand	10 - 20 m	1500 - 3000	
A N D R E	Ekspandert polystyren (EPS)	Forutsetter stabil jordskråning i bak-kant	15 m	1500 - 5000	Fylling med vertikal sidevegg

For permanent spunt er maksimalhøyden på ca. 2 m angitt for en utkraget spuntvegg uten bakforankring.

Fyllinger av ekspandert polystyren regnes i utgangspunktet ikke å ha noen stabiliserende virkning på de bakenforliggende massene, bortsett fra at de reduserer klimapåkjenninger fra frost og nedbør. De er tatt med i oppstillingen fordi slike fyllinger kan være et aktuelt alternativ, spesielt på steder med dårlige grunnforhold.

De angitte prisene vil nødvendigvis måtte sees på som grove antydninger. Variasjonene vil være store fra prosjekt til prosjekt avhengig av grunnforhold, murhøyde, tilgjengelighet av gode bakfyllmasser m.v.

Vinkelmurer av betong er normerte i inntil 5 m høyde; dvs. at det foreligger standardiserte løsninger for dimensjonering og bygging av disse, inklusive form- og armeringstegninger (ref.1). Videre foreligger det også veiledninger for utførelse av blokkmurer (ref. 3 og 4).

For ikke-standardiserte støttemurer gjelder det generelt at disse skal godkjennes av Bruavdelingen i Vegdirektoratet. For støttestruksjoner av armert jord ligger godkjenning av de med høyde mindre enn 5 m innenfor vegsjefenes myndighetsområde, mens konstruksjoner med total høyde $H \geq 5$ m skal godkjennes av Veglaboratoriet.

De forskjellige typene av støttemurer har svært ulike krav til grunnforhold og omfang av utgraving bak muren. Dette gir også store forskjeller med hensyn på anvendelighet og pris.

I det følgende er det gitt en nærmere beskrivelse av de enkelte typer av støttestruksjoner med hensyn på oppbygging og anvendelse.

2. Gravitasjonsmurer

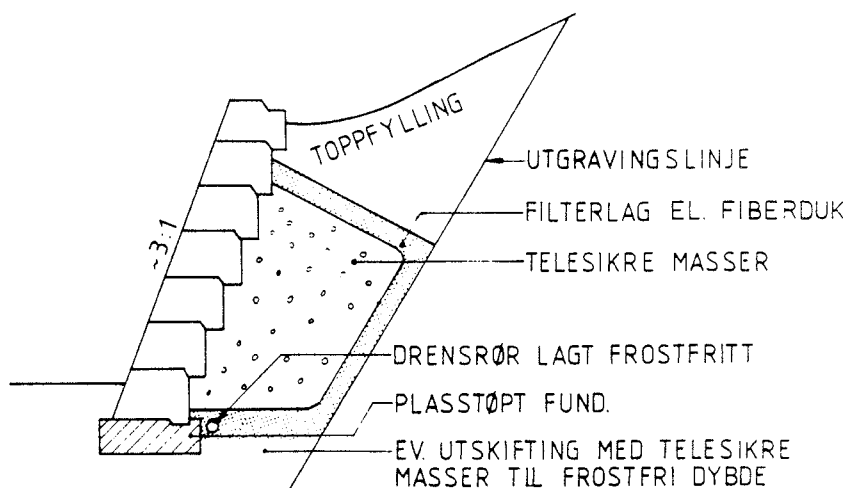
Gravitasjonsmurene stabiliserer jordtrykket med sin egen tyngde, og kan være bygget av plass-støpt betong, prefabrikkerte betongblokker, steinblokker eller forskjellige typer kasser fylt med grus eller steinmasser. Plass-støpt betong har i de senere år vært lite brukt på grunn av relativt høy kostnad.

2.1 Prefabrikkerte betongblokker

Det finnes flere typer betongblokker på markedet, med vekt opptil 1700 kg/m^2 murfront. De anbefales ikke til oppstøtting av veg med trafikk, men egner seg godt til oppstramming av skråninger ellers.

Murene utføres vanligvis med fronthelning 3:1. Maksimal høyde varierer med blokkvekt, grunnforhold og terrenghelning bak toppen av muren. For de tyngste blokkene (type Trøndeblokk o.l.) er største anbefalte høyde 3.0 - 4.5 m.

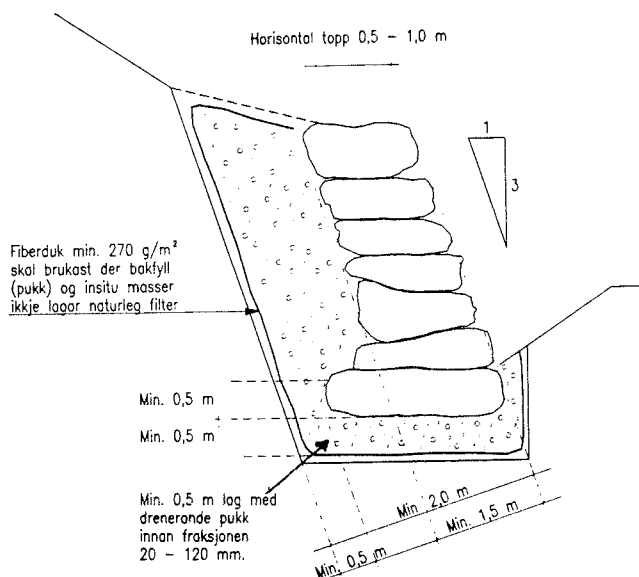
Blokkene finnes i forskjellige utforminger, og en del av dem kan leveres i forskjellige farger, evt. også med frilagt stein i fronten.



Figur 1. Gravitasjonsmur av Trønderblokker (ref. 1)

2.2 Tørrmur av steinblokker

Det finnes eksempler på tørrmurer av steinblokker med høyde ca. 20 m som har stått bra i mer enn 100 år. I de senere år er det bygget murer med høyde opptil ca. 10 m langs våre riksveger.



Figur 2. Tørrmur av steinblokker (ref 4)

Steinblokkene gir murene et utseende som i mange tilfeller oppfattes som bedre estetisk sett enn bruk av andre materialer. Dette stiller imidlertid krav til sortering av steinen som skal brukes, og til selve utførelsen. Innenfor samme mur og i nabomurer bør steinstørrelsen være noenlunde lik.

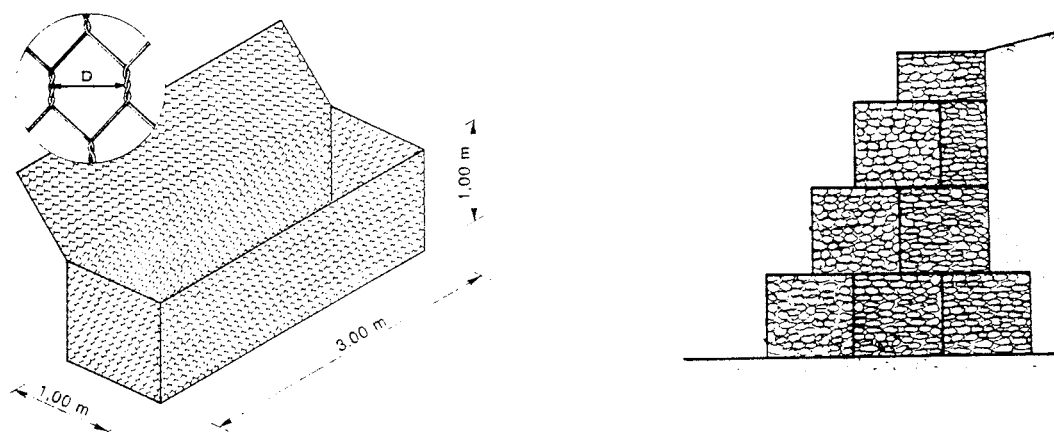
Kravene til steinkvalitet og blokkstørrelse øker med murhøyden. Det samme gjør kravene til bakfyllmasse. For høye murer er det viktig å understreke at disse bør prosjekteres på forhånd med minimumskrav til steinstørrelse, fronthelning og -tykkelse, bakfyllmasser, drenering m.v.

2.3 Bingemurer og gabioner

Bingemurer har vært bygget av både tre, betong, stålprofiler og steinkurver (gabioner). Felles for alle er at det er vekten av de ifylte massene (sand, grus, stein) som gir den stabiliserende virkningen.

Av disse typene er det først og fremst gabioner som bygges her i landet. Det har vært forsøkt introdusert bingemurkonsepter av både stålprofiler, importert trevirke (Permacrib) og betongelementer (Evergreen) uten at disse har fått noen særlig anvendelse ut over enkeltstående prosjekter. I andre land er bingemurer av betongelementer med beplantning til dels mye brukt.

Gabioner brukes mest i murer med mindre høyde (2 - 3 m), med de har vært bygget i opptil 10 m høyde her i landet; på Gjøvik i 1973.

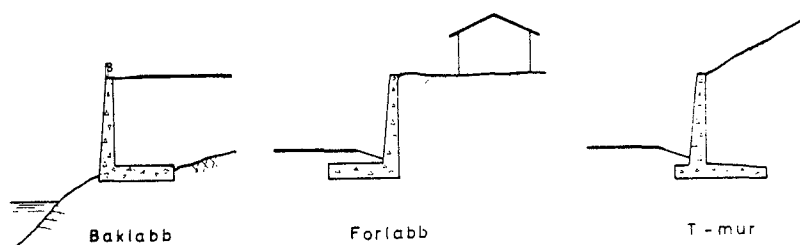


Figur 3. Gabioner

Steinkurvene er nettingkasser med rektangulær form, eksempelvis 3x1x1 m. Stålnettingen kan være galvanisert eller plastbelagt. Steinfyllingen i kurvene kan være av forskjellige kvaliteter. Det beste resultatet mhp. utseendet oppnår man med bruk av naturlig rundet stein. Ved bruk av sprengstein bør steinene ordnes for hånd, slik at man får en pen front. Ordningen av kurvene i muren kan være forskjellig, avhengig av bl.a. krav til fronthelning, utseende osv.

3. Vinkelstøttemurer

Vinkelmurer er armerte betongkonstruksjoner med en relativt slank frontvegg som er stivt forbundet med en såle. Tyngden av tilbakefyllingsmassene over sålen sammen med egenvekten av betongen motvirker velting.



Figur 4. Vinkelmurer

3.1 Plass-støpte betongmurer

Betongmurene er mye brukt i vegbygging her i landet. Murene bygges vanligvis med fronthelling 10:1 eller 20:1. Sålebredden er stort sett 0.5 - 0.8 x høyden avhengig av grunnforhold og terrenghelning. Murer inntil 5 m høyde er normerte, dvs. at det foreligger standardiserte løsninger for dimensjonering og bygging av disse, inklusive form- og armeringstegninger (ref. 1). Det har vært bygget murer opptil ca 8 m høyde. For disse må dimensjonering gjøres for det spesielle tilfellet.

Den estetiske siden ved betongmurer har vært mye diskutert. Det er ikke tvil om at mange oppfatter dem som fremmedelementer utenfor tettbygd strøk. Murene kan bygges med frilagt stein i overflaten, forblending av naturstein eller med forskjellige innlegg i forskalingen som gir ulike overflatemønstre.

Plass-støpte murer kan være relativt dyre i forhold til en del andre murtyper, men der hvor plassforholdene krever en tilnærmet vertikal front kan de likevel være å foretrekke.

For murer på fjell kan det også regnes med forankringskapasiteten på fjellbolter i et visst omfang. Dette kan bidra til å redusere sålebredden (ref. 1 og 5).

3.2 Prefabrikkerte vinkelmurer

Disse murene kan i hovedsak sammenlignes med de plass-støpte murene mht. utseende og kostnad. Av transport- og monteringshensyn er maksimalhøyden begrenset til ca. 4 m. Den største fordelene med de prefabrikkerte murene er den korte byggetiden.

Murene leveres i elementer på ca. 2 m lengde. En mulig ulempe for de høye murene er ujevn avretting, monteringsavvik eller setninger som gir vinkelendring eller sprang mellom elementene, og dermed et dårlig utseende. Dette kan avhjelpes med f.eks. en betongdrager på toppen.

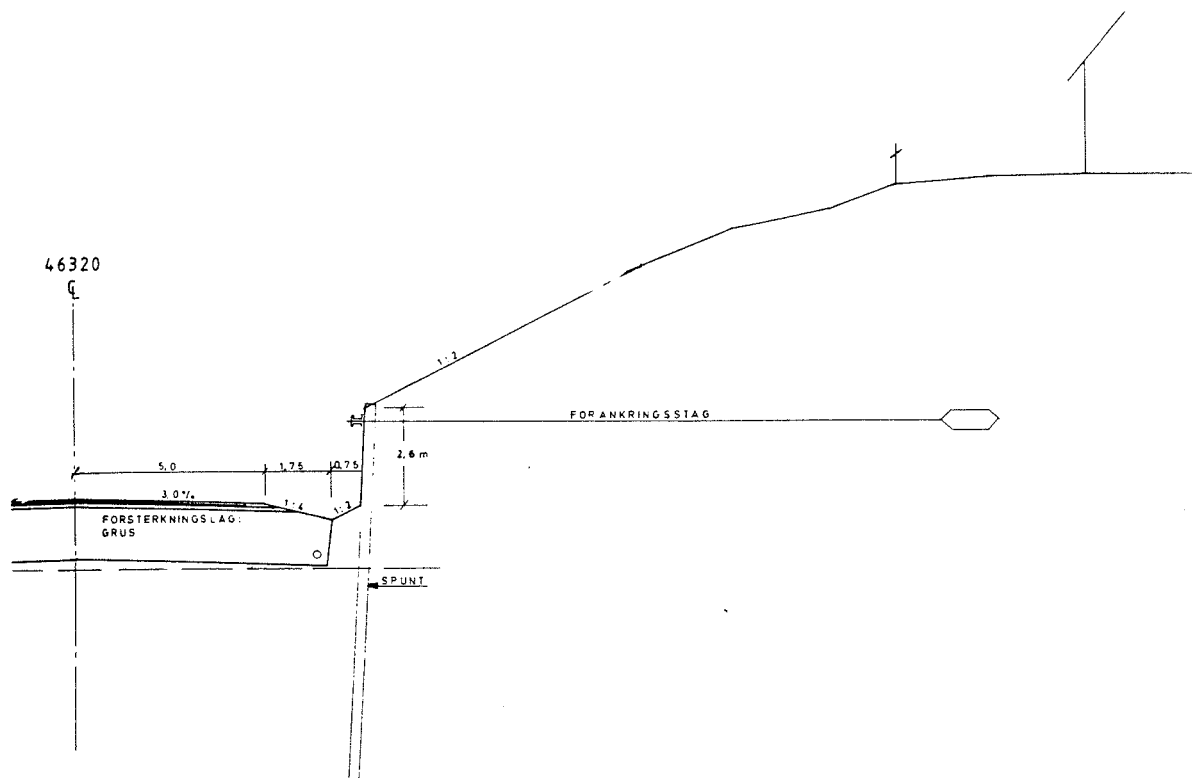
4. Forankrede murer

Med forankrede murer menes her murer hvor en vesentlig del av den stabiliserende virkningen bæres av forankringen, både i bruks- og i bruddgrensetilstanden. Vinkelmurer forankret med fjellbolter er nevnt under kap. 3.1.

4.1 Permanent spunt

Vegger av stålspunt brukes i enkelte sammenhenger som permanente støttekonstruksjoner. Dette gjelder særlig der hvor man av plass- eller stabilitetshensyn ikke har mulighet til å grave ut for en annen type støttekonstruksjon uten omfattende sikringstiltak.

Forankringene er enten løsmassestag (injisererte stag eller ekspansjonsstag) eller fjellstag. Graden av forspenning vil variere med belastningen og behovet for deformasjonskontroll. For lave murer ($H \leq 2$ m) i friksjonsmasser er det også benyttet utkraget spunt uten bakforankring. I slike tilfeller er det spesielt viktig å være klar over at mobiliseringen av det aktive jordtrykket vil gi deformasjoner, og at størrelsen på disse må vurderes nøye i forhold til et behov for bakforankring.



Figur 5. Støttemur av permanent spunt (ref. 2)

Avhengig av bakfyllmassene (frostisolasjon) og krav til utseende må behovet for frontkledning vurderes. Slike murer har ofte blitt forblendet med en front av isolasjonsplater og betong.

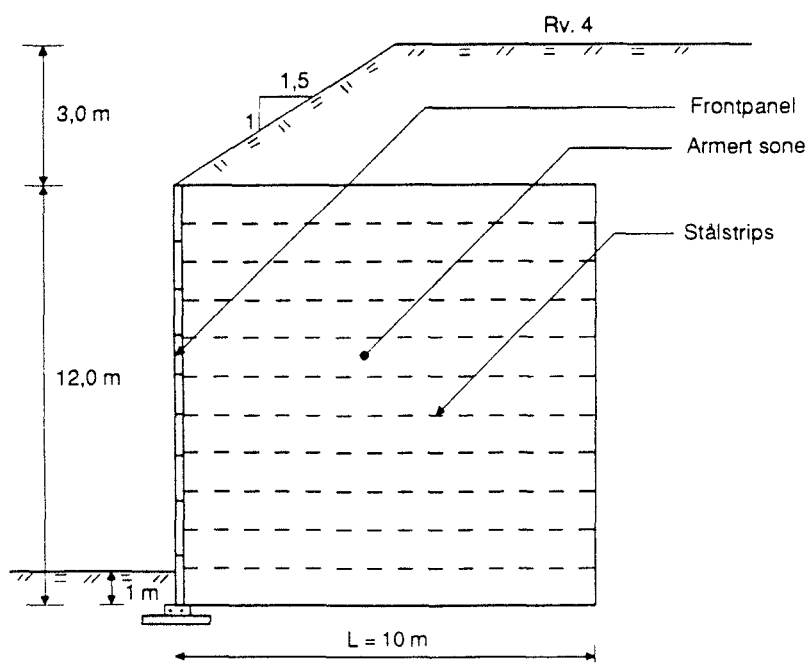
Kostadene ved slike murer er relativt høye. Dette må som antydnet ovenfor sees i forhold til nødvendig sikringsbehov i byggefasen for de mulige alternative løsningene.

4.2 Armert jord

Prinsippet er svært gammelt, tradisjonelt med trevirke som armeringsmateriale. I løpet av de siste 30 år er metoden videreutviklet med bruk av både stål og forskjellige plastmaterialer (i form av nett og vevde duker).

Slike konstruksjoner vil på sett og vis ha samme funksjon som en gravitasjonsmur i forhold til de bakenforliggende massene. I tillegg må armeringen sikre den interne stabiliteten i det armerte jordvolumet, og fronten må kunne oppta de jordtrykk som virker på den uten skadelige eller utseendemessig uønskede deformasjoner.

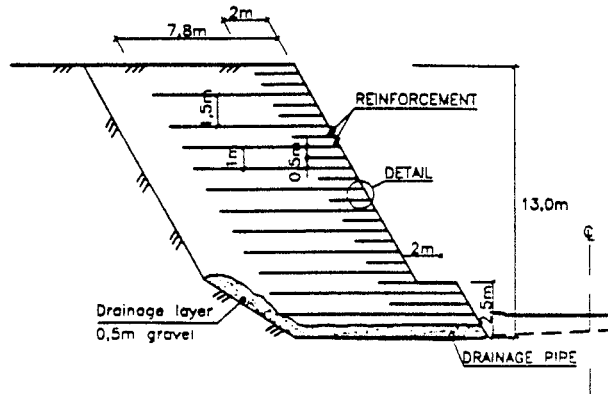
Fronthelningen på slike konstruksjoner kan variere fra vertikal og ned mot 45° . For skråninger brattere enn ca. 60° vil det normalt bli benyttet ulike former for frontkledninger; oftest paneler eller blokker av prefabrikkert betong. For skråninger med helning inntil ca. 60° har det også vært benyttet vegetasjonsfront.



Figur 6. Støttemur av armert jord på Rv 4 ved Gjøvik (ref. 6)

Teknikken med armert jord har vist seg konkurransedyktig med mer tradisjonelle betongmurer i mange sammenhenger. Med front av lette betongblokker (Elverumblokk) er det bygget jordarmerte murer med høyde opptil 4.5 m (maks. høyde 2 m uten jordarmering), og med front av betongpaneler er det bygget en mur på Gjøvik med høyde 12 m (ref. 6 og 7).

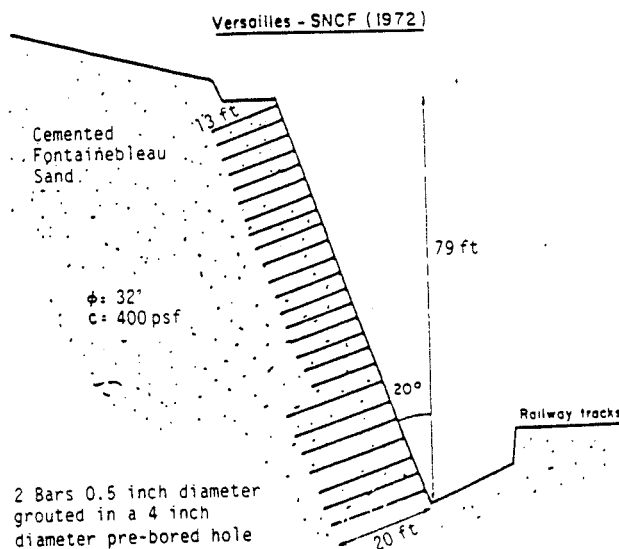
Med vegetasjonsfront er det bygget støttekonstruksjoner her i landet med høyde opptil 13 m (ref. 8 og 9). Disse gir i mange sammenhenger en frontløsning som er tiltalende estetisk sett, samtidig som den også har en svært gunstig støydempende effekt.



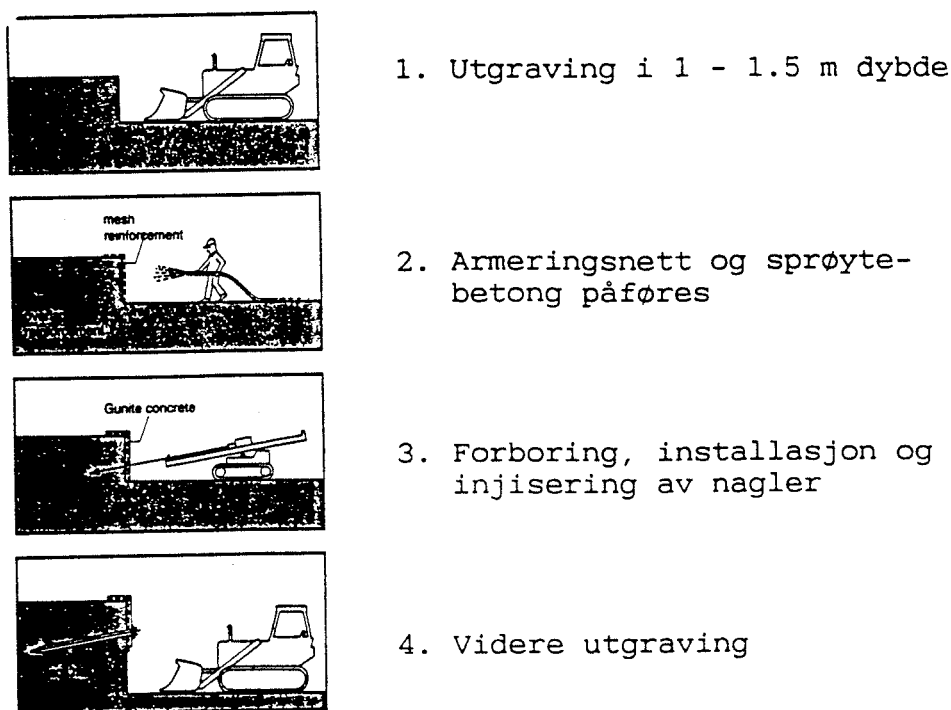
Figur 7. Støttekonstruksjon av armert jord med vegetasjonsfront på Lillehammer (ref. 10)

4.3 Jordnagling

Jordnagling har vært i bruk som sikringsmetode for skråninger i løsmasser siden 1972. Det første prosjektet gjaldt sikring av skjæringsskråninger (inntil 26 m høye) i sementert sand for et jernbaneprosjekt nær Versailles i Frankrike. Før dette hadde tilsvarende teknikk vært brukt i forbindelse med tunnelsikring.



Figur 8. Første anvendelse av jordnagling som støttemur, i Versailles (ref. 11)



Figur 9. Framgangsmåte ved jordnagling (ref. 12)

Murkonstruksjonen består vanligvis av en frontplate av armert sprøytebetong, og forankring med passive stag (nagler) til jordmassene bakenfor. Senteravstanden mellom naglene er i størrelsesorden 1 - 1.5 m vertikalt og horisontalt, og naglelengden ligger i våre vanlige grunnforhold på ca. 0.6 - 0.8 ganger murhøyden. Fronthelningen kan tilpasses behovet.

Selve naglene kan bestå av kamstålbolter som settes inn og gyses fast i forborede hull, eller av selvboende stag (borstangbolter) med engangsborkrone som bores inn og gyses fast. For permanente konstruksjoner stilles det krav til korrosjonsbeskyttelse for stagene og staghodene.

Jordnagling har etter hvert fått utstrakt anvendelse i mange land. Det er også utført enkelte prosjekter her i landet, blant annet på Vingrom (ref. 12), hvor metoden ble brukt for å stive av en ca. 6.5 m dyp utgraving for en lokalveg langs kirkegården.

Metoden har også vist seg anvendelig i forbindelse med reparasjon av støttemurer hvor fronten ikke er tilstrekkelig stabil til å motstå jordtrykket. Dette gjelder f.eks. steinmurer som buler ut, men jordnagling er også aktuelt som reparasjonstiltak for murer som har rast ut.

Metoden egner seg best i morene, grus og sand. Den krever at overflaten i graveskråningen er stabil inntil sprøytebetongen er påført. Ved bruk i telefarlige masser bør det benyttes isolasjonsplater bak frontkledningen. Det kan benyttes en kledning av naturstein utenpå sprøytebetongen for å oppnå et gunstigere utseende.

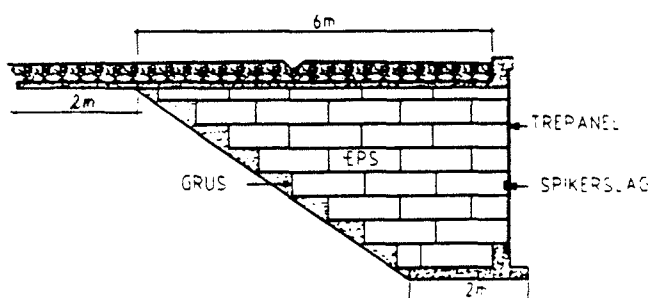
5. Andre støttekonstruksjoner

En del andre former for støttekonstruksjoner har også vært introdusert her i landet. Blant disse kan nevnes slissevegger, vegger av jetinjiserte søyler og vegger av borede peler. Disse vil kunne være aktuelle i enkelte tilfeller ut fra spesielle prosjektforutsetninger (vanskelige grunnforhold, plassbegrensninger m.v.). Bratte skråninger (ca. 45°) i kalk/semestabilisert leire med front av ordnet steinfylling har også vært benyttet på enkelte prosjekter.

Videre kan fyllinger av EPS med vertikal avslutning være aktuelle alternativ til bygging av støttemurer i enkelte tilfeller.

5.1 Fylling av EPS

Der hvor det er snakk om å bygge opp en fylling med bratt avslutning, f.eks. på grunn av begrenset plass, kan en EPS-fylling være et konkurransedyktig alternativ. Fyllingen bygges opp som en tradisjonell EPS-fylling bortsett fra at en eller to sidevegger utføres vertikal. Frontkledningen kan være sprøytebetong, aluminiumsplater eller impregnert treverk. På toppen av fyllingen legges en betongplate og evt. vegoverbygning på vanlig måte.



Figur 10. Prinsipløsning for vertikal EPS-fylling (ref. 14)

En slik løsning forutsetter at jordskråningen bak fyllingen er stabil. EPS-fyllingen regnes ikke å ha noen stabiliserende effekt ut over reduksjon av klimapåkjenninger fra frost og nedbør. Den store fordelen er at man med lite graving kan bygge opp en fylling uten tilleggsbelastning på grunnen og uten jordtrykk mot fronten. På steder hvor stabilitets- eller setningshensyn tilsier behov for grunnforsterkning for vanlige støttemurer vil EPS kunne gi svært kostnadseffektive løsninger.

Referanser

- 1). Statens vegvesen (1990): Støttemurer. Håndbok 100 - 03
- 2) Mortensen, S.-E. (1991): Rv 285 Omkjøringsveg Lierbyen. Forankret spuntvegg v/Heggtoppen bru; Erfaringsrapport. Internrapport nr. 1490, Veglaboratoriet
- 3) Knutson, Å. og Johansen, T. H. (1979): Trønderblokkmur. Veiledning for utførelse. Intern rapport nr. 897, Veglaboratoriet.
- 4) Statens vegvesen (1995): Tørrmuring med maskin. Håndbok nr. 182.
- 5) Statens vegvesen (1987): Fjellbolter; Prosjektering og utførelse ved fundamentering av støttemurer og landkar på fjell. Håndbok 135
- 6) Vaslestad, J. (1993): Støttekonstruksjoner i armert jord. Publikasjon nr. 69, Veglaboratoriet
- 7) Moen, F., Fjeldheim, N. og Vaslestad, J. (1991): Støttemur armert jord. Laborierapport nr. 28, Veglaboratoriet.
- 8) Fjeldheim, N. (1993): Armert jord med grønn front - Ny forbindelse fra E6 til Lillehammer sentrum. Laborierapport nr. 54, Veglaboratoriet
- 9) Haugen, T. (1993): V-mur, Lillehammer. Foredrag ved Geoteknikkdagen 1993.
- 10) Vaslestad, J., Fjeldheim, N., Braaten, A. og Johansen, T. H. (1996): Long term behaviour of a 13 m high reinforced steep soil slope. Paper presented at Euro Geo 1 Maastricht. Intern rapport nr. 1910, Veglaboratoriet.
- 11) TRB (1987): Reinforcement of earth slopes and embankments. National cooperative highway research program report no. 290. Transportation Research Board, USA.
- 12) Aabøe, R. og Oset, F. (1989): NVF-stipend; Jordnagling. Intern rapport nr. 1425, Veglaboratoriet.
- 13) Dolva, B., Vaslestad, J., Johansen, T. H., Jenshus, R., Tennstrand, P., Sloreby, E., og Gråberg, J. (1994): Jordnaglingsmur ved Vingrom kirke. Erfaringsrapport. Laborierapport nr. 56, Veglaboratoriet.
- 14) Aabøe, R. (1996): Bruk av EPS. Grunnforsterkning - Økonomi og metoder. Kursdagene på NTH. Internrapport nr. 1864, Veglaboratoriet.

Statens Vegvesen
Vegdirektoratet
Kurs i støttekonstruksjoner
Løsninger, bestandighet/økonomi og estetikk

Rica Hell Hotell
4 og 5 juni 1997

"Innledning, generell dimensjonering"

Forfatter:
Amanuensis Arnfinn Emdal
Institutt for geoteknikk
Norges Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet



Dette notat er skrevet til Vegdirektoratets kurs i støttekonstruksjoner 4 -5 juni 1997, Rica Hell Hotell, deltema "Innledning, generell dimensjonering".

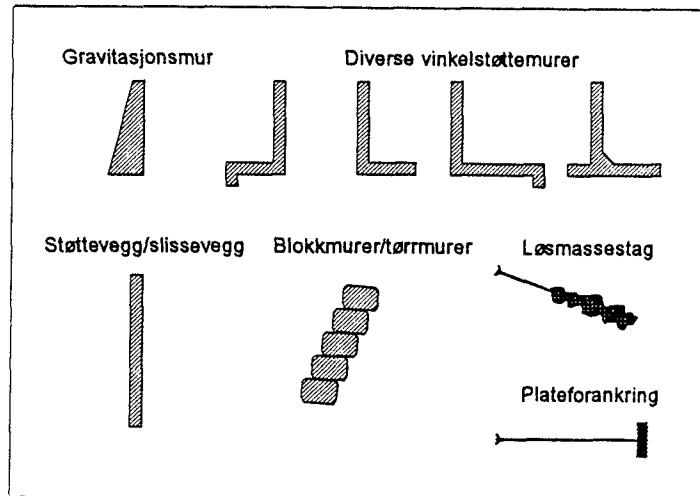
Innholdet er basert på kompendier og kursmaterieell utarbeidet av professorene Lars Grande og Steinar Nordal i forbindelse med faget *Geoteknikk 2* og av professor Erik Hjeldnes i faget *Fundamentering*. Noe av materiellet fra *Geoteknikk 1*.

For den praktiserende gir vegdirektoratets veiledning 016 "*Geoteknikk i vegbygging*" og håndbok 100 "*Støttemurer*" en grundig gjennomgang av temaet, med detaljerte anvisninger for beregningsgang. Dette notatet tar ikke sikte på å dekke den praktiske gjennomgang tilsvarende, men behandler mer generelle grunnprinsipper ved jordtrykksvurdering og dimensjonering.

Støttemurer benyttes i de fleste tilfeller for oppstøtting av jordmasser alene, men i noen tilfeller inngår også støttekonstruksjonen som del av en større konstruksjon. Landkar, permanent spunt, deler av vegkonstruksjoner er eksempler på dette.

I prinsippet rommes alt som kan holde jord på plass innen begrepet støttemur, og det er stor variasjon i utforming og funksjonsmåte. Innen vegbygging er alt fra gamle dagers tradisjonelle tørrmurer via tunge gravitasjonsmurer til dagens kombinerte spunt- og betongløsninger jevnlig i bruk, ispedd støttekonstruksjoner i stål- og kunststoff som gabioner og jordarmerte bratte skråninger.

I Figur 1 er vist en rekke konstruksjonselement i form av gravitasjonsmur, vinkelmur av forskjellig utforming, enkel støttevegg, blokk/tørrmurer, løsmassestag og plateforankring.



Figur 1 Elementer brukt i støttekonstruksjoner.

3

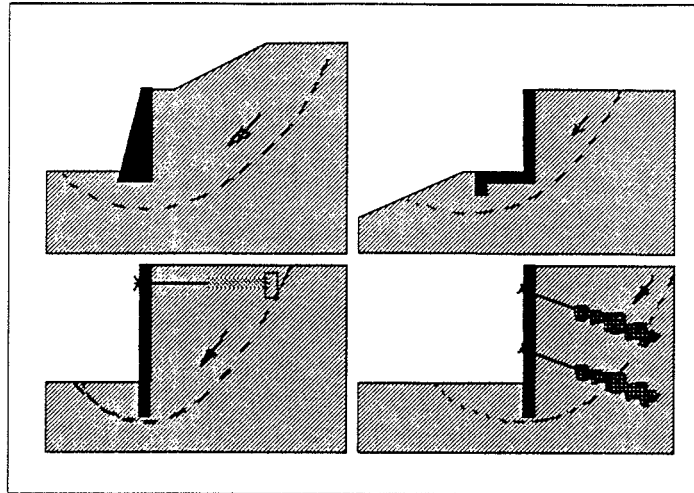
Bruddtilfeller

Med alle de forskjellige konstruksjonstyper som finnes blir det også mange mulige bruddtilstander å ta hensyn til. Forskjellige bruddtilstander i jorden og i konstruksjonselementene må tas hensyn til, og samvirket mellom jord og konstruksjon må hele tiden være i fokus.

Figuren nedenfor viser en rekke støttekonstruksjoner satt i funksjon, og tilsvarende mulige bruddtilstander å ta hensyn til. Noen av disse skal kommenteres nærmere.

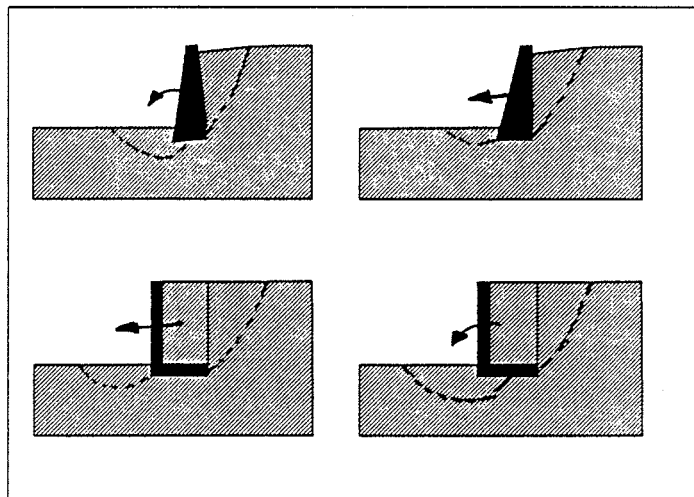
Globale brudd oppstår oftest ved at skjærflaten blir liggende utenfor støttekonstruksjonen som passivt vil følge med det utglidende jordlegeme.

Ved vurdering av stabilitet og av dimensjoner på støttekonstruksjon, dybder og forankringslengder bør disse problemene kunne unngås.



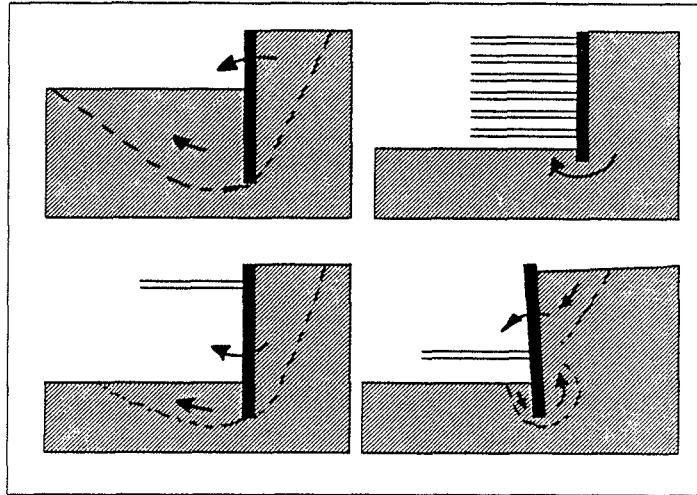
Figur 2 Bruddtilstander for globalt brudd ved forskjellige støttekonstruksjoner.

Det er viktig å ta hensyn til eventuelle endringer i jordens strømningsforhold når støttekonstruksjonen plasseres. Eksempelvis vil en dypt plassert støttevegg kunne bedre global stabilitet, men dersom drenerende lag avskjæres vil grunnvannet kunne stige til nye maksimalhøyder og utløse ras i skråninger som i utgangspunktet var stabile. Løsningen på dette er permanent god drenerasje bakom støttekonstruksjonen.

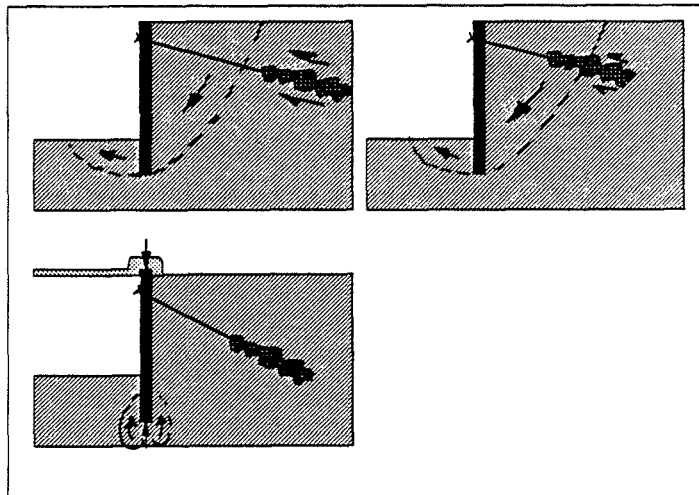


Figur 3 Bruddtilstander for jord under og bak gravitasjonsbaserte støttekonstruksjoner.

En gravitasjonsmur kan gli og/eller rotere på grunn av stort aktivt jordtrykk eller ved at poretrykksforholdene blir ugunstige og bæreevnen reduseres. Mange av de hellende støttemurer som kan sees er imidlertid skadet av frost og tele fremfor av direkte grunnbrudd.



Figur 4 Bruddtilstander ved støtvegger.

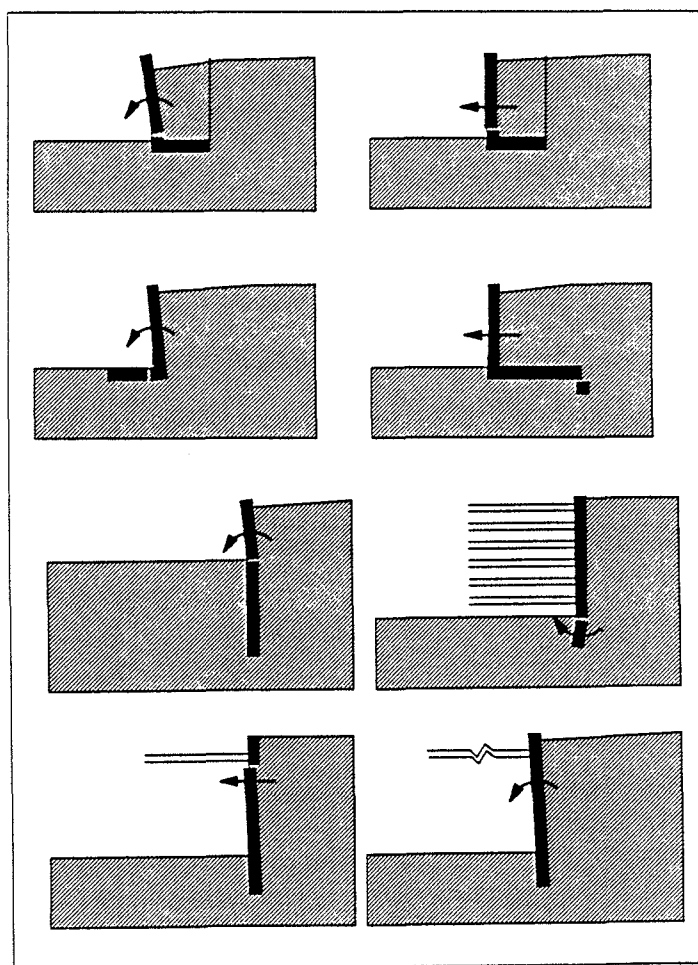


Figur 5 Bruddtilstander for forankrede støtvegger

Ved forankrede støtvegger er det viktig av forankringslegemene settes inn innenfor aktiv sone, slik at stagkraften blir å regne for en reell ekstern last og ikke

Ved forankrede støttevegger er det viktig at forankringslegemene settes inn innenfor aktiv sone, slik at stagkraften blir å regne for en reell ekstern last og ikke en intern lastkomponent innenfor bruddplanet. Videre må friksjonslegemet eller forankringsplaten dimensjoneres slik at den er i stand til å motstå oppspenningskraften. Dimensjoneringskriteriene kan være i form av sikkerhet mot brudd og/eller i form av maksimalt tillatt forskyvning av støtteveggen. Last- forskyvningsforløp i støttevegger og spunt og stag er en sammensatt problemstilling som i dag gjerne blir vurdert ved bruk av programvare. Stagstivheten kan være vanskelig å bestemme da denne er avhengig av entreprenørens utførelse av stagsetting og injeksjon. En indikasjon kan fås ved å følge med ved stagoppspenningen og ved eventuelle innmålinger/inklinometermålinger av støtteveggen.

Brudd under støtteveggspiss kan oppstå som kombinasjon av nedadrettet komponent fra skråstilte stag, eksterne laster fra f.eks. kjørebane og nedadrettet skjærkraft fra påhengende aktiv jordkile.



Figur 6 Bruddtilstander for konstruksjonselementer.

Konstruksjonselementer brukt i støttekonstruksjoner må dimensjoneres til å tåle de momenter og skjærspenninger som oppstår fra jordtrykket, stag må tåle stagkraften, stivere må dimensjoneres for knekning, jordarmering må tåle strekkspenninger og langtidsbelastning osv.

Noen konstruksjoner har ikke momentstivhet, eks. tørrmurer, og må dimensjoneres deretter. Andre har stor stivhet og pådrar seg dermed store spenninger. Det vil derfor i noen tilfeller være hensiktsmessig å legge inn fleksibilitet i konstruksjonen slik at man oppnår større mobilisering av jordens styrke, og dermed mindre belastning på konstruksjonen. Dette kan f.eks. gjøres ved valg av stagtype.

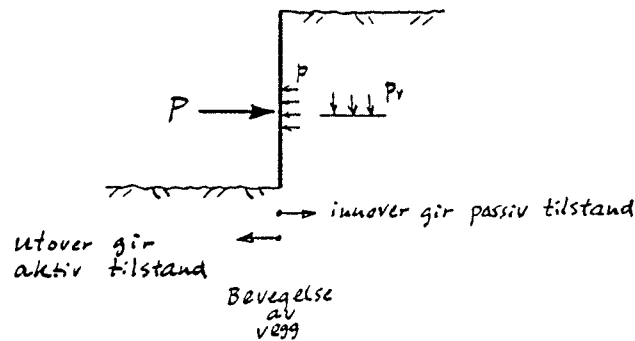
4

Jordtrykk

4.1 JORDTRYKK - GRUNNLAG

Konstruksjonselementer i jorden utsettes for trykk fra jorden. Vi skal her se på trykk på vertikale plan av elementer som er i jorden. Analyser er mest aktuelt ved dimensjonering av spunt eller støttemurer, eller for vurdering av den motstand jorden yter mot konstruksjonsflater som påvirkes av horisontale krefter.

Om vi driver en vegg ned i jorden og graver ut massene på den ene siden får vi situasjonen som er vist i Fig. 7.



Figur 7 Jordtrykk - prinsippkisse

På fremsiden av veggens har vi en avlastning mens det på baksiden virker en resulterende kraft fra jorden. For at veggens skal være i likevekt må det derfor virke en kraft på veggens fremside. Vi skal vurdere denne kraftens størrelse avhengig av hvilken bevegelse vi lar veggens få.

4.1.1 Passivt jordtrykk

Om vi forsøker å presse veggens innover i jorden må kraften økes betydelig. Det oppstår et passivt trykk mellom vegg og jord (begrepet passivt er "kan være" relatert til jordens passive rolle). Økes kraften tilstrekkelig vil det oppstå et brudd i jorden, og et legeme vil bli presset inn- og oppover som vist i Fig. 8. Kraften der dette skjer kalles P_p og oppstår når $F=1.0$ i jorden.

Passivt jordtrykk kan oppstå f.eks. foran et bulldoserskjær, foran den del av en spunt som stikker ned under bunn i byggegrøpa, eller foran et horisontalbelastet nedgravd jordanker.

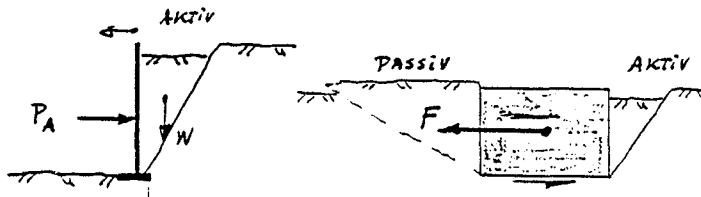


Figur 8 Eksempel på passivt jordtrykk

4.1.2 Aktivt jordtrykk

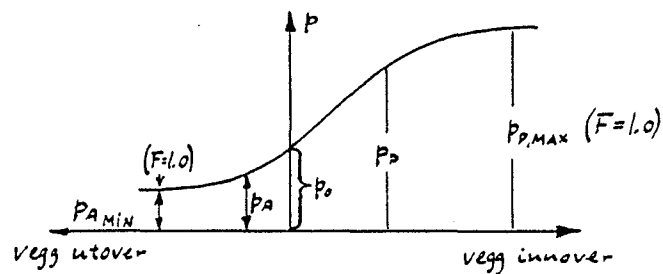
Dersom vi reduserer kraften på veggen i Fig.9 vil trykket bak veggen reduseres, og det oppstår et aktivt jordtrykk bak veggen. Jorden er her den aktive part i situasjonen. Vi finner at allerede ved en relativt beskjeden reduksjon i kraft vil det oppstå brudd i jorden og et mer eller mindre trekantet legeme vil trenge veggen utover. Kraften i denne situasjonen kalles P_A og oppstår når $F=0$ i jorden bak veggen.

Aktivt trykk vil vi normalt ha bak alle uavstivede støttemurer. Tar vi en uavstivet spuntvegg og installerer avstivning vil vi i utgangspunktet ha en aktiv tilstand som snur til passiv tilstand bak veggen dersom vi strammer opp stagene tilstrekkelig.



Figur 9 Eksempel på aktivt jordtrykk

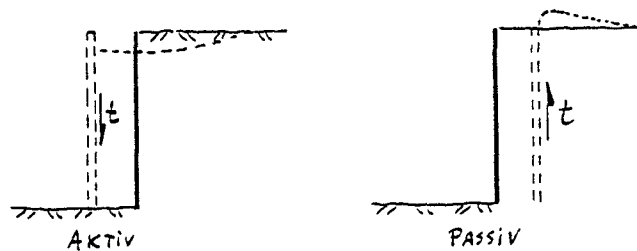
En sammenstilling av aktivt og passivt jordtrykk er vist i prinsipp i Fig.10. Figuren indikerer den store forskjellen mellom passivt og aktivt jordtrykk. Vi skal senere se at dette gjelder, spesielt for effektivspenningsanalyser.



Figur 10 Aktiv-passiv jordtrykk sammenstilling

4.1.3 Ruhet, definisjon

Om vi ser nærmere på tilstanden langs veggen finner vi at jordlegemenes bevegelse vil føre til at det oppstår en skjærspenning, t , i kontakten vegg-jord. I aktiv tilstand vil denne virke nedover på veggen, i passiv oppover slik som vist i Fig.11.



Figur 11 Skjærspenninger i aktiv-passiv tilstand

Dersom veggen er så ru at et brudd langs veggen i praksis går gjennom jorden og ikke i kontaktflaten vegg-jord, vil skjærspenningen t være lik den kritiske skjærstyrken, τ_c , av materialet. For vegger og tilstander som er slik at skjærspenningen som overføres er mindre enn denne tallfestes dette ved hjelp av ruheten r som er:

$$r = \frac{t}{\tau_c} \tag{6.1}$$

altså vil $r=0$ bety at ingen opp- eller nedrettede krefter overføres fra jorden til vegg.

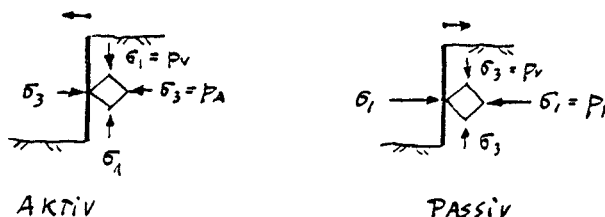
På effektivspenningsbasis får vi at:

$$r = \frac{t}{\tau_c} = \frac{t}{\tan \rho \cdot (p' + a)} \tag{6.2}$$

mens ruheten på totalspenningsbasis er:

$$r = \frac{t}{\tau_c} = \frac{t}{\frac{s_u}{F}} \tag{6.3}$$

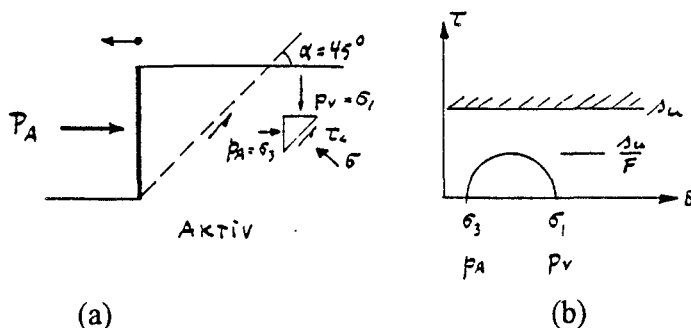
Merk: Dersom $r=0$ blir skjærspenningen $\tau=0$. Dette fører til at veggplanet blir et hovedspenningsplan og vi får spenningstilstanden bak vegg som vist i Fig.12. I det følgende skal vi se på noen jordtrykksvurderinger som er gjort med denne forenkling.



Figur 12 Spenningstilstand bak vegg når $r=0$.

Jordtrykk, s_u -analyse, ruhet $r=0$

I aktiv tilstand får vi en spenningssituasjon som vist i Fig.13a.

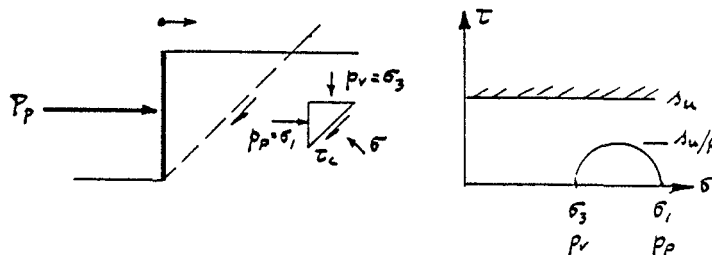


Figur 13 Aktivt jordtrykk, s_u -basis, $r=0$.

Den horisontale spenning avtar, og den største hovedspenningen blir den vertikale, altså er $p_v = \sigma_1$. Om vi benytter Mohrs sirkel som vist i Fig.x.xb får vi for det aktive jordtrykk:

$$p_A = p_v - 2\frac{s_u}{F} \tag{6.4}$$

For passiv tilstand fås at største hovedspenning er den horisontale og at $p_v = \sigma_3$. Dette er vist i Fig.14.



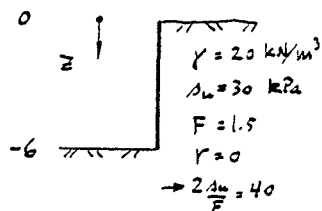
Figur 18 Passivt jordtrykk, s_u -basis, $r=0$

Her gir bruk av Mohrs sirkel:

$$p_P = p_v + 2\frac{s_u}{F} \tag{6.5}$$

Eksempel: Jordtrykk på s_u -basis, $r=0$.

Finn aktivt og passivt jordtrykk bak en vegg som støtter opp et jordvolum med tyngdetetthet $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ og $s_u = 30 \text{ kPa}$ for en sikkerhet mot brudd $F=1.5$.



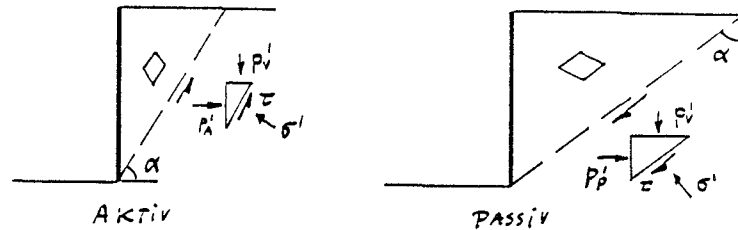
For $z = 5 \text{ m}$:

$$p_A = \gamma z - 2\frac{s_u}{F} = 100 - 40 = 60 \text{ kPa}$$

$$p_P = \gamma z + 2\frac{s_u}{F} = 100 + 40 = 140 \text{ kPa}$$

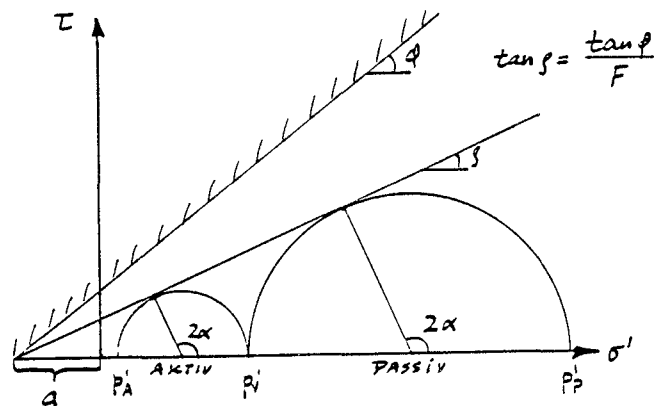
Jordtrykk, effektivspenningsanalyse, ruhet $r=0$

Vi har tidligere funnet at bruddelementet på effektivspenningsbasis er avhengig av friksjonsvinkelen. Spenningene bak veggen i aktiv og passiv tilstand er vist i Fig. 15.



Figur 15 Aktivt og passivt jordtrykk, effektivspenningsanalyse

Spenningsstilstanden kan settes opp i Mohrs-diagram som vist i Fig. 16 og vi ser at vi for samme mobilisering f får samme geometri på bruddelementet men en rotasjon på 90° fra aktiv til passiv tilstand. I et materiale med høy friksjonsvinkel vil elementet bli mer langstrakt og bruddsonen i passiv tilstand vil strekke seg tilsvarende langt inn i jorden. Motstanden vil bli stor, og det passive jordtrykk vil være stort. I aktiv tilstand vil et desto mindre jordelement ønske å trykke veggen utover, og større styrke vil dermed gi lavere aktivt jordtrykk.



Figur 16 Spenninger og retninger for aktivt og passivt jordtrykk på effektivspenningsbasis

De analytiske uttrykk for p_A og p_P på effektivspenningsbasis blir med utgangspunkt i hovedspenningsforholdet:

$$\begin{aligned}\sigma'_1 + a &= N(\sigma'_3 + a) \quad , \quad N = \frac{1 + \sin \rho}{1 - \sin \rho} \\ \sigma'_3 &= \frac{1}{N}(\sigma'_1 + a) - a\end{aligned}$$

For aktiv tilstand er $\sigma'_3 = p'_A$, og $\sigma'_1 = p'_v$:

$$p'_A = \frac{1}{N}(p'_v + a) - a \quad (6.6)$$

For passiv tilstand er $\sigma'_1 = p'_P$, og $\sigma'_3 = p'_v$:

$$p'_P = N(p'_v + a) - a \quad (6.7)$$

Eksempel: Aktivt og passivt trykk på effektivspenningsbasis, $r=0$.

Finn p'_A , og p'_P i dybde 5m bak spuntvegg.

Effektiv tyngdetetthet $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$, $\tan \phi = 0.5$, $F = 1.5$ som gir:

$\tan \rho = \tan \phi / F = 0.5 / 1.5 = 0.333 \rightarrow \sin \rho = 0.316 \rightarrow N = 1.93$

Aktivt trykk : $p'_A = \frac{1}{1.93}(50 + 20) - 20 = 16.3 \text{ kPa}$

Passivt trykk : $p'_P = 1.93(50 + 20) - 20 = 115 \text{ kPa}$

NB! Merk den store forskjellen i aktivt og passivt trykk.

4.2 RUHET $\neq 0$

Ruheten er definert som forholdet mellom den skjærspenning, τ , som finnes i kontaktflaten mellom jord og vegg, og jordens skjærstyrke, τ_c , dvs. $r = \tau/\tau_c$. Følgelig vet vi at når $r \neq 0$ er det skjærspenning i kontaktflaten mellom vegg og jord.

Så langt har vi sett på en tilstand der $r=0$, og sett at dette er gyldig dersom det (av en eller annen grunn) ikke finnes skjærspenninger i kontaktflaten. Ved fullstendig glatte vegger vil dette være tilfelle, men det vil også være tilfelle dersom en hovedspenning står normalt på en fysisk sett ujevn og "ru" vegg. At ruheten ikke er koblet mot en fysisk overflateegenskap vises ved at den brukes til å beskrive skjærspenninger i rene snitt i jorden som f.eks. i et vertikalsnitt i bakkant av en vinkelstøttemur.

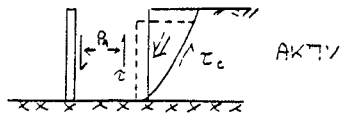
Beskränkninger på ruheten settes ofte. Dette vil ofte være betinget av overflateegenskaper, dvs. glatt eller ujevn overflate gir forskjellig materialruhet som i praksis vil være en maksimal ruhet som ikke kan overskrides. Det er forøvrig viktig å huske at utvikling av stor ruhet, og dermed stor dreining av hovedspenninger ikke oppstår uten at jorden tillates å utvikle skjærtøyninger. Det vil derfor være avhengig konstruksjonens fleksibilitet hvilken grad av mobilisering jorden tillates. Lav fleksibilitet gir stor mobilisering i jorden, skjærtøyninger vil oppstå, og store skjærspenninger langs konstruksjonen vil oppstå, altså høy ruhet. Det er altså en sammenheng mellom stor mobilisering og høy ruhet.

Motstykket er en stiv konstruksjon som tillater lite deformasjon, i ytterste konsekvens kan dette tilsvare en nøytral " $K=1.0$ -situasjon", i jordtrykksdiagrammet gir dette lav $\tan \rho$ og K_A nærmer seg K_p .

Ved støttekonstruksjoner er en ruhet $r=0.7$ å betrakte som stor, og verdier på 0.4 - 0.5 som vanlige.

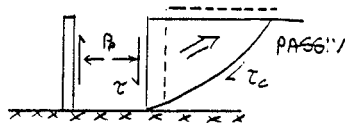
I Figur 17 er positiv skjærspenning og ruhet definert.

Positiv skjærspenning, positiv ruhetsforhold



Ruhetsforholdet

$$r = \frac{\tau}{\tau_c}$$



Positiv τ defineres som vist og kan betraktes som en konsekvens av relativdeformasjon jord/vegg

Fortegn på ruhet - oppsummering:

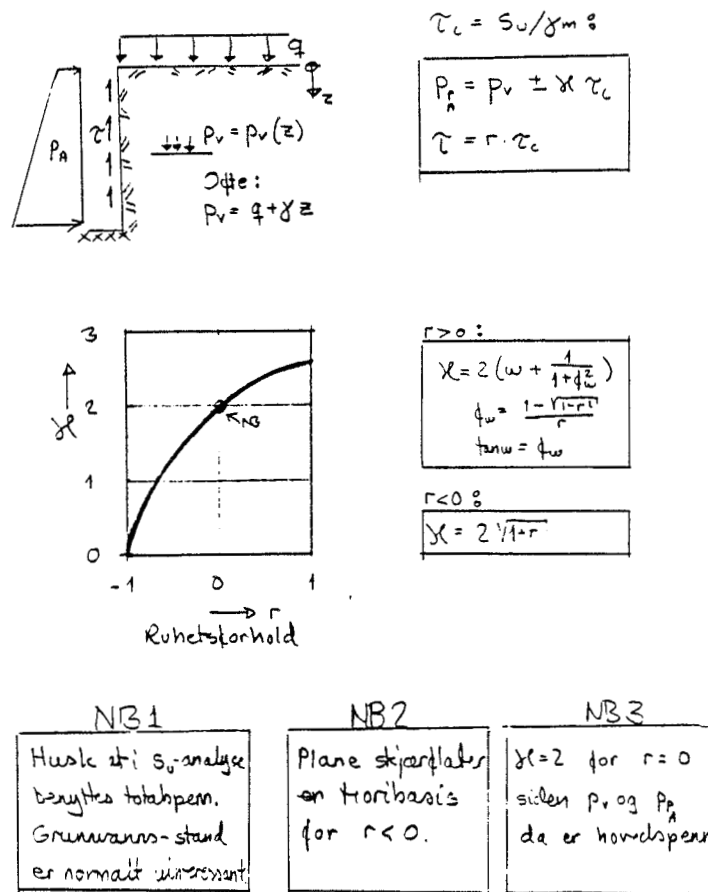
	AKTIV	PASSIV
$\tau > 0$ $r > 0$		
$\tau < 0$ $r < 0$		

Spenninger på jord

Figur 17 Fortegnsdefinisjoner for skjærspenninger og ruhet.

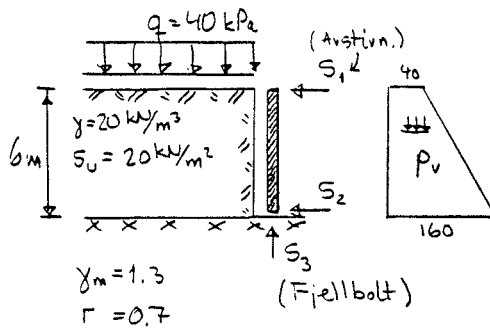
4.2.1 Totalspenningsanalyse

I Fig. 18 er vist grunnlaget for s_u -analyse av jordtrykk med $r \neq 0$. Vi ser at det som med $r=0$ var et 2-tall i formelen nå er en faktor κ som varierer mellom 0 og 5.14/2 når κ går fra -1 til +1.



Figur 18 Formelverk for totalspenningsanalyse, $r \neq 0$ (S.Nordal)

Eksempel: Jordtrykk på s_v -basis. (S. Nordal)



Forståning for byggegrupp.
NB: a-p analyse må også utføres!

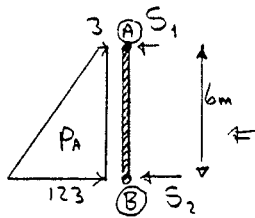
$\gamma_m = 1.3$
 $\gamma = 0.7$

(Fiellbolt)

Aktivt trykk:

$$P_A = p_v - \gamma \tau_c \quad \tau_c = \frac{s_v}{\gamma_m} = 15 \text{ kPa}$$

$$\tau = \gamma \cdot \tau_c \quad \gamma = 0.7 \Rightarrow \lambda = 2.49$$



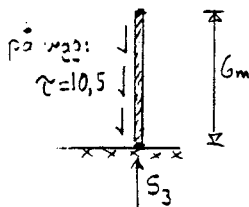
z	p_v	$\gamma \tau_c$	P_A	τ
0	40	37	3	10,5
6	160	37	123	10,5

Resultanter:

$$S_1 = \frac{3 \cdot 6 \cdot 3 + 60 \cdot 6 \cdot 2}{6} = \underline{127 \text{ kN/m}} \quad (\sum M_B = 0)$$

$$S_2 = \frac{3 \cdot 6 \cdot 3 + 60 \cdot 6 \cdot 4}{6} = \underline{249 \text{ kN/m}} \quad (\sum M_A = 0)$$

$$S_3 = 10,5 \cdot 6 = \underline{63 \text{ kN/m}} \quad (\sum K_v = 0)$$

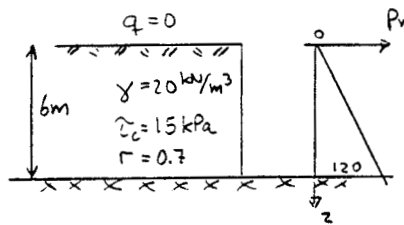


$S_1 + S_2 = 378 \text{ kN/m} (= 38 \text{ tonn})$
(Sammenlign hydrostatisk trykk med tung leire: $\frac{1}{2}(40+160) \cdot 6 = 600 \text{ kN/m}$)

En særegenhet ved s_u -analysen er at vi kan få strekk nær overflaten ($\kappa \cdot \tau_c$ -bidraget blir større enn p_v'). Strekk i jorden bak en støttevegg er lite trolig og det som reelt skjer er at spenningen mellom jorda og vegg er 0 ned til et visst dyp.

I det følgende er vist et regneeksempel.

Eksempel: Negativt jordtrykk bak støttevegg. (S. Nordal)

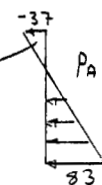


Vurderer støttevegg fra punkt 1,2,2 men med $q=0$.

Formler:

Strekk?

NEI



1.9m

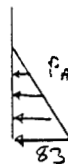
Formelverket gir:

$$p_A = p_v - \kappa z_c$$

$$= p_v - 2.49 \cdot 15$$

$$= \underline{p_v - 37}$$

Kutt strekk:

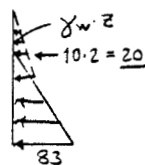


1.9m

Realitet ①:

Jorda står selv uten støtte ned til ca 1.9m.
 \Rightarrow Neglisjer strekk!

Vann i sprekk?



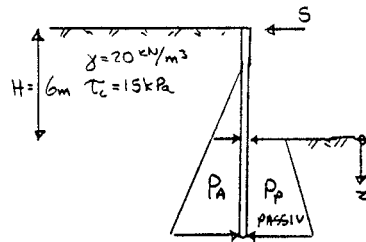
Realitet ②:

Når jorda står uten støtte dannes lett en sprekk mellom jord og vegg. NB: Fom vanntrykk!

4.2.2 Bunnoppressing

Ved installasjon av støttekonstruksjon for senere utgraving av skjæring eller byggegrop vil en korttidstilstand med bunnoppressing være mulig. Dette kan raskt vurderes på totalspenningsbasis som vist i det følgende eksempel.

Eksempel:



Anta 6m utgraving, men ikke i fjell.

Horisontal likevekt søkes ved dyp spunt og målt trykk p_p .

$$z=0: p_a = (\gamma H + \gamma z) - \lambda \tau_c$$

$$p_p = \gamma z + \lambda \tau_c$$

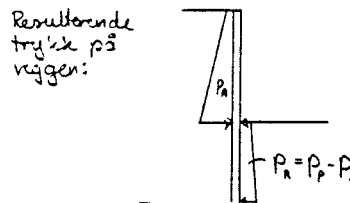
$$p_R = p_p - p_a = 2\lambda \tau_c \gamma z \quad \text{OK}$$

$p_R > 0$ krever

$$H \leq \frac{2\lambda}{\gamma} \tau_c$$

$$r=0 \Rightarrow H \leq \frac{2 \cdot 2}{20} \cdot 15 = 3 \text{ m}$$

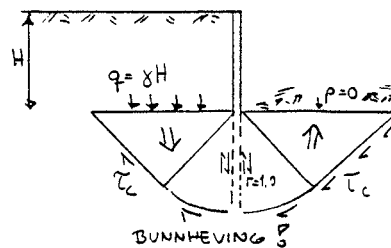
$$r=1.0 \Rightarrow H \leq \frac{2 \cdot 37}{20} \cdot 15 = 3.85 \text{ m}$$



Resulterende trykk på vegg:

NB?

Dette går galt !
($H > 3.85 \text{ m}$)



Samme resultat ved bare emnebetragtning

$$q = 3.14 \tau_c + p$$

$$\gamma H = 5.14 \tau_c$$

$$H = \frac{5.14}{\gamma} \tau_c = 3.85 \text{ m}$$

Jfr. jordtrykk, $r=1.0$, daa spenn. feltet?

I eksempelet ser vi at totalspenningsanalysen får en utilsiktet effekt. Dersom p_R skal være positiv kreves $H \leq 2\lambda\tau_c/\gamma$. Med denne analysen vil det dermed ikke hjelpe med en dypere vegg ettersom dette kravet er uavhengig av dybden, z . Normalt vil dette ikke være riktig da den udrenerte skjærstyrken oftest øker med dybden.

Likevel er det grunn til å merke seg at en dypere vegg ikke nødvendigvis vil endre mye på situasjonen i korttidstilstanden.

Ved en effektivspenningsanalyse vil denne effekten bli ivarettatt ettersom det automatisk ligger inne en økning av skjærstyrken med dybden.

4.2.3 Effektivspenningsanalyse av jordtrykk på $a - \phi$ -basis.

Der vi på $a - \phi$ -basis tidligere fant at $K_p=N$, og $K_A=1/N$ fra hovedspenningsrelasjonene kan vi nå utlede et formelapparat med $r \neq 0$.

Fra definisjonen av r får vi

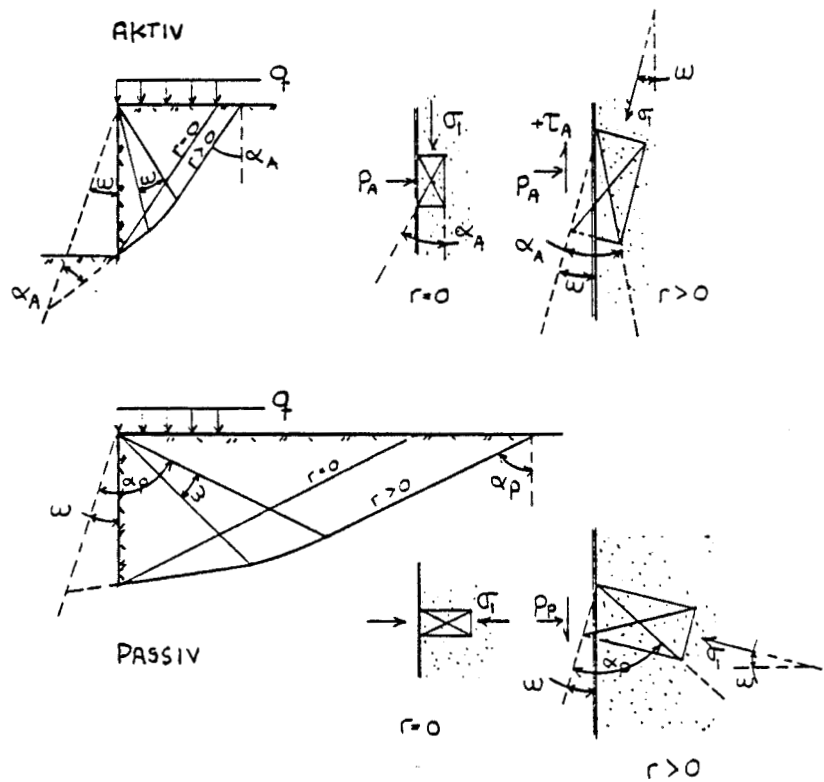
$$\tau_{A,P} = r \cdot \tan \rho (p'_{A,P} + a).$$

Rotasjon av største hovedspenningsretning ω fås av

$$\tan \omega = f_{\omega} \tan \alpha_{A,P} \text{ og } f_{\omega} = \frac{1}{r} (1 - \sqrt{1 - r^2}),$$

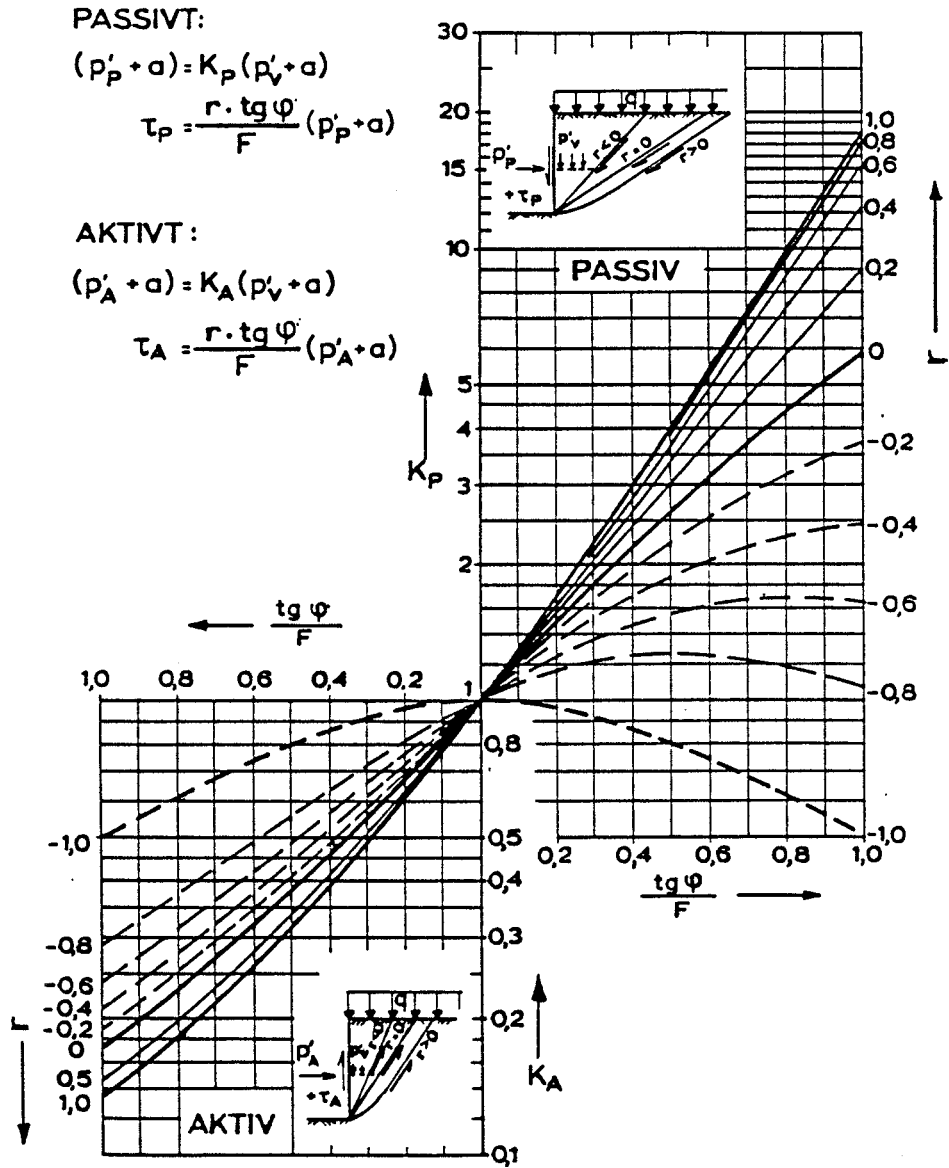
der

$$\alpha_{A,P} = \frac{\pi}{4} - \frac{\rho}{2}, \text{ og } \tan \rho = \tan \phi / \gamma_m.$$



Figur 19 Definisjonskisse for spenninger i $a - \phi$ -analyse av jordtrykk. (L.Grande)

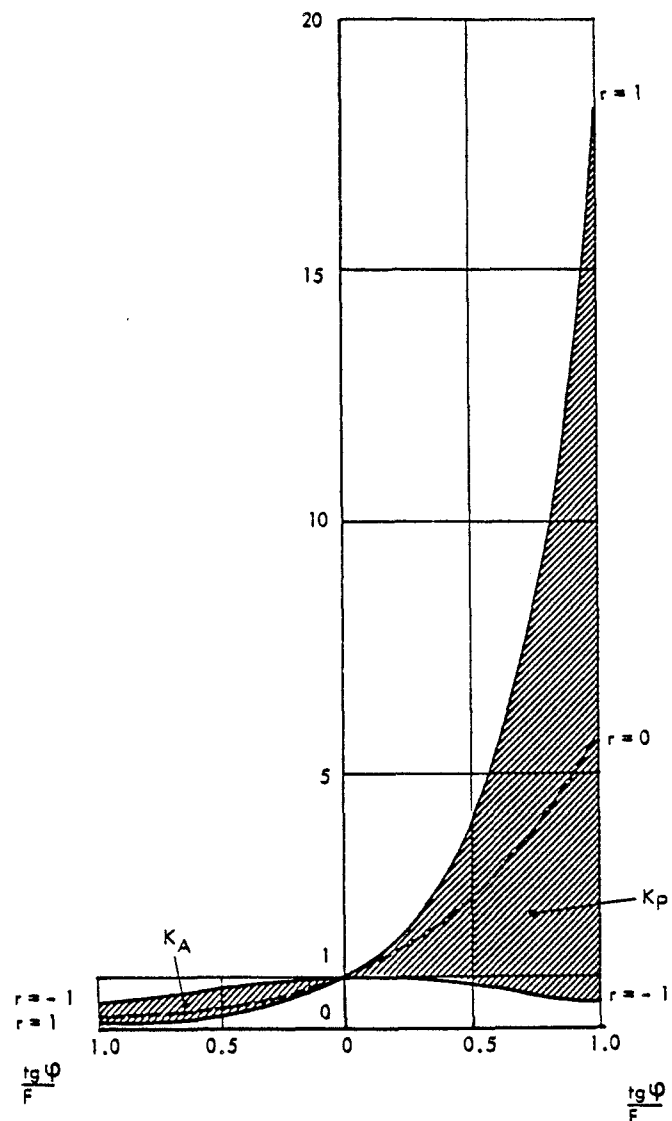
Dette kobler sammen jordens friksjon, skrålastvirkningen (dreiningen av hovedspenningsretningen) og ruheten, og diagrammer for jordtrykkskoeffisienter kan beregnes og tegnes opp.



Figur 20 Jordtrykkskoeffisienter for a - ϕ -analyse.
 (L.Grande)

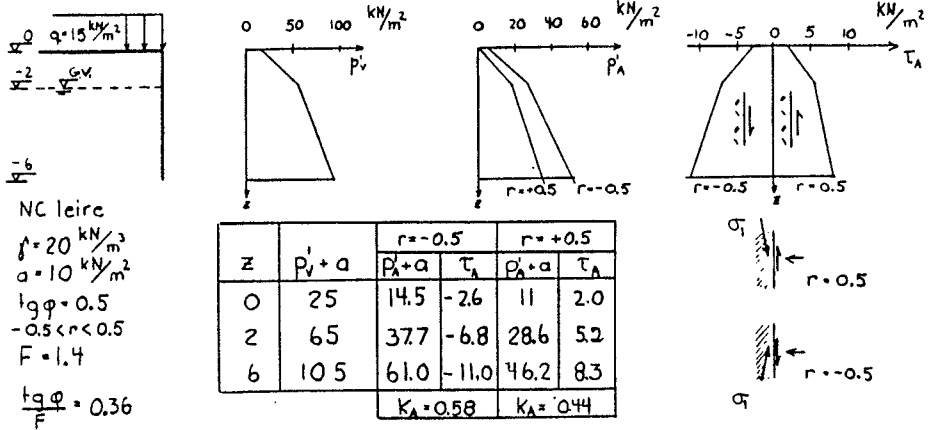
Det er utarbeidet diagrammer som tar hensyn til hellende terreng bak konstruksjonen og hellende vegg i seg selv. Se Veiledning 016.

Som apropos til dette jordtrykksdiagrammet kan vises opptegning av jordtrykkskoeffisientene i aritmetrisk plott. Dette er gjort i figuren på neste side, og vi ser lettere at denne kan sammenlignes med Fig. 10, at forskjellen mellom passivt og aktivt trykk er stor, og den store innvirkningen av ruheten spesielt i passiv sone.



Figur 21 Jordtrykkskoeffisienter for $a-\phi$ -analyse, tegnet i aritmetrisk diagram. (L.Grande)

Eksempel: Jordtrykksberegning aktiv-passiv effektivspenningsbasis (L.Grande 1974)



$$(p'_a + a) = K_A \cdot (p'_v + a)$$

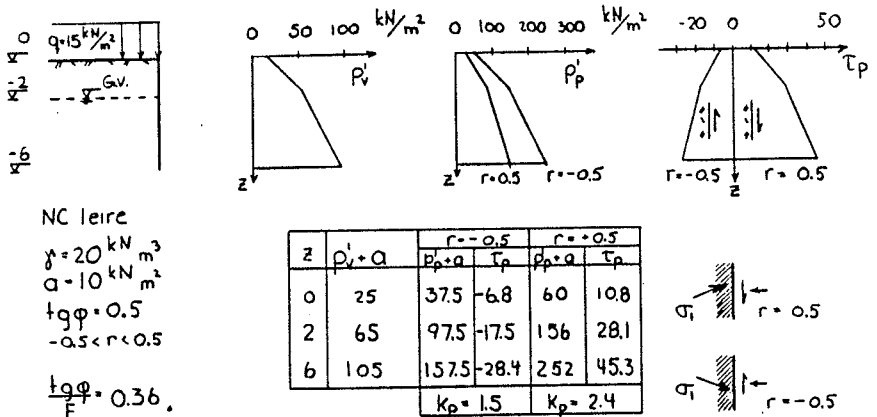
$$\tau_A = r \frac{\text{tg } \varphi}{F} (p'_v + a)$$

HOVEDSPENNINGSRETNINGER I KONTAKTFLATEN:

$$\text{tg } \omega = F \cdot \text{tg } \alpha_A \quad F = \frac{1}{F} (1 - \sqrt{1 - r^2}) = \pm 0.27$$

$$\text{tg } \alpha_A = \sqrt{\frac{K_A}{r \cdot \gamma}} = \sqrt{0.5} = 0.71$$

$$\text{tg } \omega = \pm 0.2$$



$$p'_p + a = K_p (p'_v + a)$$

$$\tau_p = r \frac{\text{tg } \varphi}{F} (p'_v + a)$$

HOVEDSPENNINGSRETNINGER I KONTAKTFLATEN:

$$\text{tg } \omega = F \cdot \text{tg } \alpha_p \quad F = \frac{1}{F} (1 - \sqrt{1 - r^2}) = \pm 0.27$$

$$\text{tg } \alpha_p = \sqrt{\frac{K_p}{r \cdot \gamma}} = \sqrt{2} = 1.4$$

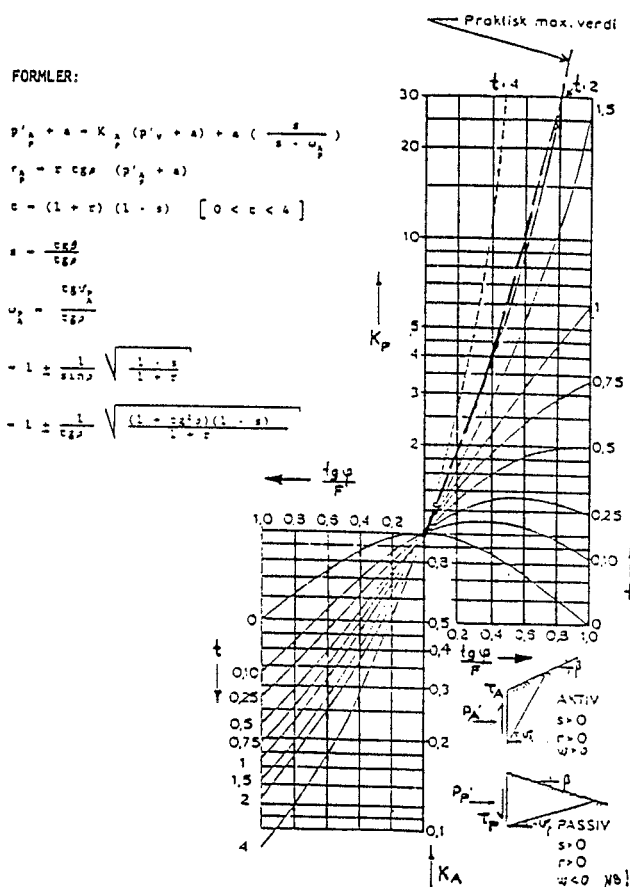
$$\text{tg } \omega = \pm 0.38$$

4.3 EFFEKTEN AV PORETRYKK

Poretrykket har til nå ikke vært nevnt, og det forutsettes at det for alle konstruksjoner dimensjoneres for å takle de poretrykkstilstander som kan oppstå. Normalt vil det legges drenerende masser og drenasjeinstallasjon i bak og underkant av en støttekonstruksjon. Ved en utilsiktet oppfylling av jordvolumet bak en støttemur vil lett jordtrykket øke til det dobbelte!

4.4 STØTTEMURER I SKRÅTT TERRENG

Det er utarbeidet dimensjoneringsdiagram for for å vurdere jordtrykk ved skrånende terreng bak støttekonstruksjonen. Dette er basert på plane skjærflater og er gjengitt i figur 5.5 i Veiledning 016:



Figur 21 Jordtrykkkoeffisienter for skrått terreng. Fra 016.

En støttevegg i skråning, spesielt for store β vil inngå som et element i en stabilitetsbetraktning. Antagelsen om plane skjærflater vil ha sin begrensning. Et alternativ til bruk av jordtrykksdiagrammer kan da være bruk av lamellemetoden for å vurdere størrelsen på de "E- og T-krefter" som ved et valgt sikkerhetsnivå virker på snittet mellom støttemurkonstruksjon og jord. Dimensjonering av støttekonstruksjonen med hensyn på bæreevne, horisontal glidning og velting kan deretter gjøres på vanlig måte. For øvrig ref: N.Janbu: "Earth Pressures and Bearing Calculations by Generalized Procedures of Slices".

5 Kort om injeksjon av stag i løsmasser

Ved injeksjon av løsmassestag oppnås fortregning av masser slik at et forankringslegeme primært av sementgrout oppstår, eller ved at sementgrouten trenger inn i jordarten (gjelder sand) og danner et betonglegeme av sand og sement, eller ved en kombinasjon av de to mekanismene.

Man vet etter injeksjon ikke nøyaktig hvilken geometri forankringslegemet får, men mengden injisert masse benyttes som grunnlag.

Dimensjonering av stag foregår ved å vurdere effektivspenningsbaserte skjærspenninger langs forankringslegemet og "ende- eller spissmotstanden" på veggside av legemet.

Ved setting av stag med odex-boring og foringsrør, spesielt i sand med lavt vanninnhold vil det kunne skje at hullveggen blir kompaktert av odex-kronen og at borhullet står av seg selv uten å slutte ordentlig om foringsrøret. En har i prinsippet et svært godt jordmateriale å sette staget i, men får lett problemer med injeksjon av staget. Ved påsetting av injeksjonstrykk kan injeksjonsmassen trenge ut langs foringsrøret, ønsket trykk blir vanskelig å oppnå, og det er usikkert hvilken form, og hvor langt forankringslegemet er.

Ved prøvetrekking kan kapasiteten av slike stag kontrolleres, men det må da tas hensyn til at deler av staget kan være injisert inn i aktiv sone, og prøvetrekkingen må ta hensyn til dette. Man må beregne anslå hvor stor kraften som opp-tas i aktiv sone og øke prøvetrekkingskraften tilsvarende.

Stivheten av staget vil avhengig av hvordan stagsettingen er avsluttet, hvor langt ut foringsrøret er trukket før kapping, og hvor stor del av røret som er fullt av injeksjonsmasse etter avsluttet stagsetting.

Dersom injeksjon foregår i sand, vil fortregning av masser kunne være vanskelig å oppnå på grunn av massenes styrke. Forankringslegemet størrelse er da

avhengig av sandens kornfordeling, og et omvendt filterkriterium må tilfredsstilles for at injeksjonsmaterialet skal kunne trenge inn i sanden. Ved Institutt for geoteknikk er det i 1997 gjennomført en prosjektoppgave (Ola Dalby, 1997) som har hatt som mål å undersøke infiltrasjonsevnen av forskjellige cementtyper i sand av forskjellig korngradering. En rigg er bygget for å kunne simulere injeksjonsprosessen, med uttrekk av foringsrør og injeksjonsmasse under trykk. Forsøkene viser klart hvordan korngradering og utførelse innvirker på resultatet.

6

Referanser

- Grande, Lars: "Kompendium og forelesningsnotater til Geoteknikk 2.",
Institutt for geoteknikk, NTNU
- Nordal, Steinar: "Kompendium og forelesningsnotater til Geoteknikk 2."
Institutt for geoteknikk, NTNU
- Hjeldnes, Erik: (1992) "Kompendium til Fundamentering." Institutt for geoteknikk, NTNU.
- Dalby, Ola: (1997) "Prosjektoppgave geoteknikk, spuntvegger, løsmassesteg og injisering.", Institutt for geoteknikk, NTNU.
- Emdal, Arnfinn: (1994) "Geoteknikk 1", Institutt for geoteknikk, NTNU.
- Statens Vegvesen: (1992) "Geoteknikk i vegbygging, veiledning 016".

**KURS I STØTTEKONSTRUKSJONER.
LØSNINGER, BESTANDIGHET/ØKONOMI OG ESTETIKK**

**RICA HELL HOTELL
4. OG 5. JUNI 1997**

Spuntdimensjonering - permanent spunt

**Frank Fredriksen
Veglaboratoriet**

INNHold:

	side:
1. INNLEDNING	3
2. POTENSIELLE ÅRSAKER TIL SAMMENBRUDD	3
3. JORDTRYKK	4
3.1 Analysemetoder	4
3.2 Effektivspenningsanalyse	5
3.3 Totalspenningsanalyse	5
3.4 Nødvendige tøyninger for mobilisering av aktive og passive grensejordtrykk	6
3.5 Bestemmelse av mobilisert friksjon og mobilisert udrenert skjærstyrke	7
3.6 Valg av ruhetsparameteren r . Vertikal likevekt	8
3.7 Vanntrykk, komprimeringstrykk og teletrykk	10
3.8 Terrenglast, lastspredning	11
3.9 Justert jordtrykk som følge av seksjonsvis utgraving	12
4. DIMENSJONERING ETTER ULIKE GRENSETILSTANDER	12
5. FORANKRING OG OPPSPENNING	14
6. HÅNDREGNINGSMETODER	15
6.1 Generelt	15
6.2 Frie spuntvegger	15
6.3 Avstivede spuntvegger (flere stivernivåer)	15
6.4 Forankrede spuntvegger (én forankring)	16
6.4.1 Momentreduksjon pga. fleksibilitet	16
6.4.2 Lavtsittende enkel avstiver	18
7. BRUK AV DATAMASKINPROGRAM; SPUNT-A2	19
7.1 Generelt	19
7.2 Inkludering av skrått terreng	19
7.3 Eksempel Fig. 10.11 i Håndbok 016 (side 311)	21
7.4 Eksempel Fig. 10.8 i Håndbok 016 (side 306)	27
8. REFERANSER	28

1. INNLEDNING

Temaet “Spuntdimensjonering - permanent spunt” representerer svært mange problemstillinger som hver for seg igjen kan være omfattende nok til ett eller flere foredrag. Innholdet i et slikt foredrag må derfor begrenses til å inkludere det jeg tror kan være til mest nytte for de fleste av tilhørerne. Dessuten finnes det allerede mange gode foredrag og annen litteratur om temaet. Det har ingen hensikt å skrive om igjen det som er godt dokumentert tidligere. Det er da bedre å forsøke og gi en oversikt over temaet ved å gjøre utstrakt bruk av henvisninger, og heller konsentrere foredraget omkring de mest aktuelle problemstillingene.

Eggestad (1981) [1] har gitt en svært grundig dokumentasjon som favner de fleste problemstillingene rent beregningsmessig omkring “Avstivede utgravninger”. Denne rapporten er det vel verd å lese gjennom. Imidlertid ble rapporten skrevet på et tidspunkt da håndregning var mest vanlig. Flere av håndregningsmetodene er svært tidkrevende å gjennomføre, og jeg vil tro at enkelte av disse er lite i bruk idag. Selvsagt har vi også Håndbok 016 som er et svært viktig dokument, men også her er det de klassiske håndregningsmetoder som blir beskrevet. Imidlertid, de beregningsmetoder Håndbok 016 beskriver er relativt raske å utføre. Det må være et minimumskrav at en geotekniker behersker disse, både for å kunne dimensjonere spuntkonstruksjoner uten bruk av datamaskin, og for å kunne kontrollere resultater beregnet av et dataprogram.

SPUNT-A2 er et spuntprogram for beregning av samvirke mellom spunt og jord. Dette programmet er etter hvert blitt svært vanlig i Statens vegvesen, og flere og flere tar det i bruk. For å demonstrere anvendeligheten av programmet er eksempler i Håndbok 016 blitt etterregnet, og det vises hvordan resultatene påvirkes av spuntens fleksibilitet og jordens mobiliseringsgrad. Det gis også en del tips i forbindelse med input-parametere til programmet.

2. POTENSIELL ÅRSAKER TIL SAMMENBRUDD

For å sikre at en spuntkonstruksjon ikke blir utsatt for skader eller sammenbrudd, kan en ved en spuntdimensjonering bli nødt til å vurdere en rekke problemstillinger. En kan nevne følgende mulige årsaker til sammenbrudd:

- utsparking av spunt-tå, passivt brudd
- brudd i spunten
- brudd i ankerstag
- brudd, evt. store forskyvninger i forankringen
- brudd i forbindelsen stag / spunt
- utilstrekkelig totalstabilitet
- bunnoppressing (kohesjonsmasser)
- hydraulisk grunnbrudd (friksjonsmasser)

De 5 første punktene blir ivaretatt direkte gjennom beregning og dimensjonering av spunt, forankringer, fordybling og avstivningssystem (puter). De 3 resterende punktene representerer en kontroll som må utføres for å forvise oss om at alt er i orden. Stabilitet er dekket i Håndbok 016 med et eget kapittel. Bunnoppressing og hydraulisk grunnbrudd er medtatt i Kap. 10 “Spuntkonstruksjoner” med diagrammer for enkle forhold. For mer uoversiktlige forhold kan det bli nødvendig å tegne strømnnett eller benytte et elementmetodeprogram for

strømning for å bestemme strømningsgradient ved bunn av utgravning. Når det gjelder bunnoppressing, dekker ikke Håndbok 016 tilfellet hvor det er begrenset dybde til fjell eller fast grunn under gravegrøp. Fig. 1 er hentet fra Eggestad (1981).

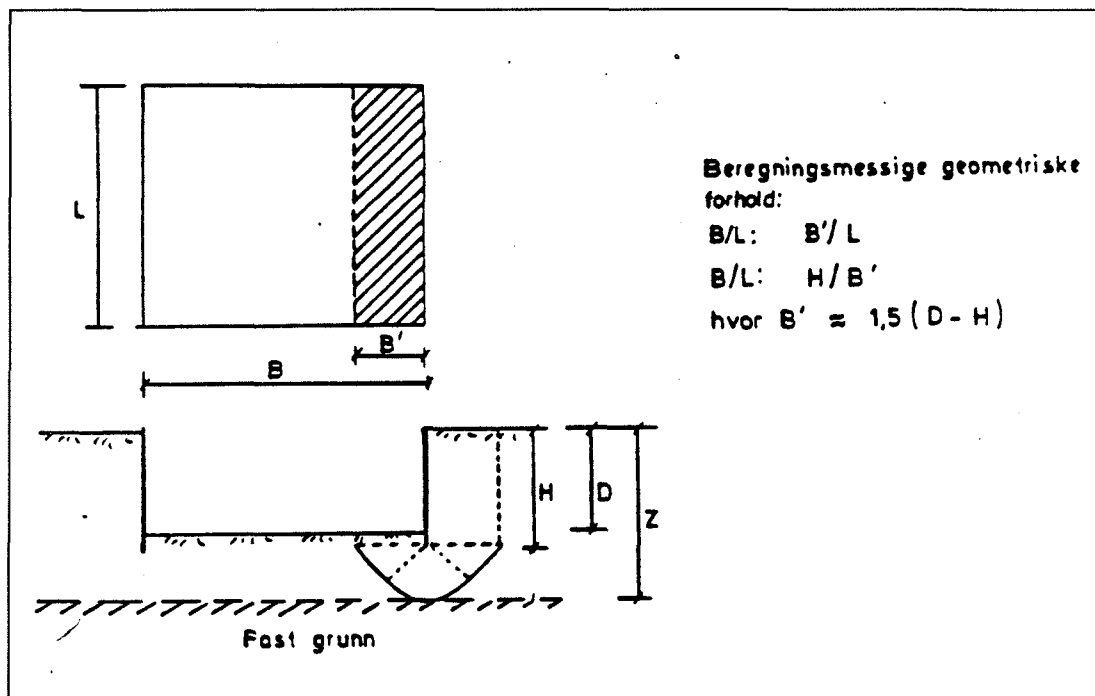


Fig 1. Geometriske forhold for utgravninger hvor bredden er stor i forhold til tykkelsen av leire under spuntfot

Andre problemstillinger som en også må ta stilling til for en permanent spuntkonstruksjon er korrosjon / korrosjonsbeskyttelse av spunt og stag, samt vanntetting av spuntlåser. Korrosjonsbeskyttelse av stag (såkalt dobbel korrosjonsbeskyttelse for permanente stag) utføres nærmest rutinemessig. For selve spunten må man ta stilling til om det skal benyttes korrosjonsmonn, eller om spunten skal korrosjonsbeskyttes. Ved bruk av korrosjonsmonn må en vurdere og/eller måle jordens korrosivitet, samt støtte seg til erfaringsverdier oppgitt f.eks. av British Steel [2]. Vedrørende vanntetting i låsene finnes det mange både gode og mindre gode metoder. De dårligere metodene kan egne seg til midlertidige spuntkonstruksjoner, men ikke til permanente. Veglaboratoriet har noe kunnskap om dette tema, det henvises til Internrapport nr. 1607 og 1750.

3. JORDTRYKK

3.1 Analysemetoder

Spunten dimensjoneres etter det som er kritisk, det være seg effektivspenningsanalyse eller totalspenningsanalyse. Ved utgraving i bløt leire anbefales ADP-analyse som totalspenningsanalyse. ADP står for Aktiv-Direkte-Passiv. s_u -verdier bestemmes ut fra aktive og passive treaksialforsøk, og resultatene blir ofte lineært økende med dybden for normalkonsolidert leire. $s_{u\text{-direkte}}$ er ikke relevant her. I forbindelse med stabilitetsanalyser velges ofte $s_{u\text{-direkte}}$ som en middelvei av $s_{u\text{-passiv}}$ og $s_{u\text{-aktiv}}$ framfor å kjøre direkte skjær forsøk.

Langtidstilstanden for leire bør kontrolleres ved en effektivspenningsanalyse selv for midlertidige forhold. Korttidstilstanden for leire kan også kontrolleres med effektivspenningsanalyse ved innføring av udrenerte poretrykksendringer.

For alle andre jordarter enn leire er effektivspenningsanalyse eneste alternativ uansett "varighet" av konstruksjonen.

For å ha jordtrykksligningene for effektiv- og totalspenningsanalyse friskt i minne, og for å ha aktuelle ligninger å referere til senere i teksten, gis det i det følgende en oppsummering av disse [3].

3.2 Effektivspenningsanalyse

Mobilisert friksjon ($\tan \rho$) bestemmes av ett av følgende uttrykk:

$$\tan \rho = f \cdot \tan \phi \quad (3-1)$$

eller $\tan \rho = \tan \phi / \gamma_m \quad (3-2)$

Ved aktiv tilstand er jordtrykkskomponentene gitt ved:

$$p_A' + a = K_A (p_V' + a) \quad (3-3)$$

$$\tau_A = r \tan \rho (p_A' + a) \quad (3-4)$$

Ved passiv tilstand er jordtrykkskomponentene gitt ved:

$$p_P' + a = K_P (p_V' + a) \quad (3-5)$$

$$\tau_P = r \tan \rho (p_P' + a) \quad (3-6)$$

Jordtrykkskoeffisientene K_A og K_P avhenger av ruhetsforholdet r og mobilisert friksjon $\tan \rho$. Tilhørende diagram er vist i Fig. 5.2 i Håndbok 016. Formlene 3-3 til 3-6 gjelder også for hellende terreng bak eller foran spunten. Jordtrykkskoeffisienter ved hellende terreng kan hentes ut av Fig. 5.5 i Håndbok 016.

3.3 Totalspenningsanalyse

Mobilisert udrenert skjærstyrke (τ_c) bestemmes av ett av følgende uttrykk:

$$\tau_c = f s_u \quad (3-7)$$

eller $\tau_c = s_u / \gamma_m \quad (3-8)$

Ved aktiv tilstand kan jordtrykkskomponentene uttrykkes som:

$$p_A = K_{q\gamma} p_V - K_\tau \tau_c \quad (3-9)$$

$$\tau_A = r \tau_c \quad (3-10)$$

Ved passiv tilstand kan jordtrykkskomponentene uttrykkes som:

$$p_P = K_{q\gamma} p_V + K_\tau \tau_c \quad (3-11)$$

$$\tau_A = r \tau_c \quad (3-12)$$

Jordtrykkskoeffisientene $K_{q\gamma}$ og K_τ avhenger av ruhetsforholdet r og helningen foran og bak spunten. $K_{q\gamma}$ og K_τ tas ut av diagram Fig. 5.10 i Håndbok 016. Ved horisontalt terreng er $K_{q\gamma} = 1$.

3.4 Nødvendige tøyninger for mobilisering av aktive og passive grensejordtrykk

Størrelsen på bevegelsen som er påkrevet for å utvikle aktivt og passivt jordtrykk avhenger av jordens stivheten og spuntens lengde og fotdybde. Hele spuntens lengde virker inn når en skal vurdere nødvendig bevegelse for å mobilisere aktivt trykk, mens kun fotdybden legges til grunn når tilsvarende bevegelse skal vurderes på passiv side.

Det er en kjennsgjerning at nødvendig horisontalbevegelse for å mobilisere passivt grensejordtrykk er større enn for fullt aktivt trykk, ofte 5 til 10 ganger større. Dette er noe vi ser hver gang vi tolker resultater fra aktive og passive treksialforsøk. Det er også dokumentert av flere gjennom fullskalaforsøk, for eksempel av Terzaghi [4]. Det er imidlertid svært viktig å ha klart for seg at det er tøyninger vi snakker om og ikke absolutte deformasjoner. Dvs., for en spuntvegg med liten fotdybde er det fullt mulig å mobilisere passivt grensetrykk før en har oppnådd grensetrykket på den aktive siden. Et eksempel på dette er vist i Fig. 2, hvor beregnede (med SPUNT-A2) og målte korttidsjordtrykk er sammenlignet, og hvor aktivt og passivt grensejordtrykk også er tegnet inn. Resultatene stammer fra Hortenstunnelen [5]. Som vi ser av figuren har vi nådd passivt grensetrykk, men ikke det aktive grensetrykket. Det bør nevnes av resultater produsert av spunt-A2 ikke er plottet på passiv side. Dette fordi jordtrykk fra spesifiserte forskyvninger, så vel som fra simulering av utgravning, begge er sammenfallende med det passive grensejordtrykket, bortsett fra de nederste 2 meterene (selv her er jordtrykket nær grenselinjen). Maksimum horisontaldeformasjon ved aktuelt målested er kun 16-17 mm, dokumentert med inklinometermålinger.

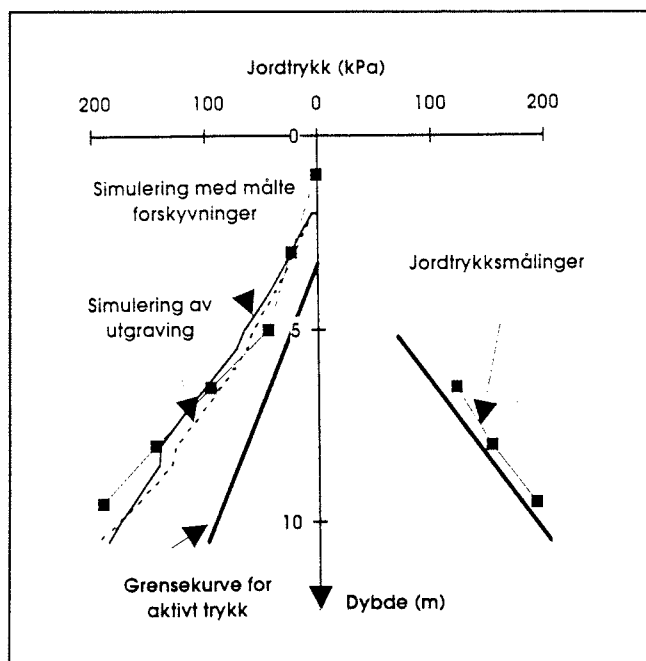


Fig. 2 Sammenligning av beregnede og målte jordtrykk kort tid etter utgraving til traubunn for Hortenstunnelen [5].

Som en tommelfingerregel kan en merke seg at for løs sand er det nødvendig med en horisontaldeformasjon tilsvarende 0,2% av spuntlengden for å mobilisere aktivt trykk, mens på passiv side trengs det ca. 2% av fotdybden [6]. Resultatene gjelder egentlig for en stiv vegg som enten forskyves stivt horisontalt, eller roteres om fotpunktet (ved rotasjon måles horisontaldeformasjonen ved henholdsvis terrengnivå og gravenivå).

For stivere jord som fast lagret sand og sterkt overkonsolidert leire blir nødvendig horisontalbevegelse mindre. Vi har også sett at udrenerte belastninger i leire krever små deformasjoner for å oppnå grensetrykkene, kanskje bare 0,2-0,5% horisontaltøyning på aktiv side.

3.5 Bestemmelse av mobilisert friksjon ($\tan\rho$) og mobilisert udrenert skjærstyrke (τ_c)

Som det framgår av ligningene 3-1, 3-2, 3-7 og 3-8, bestemmes mobilisert friksjon ($\tan\rho$) og mobilisert udrenert skjærstyrke (τ_c) med bakgrunn i de karakteristiske styrkeparameterene, samt mobiliseringsgrad (f) og materialkoeffisient (γ_m).

Materialkoeffisienten (γ_m) skal dekke usikkerheten i bestemmelse av karakteristisk styrke. Materialkoeffisienten for bruddgrensetilstanden bestemmes med bakgrunn i skadekonsekvens og bruddmekanisme. Dimensjonerende styrke fås ved å dividere karakteristisk styrke med γ_m . Det er imidlertid viktig å merke seg følgende sitat fra NS 3480:

“Hvor det er mer ugunstig, og hvor brudd i grunnen forutsettes å inntreffe før det skjer brudd i konstruksjonen, skal karakteristisk styrke av jord multipliseres med materialkoeffisienten”.

Mobiliseringsgraden (f) brukes ved beregning av jordtrykk der det kan være at det mobiliseres mindre del av skjærstyrken i det faktiske tilfellet enn det som tilsvarer γ_m .

Håndbok 016, avsnittene 0.3.5 og 0.3.6, viser hvordan en bestemmer henholdsvis γ_m og f .

Når både γ_m og f er bestemt, regnes den største verdi av γ_m og $1/f$ som dimensjonerende for jordtrykket.

Av det ovenstående følger at for håndregninger hvor mobiliserbare grensetrykk benyttes direkte i beregningene, må både γ_m og f bestemmes. Ved bruk av dataprogrammer som beregner mobilisert jordtrykk i henhold til aktuelt tøyingsnivå (dvs. samvirke jord-spunt), for eksempel SPUNT-A2, kan γ_m bestemmes direkte uten å vurdere størrelsen på $1/f$.

3.6 Valg av ruhetsparameteren r . Vertikal likevekt.

I kontaktflaten mellom jord og spuntvegg kan det oppstå vertikale skjærspenninger. I uttrykket for disse skjærspenningene inngår ruhet (r), se Lign. 3-4, 3-6, 3-10 og 3-12. Ruheten er et dimensjonsløst mål på hvor mye av den vertikale skjærspenningen i jordarten selv som kan mobiliseres. For å få mobilisert ruhet må det deformasjoner til, dvs. at jordkornene må ha en tendens til å bevege seg vertikalt i forhold til veggen.

Tallmessig ligger ruheten i området $-1 \leq r \leq 1$, og det er bevegelsen som gir ruheten fortegn. I klassisk jordtrykksteori gjelder følgende fortegnssystem, et system som det er svært viktig å være helt konsekvent på:

Aktivt jordtrykk: Positivt fortegn på ruheten dersom massene bak spuntveggen setter seg relativt til veggen ("påheng på vegg").

Passivt jordtrykk: Positivt fortegn på ruheten dersom massene foran spuntveggen løftes opp relativt til veggen ("oppløft av vegg").

Ruheten influerer ikke bare på skjærspenningene mellom jord og spuntvegg. Ruheten influerer i aller høyeste grad på jordtrykkene også. Sannsynligvis er ruheten den viktigste parameteren vi har å bestemme. For å underbygge denne påstanden, siteres det fra et foredrag Janbu holdt under Kursdagene på NTH, 1990 [7]:

- passivt trykk kan lett økes med en faktor på 3 til 5 ved å gå fra $r < 0$ via $r = 0$ over til $r > 0$, for samme horisontalbevegelse og samme skjærmobilisering.
- aktivt trykk kan lett økes med en faktor på 3 til 5 ved å endre r fra positiv, via $r = 0$, til negativ r .

Håndbok 016 gir anbefalinger til valg av ruhet i støttemurskapitlet. Fig. 3 under er sakset herfra. Anbefalingene gjelder også for spuntkonstruksjoner.

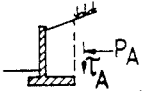
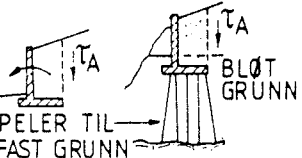
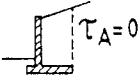
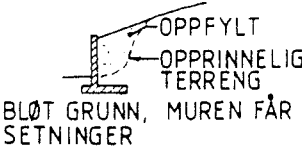
	r	Eksempler
<p>Muren roterer om sålen eller forskyves utover. Eller massene bak muren setter seg mer enn muren. Skjærspenningen τ_A er nedadrettet.</p>	<p>Den minste av verdiene f eller $1/\gamma_m$</p>	
<p>Ingen relativ bevegelse mellom muren og de bakenforliggende massene. Skjærspenningen $\tau_A = 0$.</p>	0,0	
<p>Muren synker i forhold til det bakenforliggende terreng. Skjærspenningen τ_A er oppadrettet.</p>	-0,5	

Fig. 3 Ruhet r

For frie spuntvegger uten yttre vertikallast er vertikal likevekt automatisk oppfylt når det benyttes ruhet med samme tallverdi og fortegn på begge sider av vegg, og vekt av vegg forutsettes opptatt av spuntfot. Videre, og fremdeles gjeldene for frie spuntvegger, siteres det fra Håndbok 016:

“For spunt i løsmasser er det konservativt å benytte $r = 0$ på begge sider av spuntveggen, men ofte kan $r = 0,5$ være en passende verdi. I leire bør imidlertid $r = 0$ brukes ved analyse av korttidstilstanden dersom betydelig omrøring av jorden forventes å finne sted under rammingen av spunten.”

“For spuntvegger til fjell bør $r = 0$ alltid benyttes”

Siste sitat stiller jeg meg uforstående til da en fri spuntvegg til fjell etter min vurdering må være et typisk eksempel på hvor positiv ruhet vil mobiliseres både på aktiv og passiv side. Imidlertid kan det vurderes å benytte lavere gjennomsnittlig verdi for ruheten på passiv side enn på aktiv side da det ikke er noen horisontalbevegelse ved fjell. Spesielt gjelder dette der hvor det er liten dybde til fjell under gravenivå.

For andre konstruksjoner enn uavstivede spuntvegger er det ikke uten videre gitt hva som er konservativt valg av ruheten.

På grunn av varierende tøyingsnivåer langs med spunten vil ruheten også variere med dybden. Imidlertid opereres det med en midlere ruhet for hele veggens lengde. Ofte benyttes

samme tallverdi på aktiv og passiv side, men som også allerede nevnt, det er ingen ting som tilsier at ulike tallverdier ikke kan benyttes.

Som et eksempel på hvor bruk av forskjellig ruhet på aktiv og passiv side kan være sannsynlig, kan en tenke seg en spunt fordyblet i fjell hvor det skal graves ut på den ene siden [8]. Etter hvert som det graves ut settes det stag som spennes opp før det graves videre. Stag installeres i flere nivåer. Vi tar for oss gravesiden først, og det siteres fra [8].

“På gravesiden vil den vertikale avlastningen og innbøyningen av veggen i gropa føre til at jorda beveger seg oppover. Ettersom siste gravetritt er dimensjonerende, er det naturlig å se på denne tilstanden ved valg av ruheter. Oppe ved gravenivå gjør vertikalavlastningen at jorda blir mobilisert opp mot brudd (plastisk flytning), mens jorda nede ved fjellnivå selvfølgelig ikke får noen vertikalbevegelse eller ruhet. Ettersom dybden til fjell er hele 7m ved gravedybde 9m antas det realistisk at $r=0,4$ kan oppnås som et middel. Etter klassiske regler tilsvarer dette positiv ruhet, eller som SPUNT-A2 definerer det, “oppløft av vegg”.

På baksiden kan store oppspenningskrefter føre til at jordtrykket ved øvre del vil øke i forhold til hviletrykket. Dette tilsvarer passiv tendens, mens utbøyningen ved dypere nivåer tilsvarer aktiv tendens. Siden utbøyningen dominerer, og pga. ventet poretryksreduksjon, antas kornskjelettet å få en vertikal setning ved alle dybdenivå. I SPUNT-A2 defineres dette som “påheng på vegg” noe som iht. klassiske regler tilsvarer negativ ruhet i toppen (passiv del) skiftende til positiv ruhet lenger nede (aktiv del). Ettersom deformasjonene og jordtrykksendringene ventes å bli små antas $r = 0,2$ (tilføyelse: som et gjennomsnitt”).

Det er altså ikke mulig å gi noen absolutt klare råd eller regler for valg av ruhet. Ruheten må være gjenstand for vurdering i hvert enkelt tilfelle. Det som imidlertid kan anbefales, og som må ansees som svært viktig, er at man kontrollerer den vertikale likevekten og vurderer så reelt som mulig hvor mye av vertikalkreftene som tilsammen må fordele seg på veggfriksjonen på for- og bakside av spunten. En bør være meget forsiktig med å overvurdere eventuell mobilisert spissmotstand, og spesielt viktig er det å ta hensyn til eventuell negativ ruhet [9]. For en spuntvegg utsatt for nedadrettede vertikalkrefter kan det for eksempel være sannsynlig at ruheten er negativ på aktiv side og positiv på passiv side (dvs. spuntveggen har en tendens til å bevege seg nedover relativt til jorden på begge sider).

3.7 Vanntrykk, komprimeringstrykk og teletrykk

Der hvor spunten skal holde på tette masser som leire, kan et regnvær fylle opp sprekker og tomrom mellom spunt og jord dersom spunten ikke er drenert. Spunten må da kontrolleres for fullt vanntrykk ned til det nivå hvor jordtrykket blir større enn vanntrykket. For spuntvegger som skal bakfylles med innspylte masser, vil jordtrykket være betraktelig større under innspylingen enn senere. Ved slike situasjoner bør “jordtrykket” beregnes som væsketrykk tilsvarende den oppslemmede masses romvekt.

Komprimeringstrykk er ikke vanlig å regne med i vegvesensammenheng. Forutsetningen er imidlertid at de komprimeringsanvisninger som gitt i Vegnormalene følges (Håndbok-100, Bruprosjektering - 03, “Støttemurer”, avsnitt 031.12.2 og Bruprosjektering - 04, “Landkar”, avsnitt 041.10.2). Dersom en skulle støte bort i problemer hvor komprimeringstrykk må tas

hensyn til, henvises det til et omfattende arbeid utført av Duncan et. al (1991) [10]. Ut fra nevnte referanse er en i stand til å beregne komprimeringstrykket fra et utall komprimeringskilder (vibrerede valser, platevibratører etc.) med bakgrunn i lagtykkelser, avstand fra veggen, etc.

Teletrykk bør absolutt forhindres mot en permanent spuntkonstruksjon, for eksempel ved isolering. En spuntvegg er en fleksibel konstruksjon som sikkert vil bøye unna for teletrykket. Således er ofte sannsynligheten for skade som følge av teletrykk små det første eller de første årene. Problemer kan imidlertid oppstå over tid som følge av at deformasjonsbidragene for flere år akkumuleres.

3.8 Terrenglaster, lastspredning

I henhold til Håndbok-100, Bruprosjektering - 03, “Støttemurer”, skal nyttelasten for vanlige tilfeller regnes som en ekvivalent jevnt fordelt last p . Det skilles mellom to tilfeller:

- Nyttelast på bakfyllmasse uten vegtrafikklast; $p = 5$ kPa
- Nyttelast på bakfyllmasse med vegtrafikklast; $p = 20$ kPa

Det er her snakk om karakteristiske laster, dvs. de skal multipliseres opp med lastfaktor for den aktuelle grensetilstand.

For landkarkonstruksjoner er lastbildet noe mer komplisert, det henvises til Håndbok 016, Kap. 9 “Støttemurer og landkar”, samt til “Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett”.

Ofte må en vurdere virkningen av andre lasttyper på spuntveggen enn de generelle lasttilfellene som er beskrevet over, f.eks. fundamentlaster eller laster fra jernbane. Et viktig stikkord vedrørende laster som virker over begrensede flater er lastspredning. En slik last skal stå svært nær veggen for at den skal bli dimensjonerende.

For å illustrere dette med viktigheten av lastspredning kan vi ta for oss NSB’s såkalte belastningstog. Dette er en lastsituasjon som ikke “går på dagens skinner”, men som er en lastsituasjon som kan tenkes å bli aktuell i fremtiden. Fordeles akseltrykkene over aktuell lastflate på 2,4 m x 4,8 m tilsvarer dette en karakteristisk last på terreng på hele 87 kN/m². Belastningstoget skal betraktes som en nyttelast, dvs. med lastfaktor $\gamma_f = 1,6$ i bruddgrensetilstanden. Den fordelte lasten blir da på 140 kN/m². I overgangen mellom belastningstoget og vognrekken vil det være noe overlapping av laster (dvs. > 87 kN/m²), men vi holder vognrekken (linjelasten) utenfor ved denne illustrasjonen.

Dersom svillekanten ligger så nær som 1 meter fra spuntvegg, og vi forutsetter at lastspredning er mulig i alle 4 retninger, reduseres lasten til 38% av lastintensiteten på terreng. 2 meter fra spuntvegg reduseres den til 20% av lastintensiteten på terreng. Dvs. at 87 kN/m² reduseres til bare 17,4 kN/m², og togsvillene ligger så nære som 2 meter fra spuntveggen. I tillegg vil lasten angripe et stykke nede på veggen, noe som selvsagt også virker gunstig inn når maksimum moment skal bestemmes.

Hjeldnes (1982) [11] gir en god og ryddig oversikt over forskjellige metoder for bestemmelse av spenningsspredning. Her gis løsninger for punktlast, linjelast parallelt veggen, linjelast normalt på veggen, trekant- og trapesformet linjelast normalt på veggen og jevnt fordelt last, kvadratisk- og rektangulær flate. Ved flere samtidig opptredende laster kan de ulike spenningsbidragene superponeres. Også vist er hvordan spenningsbidragene i et hvilket som helst punkt kan bestemmes fra uregelmessige lastflater med jevnt fordelt last (bruk av Newmark's influenskart).

3.9 Justert jordtrykk som følge av seksjonsvis utgraving

Seksjonsvis utgraving er en teknikk som ofte benyttes ved utgraving i leire. Sikkerheten for en gravegrop med gitt dybde vil variere avhengig av dybde/bredde-forholdet og bredd/lengde-forholdet. I Publikasjon 16 [12] er det gitt kurver for bæreevnafaktoren N_c (også gjengitt i Håndbok 016, Avsn. 10.8) .

Ovennevnte forhold kan også overføres til spuntdimensjoneringen (fortrinnsvis spunt med ett stag høyt oppe) ved å øke K_τ i uttrykkene for aktivt og passivt jordtrykk (lign. 3.9 og 3.11):

$$p_A = K_{qy} p_V - K_\tau \tau_c$$

$$p_P = K_{qy} p_V + K_\tau \tau_c$$

Bæreevnafaktoren N_c bestemmes i henhold til dybde/bredde-forholdet og bredd/lengde-forholdet på utgravingen. For $D/B = B/L = 0$ er $N_c = 5,14$. K_τ multipliseres så opp med forholdstallet mellom aktuell N_c og 5,14.

4. DIMENSJONERING ETTER ULIKE GRENSETILSTANDER

Ulike grensetilstander som skal vurderes og eventuelt analyseres er beskrevet under Avsnitt 0.3.3 "*Grensetilstander*" i Håndbok 016 (avsnittet er førøvrig hentet fra NS 3480). De fire grensetilstandene er:

- bruddgrensetilstanden
- utmattingsgrensetilstanden
- ulykkesgrensetilstanden
- bruksgrensetilstanden

En oversikt over last- og materialkoeffisienter som skal benyttes for de ulike grensetilstandene er gitt i Tabell 1.

Tabell 1. Last- og materialkoeffisienter for ulike grensetilstander

Grensetilstand	Lastfaktor γ_f	Materialkoeffisient γ_m
Bruddgrensetilstanden	Etter NS 3479 Trafikklaster: $\gamma_f = 1,3$	Etter Avsn. 0.3.5, Håndbok 016
Utmattingsgr.tilstanden	$\gamma_f = 1,0$	$\gamma_m = 1,0$
Ulykkesgr.tilstanden	$\gamma_f = 1,0$	$\gamma_m = 1,0$
Bruksgrensetilstanden	$\gamma_f = 1,0$	$\gamma_m = 1,0$

Materialkoeffisientene gitt i Tabell 1 gjelder for jorda. Materialkoeffisienter for konstruksjonselementene finnes i prosjekteringsstandardene for de ulike materialene (For stålelementer: $\gamma_m = 1,05 - 1,15$ i bruddgrensetilstanden, avhengig av bruddkonsekvenser og kontrollomfang. $\gamma_m = 1,0$ for øvrige grensetilstander. For armert betong: $\gamma_m = 1,25$ for armering og betong. Står oppført generelt uansett grensetilstand. Egentlig ikke aktuelt for bruksgrensetilstanden da det i denne er stivheter og deformasjoner som vurderes. Utmattingsgrensetilstanden har egne begrensninger, se NS 3473 kap. 7).

Ved dimensjonering av spuntkonstruksjoner er brudd-, ulykkes- og bruksgrensetilstandene de mest aktuelle. Konstruksjonsdelene dimensjoneres i bruddgrensetilstanden og kontrolleres for ulykkesgrensetilstanden (bortfall av stag). Ulykkesgrensetilstanden kan bli dimensjonerende. Ved bortfall av stag må en huske på å redusere stivhet og oppspenningskraft (pr. løpemeter).

Deformasjonskontroll gjøres i bruksgrensetilstanden. Ved håndregning er beregning av deformasjoner forholdsvis tungvindt. I Håndbok 016 er det derfor beskrevet en metode hvor en begrenser deformasjonene ved å innføre en "bruksgrensespenning" (se Tabell 2).

Tabell 2. Bruksgrensespenninger til bruk ved dimensjonering i bruksgrensetilstanden som et alternativ til deformasjonsberegninger.

Konstruksjonsmateriale	Bruksgrensespenning	Merknad
Tre	$0,5 \sigma_b$	$\sigma_b =$ konstruksjonsfasthet
Stål	$0,67 f_y$	$f_y =$ flytespenning
Betong	$0,7 f_{cd}$	$f_{cd} =$ dimensjonerende betongfasthet med $\gamma_m = 1,25$
Armering	220 MPa	

Ved bruk av denne fordekte deformasjonskontrollen, går det også fram av Håndbok 016 at materialkoeffisienten for jorda skal bestemmes etter Avsn. 0.3.5, dvs. som for bruddgrensetilstanden ($\gamma_m > 1,0$). Med andre ord, det skal benyttes en materialkoeffisient forskjellig fra den som står definert for bruk i bruksgrensetilstanden i NS 3480.

Eneste forskjell på brudd- og bruksgrensetilstanden når det gjelder lastvirkning på en spuntvegg ligger i nyttelasten på terrenget. Når en dessuten innfører en bruksgrensespenning som beskrevet over, vil bruksgrensetilstanden nesten alltid bli dimensjonerende for

spuntveggen ved manuelle beregninger (bruk av fordekt deformasjonskontroll). Manuelle beregninger kan med andre ord, på grunn av anbefalingene i Håndbok 016, føre til overdimensjonerte spuntvegger.

Dersom en derimot utfører en deformasjonskontroll, for eksempel ved bruk av datamaskinprogrammet SPUNT-A2, skal denne gjøres i henhold til NS 3480. Det vil si at en unngår bruk av både såkalt bruksgrensespenning og materialfaktor større enn 1,0. Dersom deformasjonskontrollen gir deformasjoner som er innenfor en akseptabel grense (noe de ofte vil være), vil brudd- eller ulykkesgrensetilstanden bli dimensjonerende.

Avslutningsvis nevnes det at for spuntvegger med låser i nøytralaksen (U-spunt) er virksomt motstandsmoment mindre enn for spuntvegger med lås i ytterkant (Z-spunt). I henhold til Håndbok 016 skal motstandsmomentet reduseres med 20%. I følge Prosesskoden skal det anvendes Z-profiler for permanent spunt.

5. FORANKRING OG OPPSPENNING

De vanligste typer forankringer er:

- Injiserte stag i fjell
- Injiserte og ekspanderte stag i løsmasser
- vertikal forankringsvegg
- horisontal forankringsplate

Beregningsgrunnlaget for forankringstypene over er gitt i Håndbok 016, Avsnitt 10.9. I tillegg til den beregningsmessige vurderingen, baseres kapasitetsbestemmelsen av stag også mye på erfaring. I brosjyrer fra leverandører og utførende inkluderes ofte erfaringsverdier for ankerkapasiteter i ulike typer masser (f.eks. Entreprenørservice sin ES-anker brosjyre). Det er vanlig å spenne opp stagene før videre utgraving. Benyttes spenntau, må det spennes opp, da man er avhengig av å ha en viss låsekraft. Oppspenning er selvsagt også gunstig når det er snakk om å begrense horisontaldeformasjonene for en spuntvegg.

En må imidlertid ha klart for seg at jo mer det spennes opp jo mer kraft vil det gå i staget. Spennes det opp unødvendig mye vil vi altså ende opp med et stag med unødvendig stor kapasitet.

Etablert praksis for dimensjonering av stag til spuntforankring i Osloområdet er som følger:

- ❶ Beregner dimensjonerende last for staget i henhold til klassisk beregningsmetode (dvs. uten oppspenning). Som vi skal se senere (Avsn. 5.3) kan også samvirkeprogrammer som f.eks. SPUNT-A2 benyttes. En modellerer i så fall spuntveggen som “uendelig stiv vegg”. Videre må en sørge for å ha tilstrekkelig mykt stag slik at grensjordtrykkene blir mobilisert.
- ❷ Staget prøvespennes til 25% over dimensjonerende last, men ikke høyere enn $0,85 \cdot \sigma_{0,2}$. Dvs. følgende uttrykk danner grunnlaget for dimensjoneringen:

$$1,25 \cdot F_{\text{dim}} = 0,85 \cdot \sigma_{0,2} \cdot A_{\text{nødv}}$$

- ③ Etter prøvespenningen slakkes det ned til en låsekraft tilsvarende $0,5 \cdot \sigma_{0,2}$

Proseduren over blir benyttet både for midlertidige og permanente spuntkonstruksjoner. Mulig at en i framtiden bør vurdere å være noe mer konservativ for permanente konstruksjoner, for eksempel ved å prøvespenne til 50% over dimensjonerende last, og kanskje også redusere utnyttbar stålspenning enda mer.

6. HÅNDREGNINGSMETODER

6.1 Generelt

De mest aktuelle håndregningsmetodene er presentert i Håndbok 016. Detaljer vedrørende disse vil ikke bli behandlet her. Imidlertid gis det enkelte kommentarer knyttet til de ulike konstruksjonsprinsippene.

6.2 Frie spuntvegger

Frie spuntvegger er lite aktuelle som permanent konstruksjon da konstruksjonstypen fører til relativt store deformasjoner. Imidlertid er beregningsmetodikken aktuell også for stagforankret spunt, dvs. for mellomstadiet før setting av første stegrad.

6.3 Avstivede spuntvegger (flere stivernivåer)

Med bakgrunn i målinger av opptredende krefter i innvendige avstivninger under byggingen av undergrunnsbanene i Chicago (leire) og Berlin (sand), ble det etablert "omhylningskurver" for bestemmelse av kreftene i innvendige stivere. Innvendige stivere er vel heller lite aktuelt som permanent avstivning, men kan være aktuelt f. eks. ved utgravning for tunnel mellom to permanente spuntvegger, før takplate støpes. Omhylningskurvene er vist i Fig. 4.

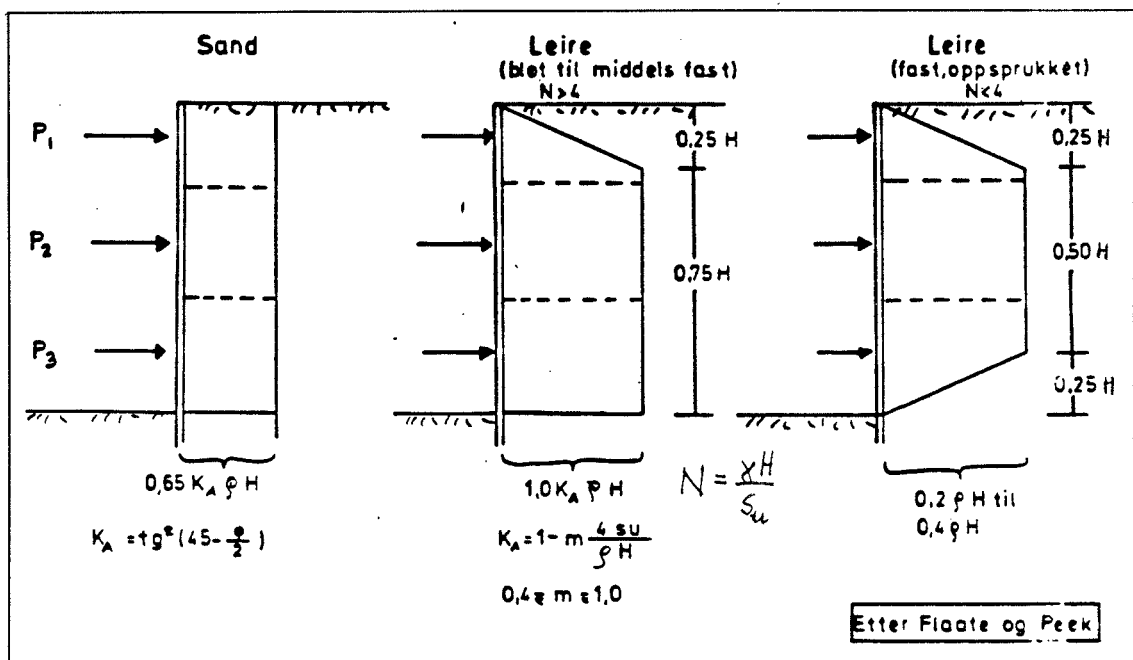


Fig. 4 Empirisk bestemmelse av kreftene i innvendige stivere (hentet fra [1]).

Uttrykkene i Fig. 4 er kun ment å gjelde for bestemmelse av maksimale krefter i avstivningene. Det vil si at kreftene i de forskjellige stivernivåene, og i de enkelte stiverne i samme nivå, ikke opptrer samtidig. Omhylningskurvene kan derfor ikke uten videre benyttes til å dimensjonere spuntveggen. Dessuten er det vanligvis ikke ferdigsituasjonen som er dimensjonerende for spuntene, noe som vil bli demonstrert i Kapittel 7.

I uttrykket for bløt til middels fast leire inngår faktoren m som kan variere mellom 0,4 og 1,0. $m = 0,4$ anbefales benyttet for utgravninger i bløt leire og hvor det er stor dybde med plastisk leire under utgravningens bunn.

Håndbok 016 oppgir andre omhylningskurver. Forskjellen vil bli demonstrert for et eksempel i Kapittel 7.

6.4 Forankrede spuntvegger (én forankring)

6.4.1 Momentreduksjon p.g.a. spuntens fleksibilitet, samt økning av beregnet stagkraft

Peter Rowe, University of Manchester, utførte i 50-årene omfattende teoretiske og eksperimentelle arbeider med det han kalte "the Free Earth Support method" (FES). FES er i prinsippet det samme som spuntvegg med et stag høyt oppe (horisontalt stag) og passivt mothold under gravenivå. Rowe fant ut at FES-resultatene beregningsmessig ga for store momenter i forhold til de opptredende. Han fant også ut at aktuell stagkraft kunne enten være større, eller mindre, enn verdien bestemt av FES [13]. En av grunnene til forskjellen er at FES antar at jordtrykket mot veggen er lineært økende med dybden. I virkeligheten kan aktuell fordeling være annerledes på grunn av hvelv-virkning eller at forankringen er fleksibel. Andre årsaker kan være:

- gjentatt påføring og fjerning av tunge overflatelaster
- Forskjellig fleksibilitet i tilstøtende ankere, noe som kan føre til horisontal hvelv-virkning mellom ankere og overbelastning av stag
- Konsolideringssetninger av bløte leirlag, selv på store dyp, pga. last fra bakfylling. Setninger vil føre til heng i staget med påfølgende økte strekkspenninger.

Rowe anbefaler at stagkrefter behandles konservativt, og anbefaler derfor at beregnet stagkraft økes med 30%. Han begrunner dette med at et stagbrudd er sprøtt, og at konsekvensen ved et evt. brudd kan forplante seg progressivt for hele konstruksjonen.

Beregnet moment blir for stort fordi FES ikke regner med fleksibel vegg. Passivt mothold er i virkeligheten ikke lineært slik vi forutsetter, spesielt er avviket stort (mindre jordtrykk enn forutsatt) nær spuntfot. Dette gjør at resultatene for det passive motholdet kommer høyere opp og gjør momentarmen for dette kraftbidraget mindre.

Diagram som stammer fra Rowe's arbeider for bestemmelse av momentreduksjon for spuntvegger i sand er gjengitt i Avsnitt 10.6 i Håndbok 016. Bruken av dette diagrammet er kommentert senere under Avsnitt 7.3. Tilsvarende diagrammer finnes også for kohesive jordarter, både korttid og langtid. Diagrammene som er gjengitt i Fig. 5 og 6 er hentet fra Allen et. al (1987) [14]. Diagrammene baserer seg på fot og pund, og er ikke omregnet til å samsvare med SI-systemet.

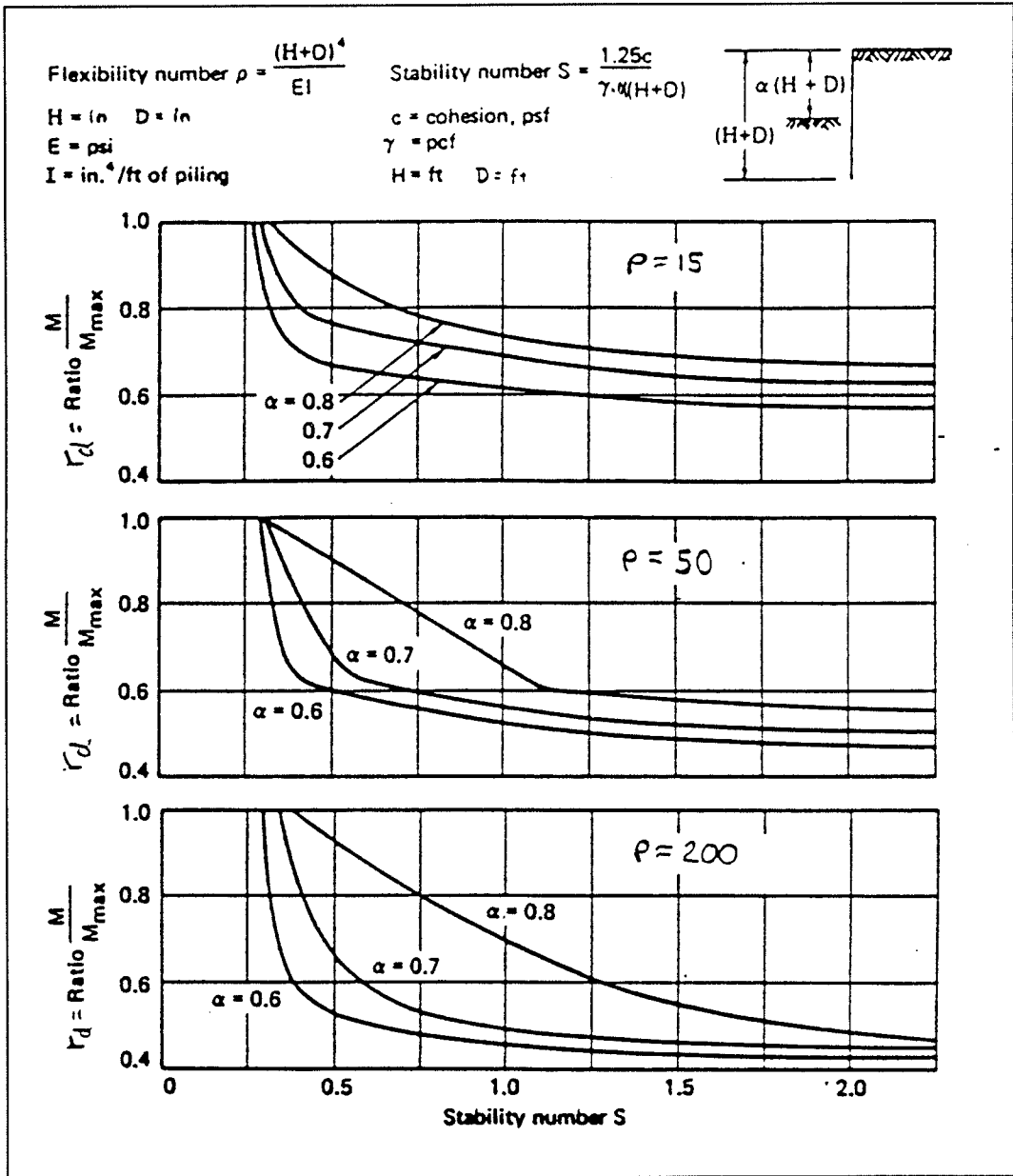


Fig. 5 *Momentreduksjonsfaktorer for kohesiv jord, korttid.*

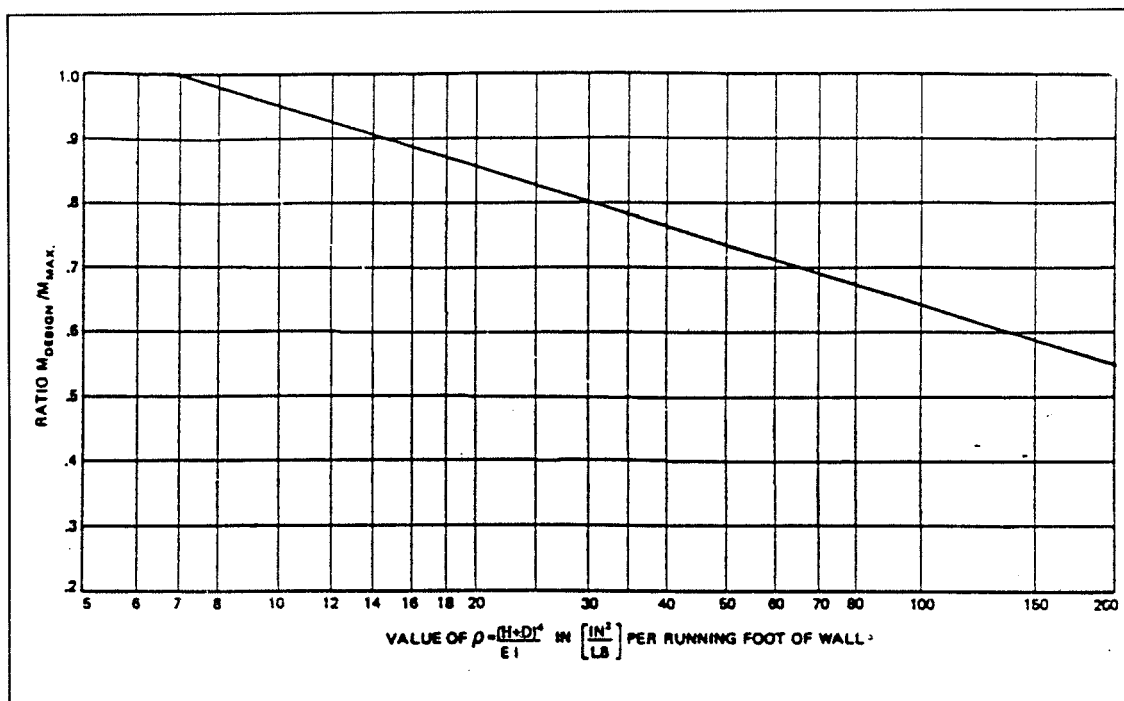


Fig. 6 *Momentreduksjonsfaktorer for kohesiv jord, langtid.*

6.4.2 Lavtsittende enkel avstiver

Enkelte ganger kan det være praktisk å fjerne igjen ett eller flere avstivningsnivåer høyt oppe på spuntveggen slik at bare det nedre avstivningsnivået blir stående igjen. Man får da et system som vist på Fig. 6 (hentet fra Eggestad, 1981 [1]).

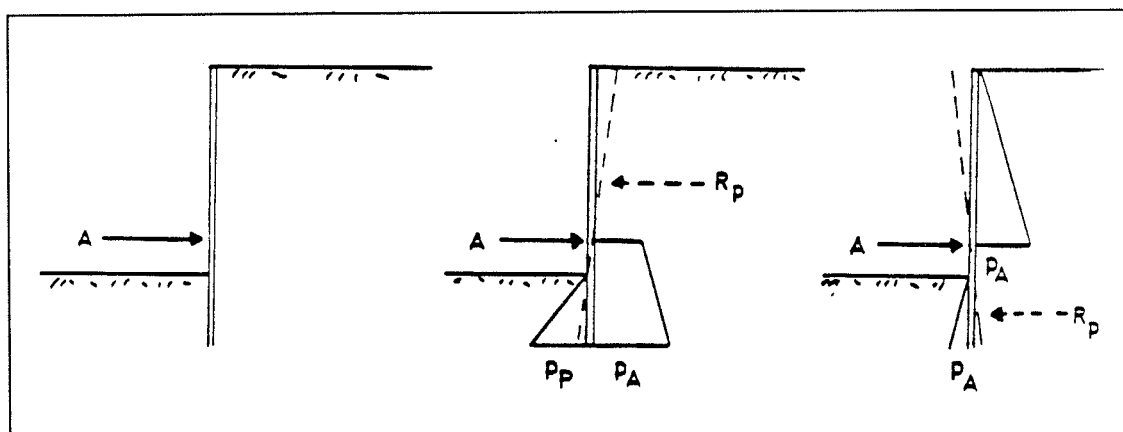


Fig. 7 *Jordtrykk ved lavtsittende enkel avstiver.*

Det som er spesielt for dette systemet er at man må kontrollere for mulig rotasjon av veggen begge retninger om forankringsnivået A. For spuntveggs stabilitet må det kreves at den nødvendige passive reaksjonen R_p er mindre enn det tilsvarende mobiliserbare passive trykk.

7. BRUK AV DATAMASKINPROGRAM; SPUNT-A2

7.1 Generelt

SPUNT-A2 er et spuntprogram for beregning av samvirke mellom spunt og jord. For mer informasjon om programmet henvises det til brukermanualen [15]. For å demonstrere anvendeligheten av programmet er eksempler i Håndbok 016 blitt etterregnet, og det vises hvordan resultatene påvirkes av spuntens fleksibilitet og jordens mobiliseringsgrad. Det gis også en del tips i forbindelse med input-parametere til programmet.

7.2 Inkludering av skrått terreng

SPUNT-A2 inkluderer ikke muligheten for å regne på skrått terreng foran eller bak spuntveggen. Det kan være nærliggende å forsøke og kompensere for f. eks. skrått terreng bak en spuntvegg ved å legge på en jevnt fordelt last. Imidlertid er dette en dårlig simulering, da en lastvirkning i et snitt umiddelbart bak veggen som svarer seg fra skrått terreng, vil øke gradvis med dybden. Det vil derfor være svært vanskelig å anslå en ekvivalent størrelse for den jevnt fordelte terrenglasten. Dessuten vil glidesjiktet over nivå med topp spunt også ha en viss skjærstyrke.

Vi kan imidlertid inkludere virkningen av skrått terreng (skråning begge veier) både foran og bak spunten ved å manipulere med inputverdiene til SPUNT-A2. Dette vil bli omtalt under.

Totalspenningsanalyse, Manuell metode i SPUNT-A2

Vi henter inn Lign. 3-9 for totalspenningsanalyse:

$$p_A = K_{q\gamma} p_v - K_\tau \tau_c$$

Videre tar vi for oss et eksempel med "positiv" helning bak spunten og ser på hvordan dette kan manipuleres inn i programmet. Fig. 5.10 i Håndbok 016 gir:

$$\begin{aligned} K_{q\gamma} &= 1,55 \\ K_\tau &= 3,65 \end{aligned}$$

Dette gir:

$$p_A = 1,55 p_v - 3,65 s_u/\gamma_m$$

eller:

$$p_A = 0,55 p_v + p_v - 3,65 s_u/\gamma_m$$

Input til SPUNT-A2, manuell totalspenningsmodell går fram av uttrykket under:

$$p_A = p_v - D_A; \quad \begin{array}{l} D_A \text{ er input} \\ p_v \text{ beregnes automatisk} \end{array}$$

Skrått terreng modelleres da ved:

- $D_A = 3,65 s_u/\gamma_m$
- $0,55 \gamma \cdot z$ gis inn som brukerspesifisert vertikal tilleggsspenning bak veggen.

Effektivspenningsanalyse

Av Avsnitt 3.2 foran går det fram at K_A og K_p for skrått terreng kan tas ut direkte av Fig.5.5 i Håndbok 016. K_A og K_p kan dermed gis direkte som input til SPUNT-A2 (Manuell effektivspenningsmetode). Imidlertid, når en gir inn store K_A -verdier for å ivareta skrått terreng bak spunten, ser det ut til at programmet antar at det har med svært bløt masse å gjøre. Selv ved høye K_0' -verdier opererer derfor programmet med alt for høye initielle mobiliseringsgrader (tan ρ gis ikke inn, men ligger innbakt i K_A), noe som igjen kan føre til feil resultater.

Alternativt kan virkningen av skrått terreng også på effektivspenningsbasis inkluderes som en ekvivalent vertikal tilleggsspenning, varierende med dybden. Vi kan sette opp uttrykkene (Lign. 3-3):

$$p_A' = K_{\beta A} (p_V' + a) - a \quad \text{skrått terreng}$$

$$p_A' = K_A (q + \gamma'z + a) - a \quad \text{horisontalt terreng}$$

Setter så de to uttrykkene lik hverandre og løser mhp. q:

$$K_{\beta A} (p_V' + a) - a = K_A (q + \gamma'z + a) - a$$

$$q = \left(\frac{K_{\beta A}}{K_A} - 1 \right) (\gamma'z + a)$$

Innsatt i Lign. 3-3 kommer vi fram til følgende uttrykk for p_A' :

$$p_A' = K_A \left[\left(\frac{K_{\beta A}}{K_A} - 1 \right) (\gamma'z + a) + \gamma'z + a \right] - a$$

Vi kan dermed benytte automatisk effektivspenningsmodell og gi inn uttrykket for q som brukerspesifisert vertikal tilleggsspenning med dybden (NB! q varierer med poretrykket).

7.3 Eksempel Fig. 10.11 i Håndbok 016 (side 311)

Spunteksempellet som er presentert som Fig. 10.11 i Håndbok 016 er vist under i Fig. 8.

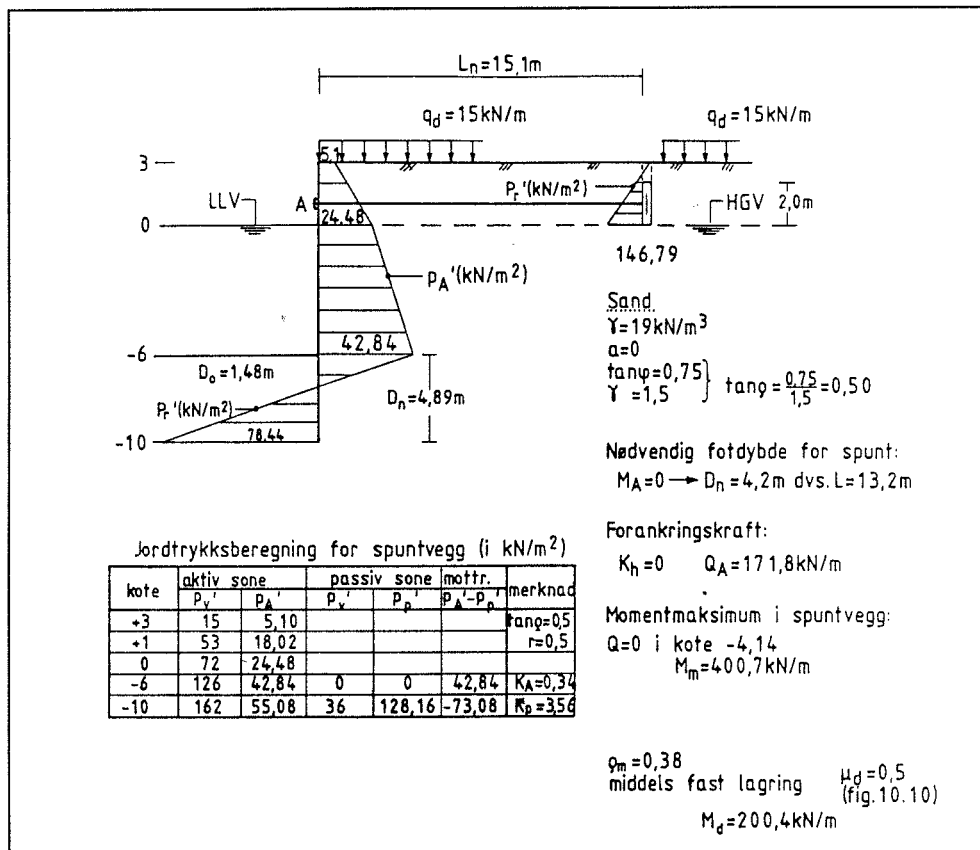


Fig. 8 Eksempel Fig. 10.11 i Håndbok 016 (side 311).

Beregningene i Fig. ? er utført i bruddgrensetilstanden med følgende resultater:

Maks. moment: $M_m = 400 \text{ kNm/m}$
 Stagkraft: $Q = 172 \text{ kN/m}$

Beregnet moment er redusert i henhold til Fig. 10.10 i Håndbok 016 p.g.a. spuntveggs fleksibilitet, dvs.:

$$\rho_m = \frac{L^4}{10 \cdot M_m \cdot \sqrt{M_m}} = \frac{13,2^4}{10 \cdot 400 \cdot \sqrt{400}} = 0,38$$

Med $\rho_m = 0,38$ og middels fast lagring gir Fig. 10.10 $\mu_d = 0,5$, dvs.:

$$M_d = \mu_d \cdot M_m = 0,5 \cdot 400 = 200 \text{ kNm/m}$$

Før vi går over til å regne med SPUNT-A2 er det på sin plass å komme med noen kommentarer på de håndregnede resultatene som er presentert over. Først kommenteres det noe omkring dette med reduksjon av beregnet moment pga. fleksibilitet i spunt.

I Fig. 10.10 i Håndbok 016 er det gitt to uttrykk for beregning av ρ_m . Det ene er basert på M_m (se over). Det andre uttrykket er basert på spuntveggenes stivhet (EI_m), nemlig:

$$\rho_m = \frac{L^4}{EI_m}$$

Ettersom vi har beregnet M_m , er det nærliggende å benytte uttrykket for ρ_m som baserer seg på beregnet maksimum moment. Det som det imidlertid er svært viktig å være klar over, er at de to uttrykkene for ρ_m tilnærmet tilsvare hverandre kun dersom vi velger et spuntprofil som har et motstandsmoment som “eksakt” tilsvare beregnet moment. Utsagnet kan eksemplifiseres:

Vi gjør en spuntdimensjonering i bruddgrensetilstanden etter NS 3272, Tillegg A5:

$$M \leq M_d = W_p \cdot f_d; \quad f_d = \frac{f_y}{\gamma_m}; \quad \gamma_m = 1,10$$

(Ved bruk av formelen for M_d over, skal det kontrolleres at opptredende skjærkraft er mindre eller lik 90% av dimensjonerende kapasitet for valgt spuntprofil. Dette er ikke gjort her. Ved bestemmelse av γ_m er middels kontrollomfang og alvorlig bruddkonsekvens lagt til grunn, se NS 3472 Tabell 4.3.2).

Vi benytter stål St 52 som har $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, dvs. $f_d = 323 \text{ N/mm}^2$, og får:

$$W_p \geq \frac{200 \cdot 10^3}{323} \text{ cm}^3 / \text{m} = 620 \text{ cm}^3 / \text{m}$$

Bruk av plastisk motstandsmoment (W_p) tilsier en større utnyttelse av stålet enn når elastisk motstandsmoment (W_e) legges til grunn. Som oftest er det W_e som står oppført i spunkatalogene. Ved å benytte W_e framfor W_p ved bestemmelse av momentkapasiteten for et spuntprofil regner vi på sikker side.

En 13,2 meter lang spunt med motstandsmoment $620 \text{ cm}^3/\text{m}$ er en temmelig slank spunt, så av rammetekniske årsaker vurderer vi å gå opp i motstandsmoment. Vi kan ta for oss 3 ulike spunttyper og beregne ρ_m i henhold til deres stivhet. Resultatet er gjengitt i Tabell 3.

Tabell 3. Beregnet ρ_m for ulike spunttyper, alle med lengde 13,2 meter.

Spunttype	Motstandsmoment W_e [cm^3/m]	Tregghetsmoment I_m [cm^4/m]	ρ_m [m^4/kN]	μ_d
Arbed BZ 7	760	7180	0,201	0,82
Arbed AZ 13	1300	19700	0,074	1,0
Arbed AZ 18	1800	34200	0,042	1,0

Elastisitetsmodul, $E = 2,1 \cdot 10^9 \text{ kPa}$

Som det går fram av Tabell 3 gjelder ikke verdien på 0,5 for μ_d , som vurdert ut fra beregnet moment. Med andre ord, ρ_m må beregnes ut fra valgt spuntprofil og ikke beregnet moment.

Når vi så går over til å bruke **SPUNT-A2** regner vi med at terrenget opprinnelig sto i høyde med topp spunt og at det graves ut i framkant. Det graves ut til 2,5 meters dybde før staget settes. Videre forutsettes det at oppgitt last er bruddgrenselast og at anvendt lastfaktor er 1,6 (nyttelast). Dette tilsier at karakteristisk last er ca. $9,5 \text{ kN/m}^2$. I følge brukermanualen til SPUNT-A2, beregnes stagstivheten etter følgende uttrykk:

$$K = \frac{E \cdot A \cdot n \cdot \cos^2 \alpha}{l_e}$$

hvor:

E = E-modul av stag

A = areal av stag

n = antall stag pr. lengdeenhet

α = stagenes vinkel med horisontalen

l_e = elastisk lengde av stagene

For horisontale stag blir uttrykket for stagstivheten:

$$K = \frac{E \cdot A \cdot n}{l_e}$$

Ved jordanker vil l_e være lenger enn staglengden siden også ankeret forskyves. l_e settes her til 18 meter (uten at dette er særlig fundert i dette tilfellet).

Benytter bunter med 0,6" spenntau med stålqualität $\sigma_{0,2} / \sigma_{brudd} = 1630 / 1860 \text{ N/mm}^2$. Nominelt stålareal pr. spenntau er $A = 140 \text{ mm}^2$. Elastisitetsmodulen er oppgitt til $E = 0,195 \cdot 10^9 \text{ kPa}$. Stagene skal prøvespennes til 25% over dimensjonerende stagkraft, dvs. til $1,25 \cdot Q = 1,25 \cdot 172 = 215 \text{ kN/m}$.

Dimensjonerende kapasitet, permanent stag, settes til $0,85 \cdot \sigma_{0,2} = 0,85 \cdot 1630 = 1385 \text{ N/mm}^2$, hvilket gir nødvendig stagareal:

$$A_{n\ddot{o}dvendig} = \frac{215 \cdot 10^3}{1385} = 155 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Velger for eksempel bunter á 3 spenntau ($A = 420 \text{ mm}^2$), hvilket skulle tilsvare en avstand på 2,70 meter mellom stagene.

Stagstivheten kan så beregnes:

$$K = \frac{0,195 \cdot 10^9 \cdot 155 \cdot 10^{-6}}{18} \approx \underline{\underline{1700 \text{ kN/m}}}$$

SPUNT-A2, Manuell effektivspenningsmodell

For å etterregne eksemplet i Håndbok 016 med eksakt de samme grenseverdier for aktivt og passivt trykk, benyttes den manuelle effektivspenningsmodellen hvor $K_A = 0,34$ og $K_P = 3,56$

gis inn direkte. Dette tilsier at $\tan \rho = 0,5$ og ruhetsverdiene $r = 0,5$ ligger innbakt i verdiene for K_A og K_P . Ved bruk av den automatiske effektivspenningsmodellen blir K_A og K_P beregnet automatisk med bakgrunn i $\tan \rho$ og r , altså mer nøyaktig enn vi kan lese av jordtrykksdiagrammet på side 148 i Håndbok 016.

Nødvendig input til programmet foruten K_A og K_P :

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$a = 0$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0,4$$

K_{yi} = initiell stivhet. Brukermanualen anbefaler at M-modulen benyttes for initiell stivhet, dvs.

$$K_{yi} = M_i = m_0 \cdot \sigma_a \cdot \left(\frac{\sigma_h' + a}{\sigma_a} \right)^{1-n}$$

Vi antar en middels fast lagret sand med $m_0 = 200$ og $n = 0,5$:

$$K_{yi} = m_0 \cdot \sqrt{\sigma_a (\sigma_h' + a)} = 200 \cdot \sqrt{100 \cdot 0,4 \cdot \sigma_v'}$$
, dvs. varierer med dybden avhengig av effektivt overlagingstrykk.

Tregghetsmoment for spunten ble satt "uendelig stiv" for å simulere den manuelle beregningen best mulig (i dette tilfellet $I_m = 0,5 \cdot 10^6 \text{ m}^4/\text{m}$ mot reelt tregghetsmoment for f.eks. AZ 13, $I_m = 0,197 \cdot 10^3 \text{ m}^4/\text{m}$). Videre ble det ikke påført noen oppspenningskraft under stagsettingen.

SPUNT-A2 er utarbeidet slik at vi kan generere input for en lengre spunt enn det som er nødvendig for en aktuell beregning. En bare setter det antall elementer en ønsker å ha med, aktive for den aktuelle beregningen. For å kunne bestemme nødvendig spuntlengde med noenlunde nøyaktighet er det her benyttet såpass fin inndeling som 0,25 meters lengde på samtlige elementer.

SPUNT-A2- beregningen med input som beskrevet over ga praktisk talt identiske resultater som håndregningen. Dette betyr at benyttet stagstivhet er tilstrekkelig myk til at jorden får utviklet både aktivt og passivt grensetrykk langs hele dens lengde.

Nødvendig spuntlengde ble også den samme innenfor den nøyaktigheten som er mulig med valgt elementinndeling, $L = 13,25$ meter.

For å få et inntrykk av forskjellen i resultater ved bruk av materialfaktor $\gamma_m = 1,5$ og $\gamma_m = 1,0$, ble beregninger utført med nevnte forskjell som den eneste. Resultatene er gitt i Tabell 4.

Tabell 4. Resultater, “uendelig stiv” spuntvegg

Materialfaktor, γ_m	Maksimum moment, M_m [kNm/m]	Stagkraft, Q [kN/m]	Nødvendig spuntlengde, L [m]
1,5	400	170	13,25
1,0	225	110	11,25

Nyttelast lik 15 kN/m² for begge beregningstilfellene

SPUNT-A2, Automatisk effektivspenningsmodell

For å regne på samvirke jord-spuntvegg med reelle treghetsmomenter for spunten, er automatisk effektivspenningsmodell benyttet i det følgende. For denne modellen gis ruhet og friksjon som input, og grensejordtrykkene blir regnet ut automatisk av programmet. Jordens initielle stivhet blir også regnet ut automatisk, med bakgrunn i jordas horisontale modultall (m_0) og modulekspontent (n) som input. Samme jordparametere er benyttet her som for den manuelle effektivspenningsmodellen. Treghetsmomentene for spunten framgår av Tabell 3.

Til orientering kan det sies at ved eksakt samme simulering i bruddgrensetilstanden, og ved bruk av “uendelig stiv” vegg, var forskjellen i beregnede resultater for manuell og automatisk effektivspenningsmetode relativt små. Momentet ble 417 kNm/m ved bruk av automatisk effektivspenningsmodell mot 400 kNm/m for den manuelle. For stagkraften var tilsvarende forskjell 179 kN/m mot 170 kN/m. Med andre ord, vi var i stand til å bestemme jordtrykkskoeffisientene innenfor en tilstrekkelig grad av nøyaktighet ved manuell avlesning.

Beregninger med automatisk effektivspenningsmodell er utført for bruddgrense- (nyttelast $q_d = 15$ kPa, $\gamma_m = 1,5$), bruksgrense- (nyttelast $q = 9,5$ kPa, $\gamma_m = 1,0$) og ulykkesgrensetilstanden (nyttelast $q = 9,5$ kPa, $\gamma_m = 1,0$). Beregningsprosedyren har vært som følger:

- ❶ utgraving til 2,5 meters dybde
- ❷ setting av stag med stivhet 1700 kN/m pr. meter
- ❸ eventuell oppspenning tilsvarende låsekraft:
 $A_s \cdot 0,5 \cdot \sigma_{0,2} = 155 \cdot 0,5 \cdot 1630 \cdot 10^{-3} = 125$ kN/m
- ❹ videre utgraving til 9 meters dybde

I ulykkesgrensetilstanden regner vi med bortfall av ett stag, dvs. stagstivhet og låsekraft pr. løpemeter må reduseres tilsvarende ($1700 / 1,5 = 1130$ kN/m, $125 / 1,5 = 83$ kN/m). Resultatene fra beregningene er gitt i Tabell 5 til Tabell 8. I Tabell 5 er det gitt resultater for bruddgrensetilstanden uten oppspenning av stag. Ved bruk av spenntau er vi imidlertid avhengig av å ha en låsekraft. Resultatene er her kun tatt med for sammenligning med øvrige resultater.

Tabell 5. Bruddgrenstilstanden, uten oppspenning av stag.

Spunttype	SPUNT-A2		Håndregning	
	M _m [kNm/m]	Q [kN/m]	M _m [kNm/m]	Q [kN/m]
BZ 7	373	195	328	172
AZ 13	397	169	400	
AZ 18	397	170	400	

Momentresultater fra håndregning er redusert pga. spuntveggenes fleksibilitet

Tabell 6. Bruddgrenstilstanden, med oppspenning av stag.

Spunttype	SPUNT-A2	
	M _m [kNm/m]	Q [kN/m]
BZ 7	358	225
AZ 13	379	192
AZ 18	393	175

Tabell 7. Bruksgrenstilstanden, deformasjonskontroll (med oppspenning av stag)

Spunttype	SPUNT-A2			
	M _m [kNm/m]	Q [kN/m]	Maks. deformasjon [mm]	Maks. def. i dybde [m]
BZ 7	96	139	48	6,25
AZ 13	110	133	23	6,50
AZ 18	120	131	15	6,50

Tabell 8. Ulykkesgrenstilstanden, kraft- og deformasjonskontroll (med oppspenning av stag)

Spunttype	SPUNT-A2			
	M _m [kNm/m]	Q [kN/m]	Maks. deformasjon [mm]	Maks. def. i dybde [m]
BZ 7	106	104	62	6,00
AZ 13	123	95	30	6,00
AZ 18	132	92	20	6,00

Maks. horisontaldeformasjon i stagnivå er 25 til 30 mm for ulykkesgrensetilstanden.

Både ut fra deformasjonskontrollen og av rammetekniske grunner kan det her være riktig å velge spuntprofil med stivhet tilsvarende AZ 13. Ved kontroll av stagkapasiteten gjelder da $Q = 95 \text{ kN/m}$ som virker over en lengde på 4,05 meter (p.g.a. stagbortfall), dvs. 385 kN.

$$A_s \cdot \sigma_{0,2} = 420 \text{ mm}^2 \cdot 1630 \cdot 10^{-3} = 684 \text{ kN} > 385 \text{ kN, dvs. OK!}$$

Eksemplet som er gjennomgått representerer ikke en fullstendig vurdering av konstruksjonen. Det er her lagt mest vekt på å demonstrere det beregningstekniske for spunt og stag. Korrosjonsspørsmålet er ikke nevnt. For en permanent konstruksjon må det vurderes hvor mye "korrosjonsmonn" som er nødvendig, evt. om spuntene skal korrosjonsbeskyttes (f.eks. med påsatt strøm og offeranoder). Videre er ikke forankringsplaten kontrollert hverken i bruks- eller ulykkesgrensetilstanden. Putesystemet må også dimensjoneres/kontrolleres for alle grensetilstander.

7.4 Eksempel Fig. 10.8 i Håndbok 016 (side 306)

Spunteksemplet som er presentert som Fig. 10.8 i Håndbok 016 er vist under i Fig. 9.

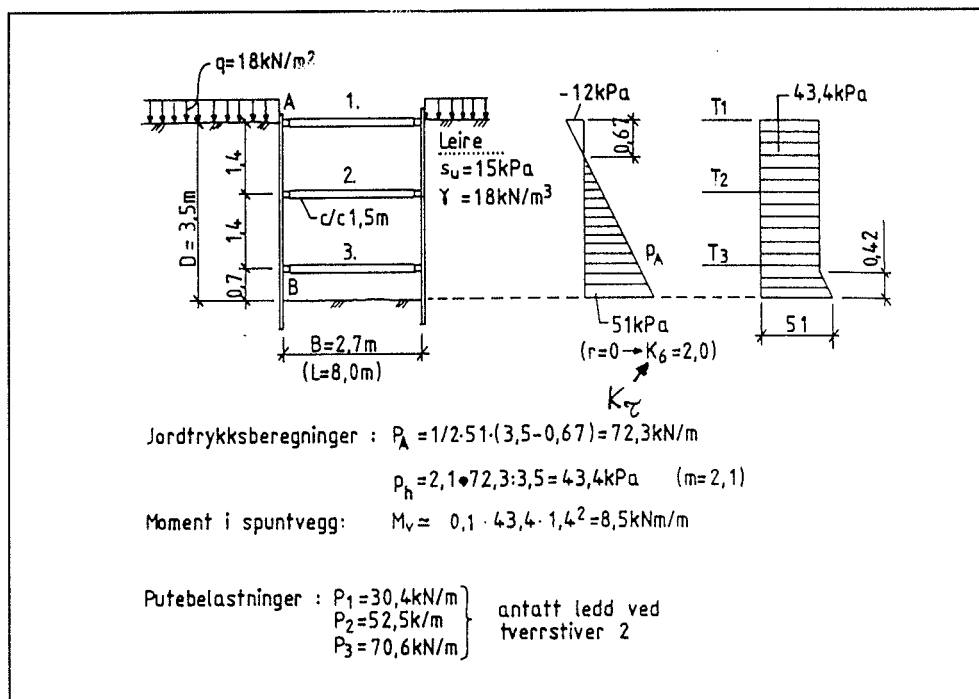


Fig. 9 Eksempel Fig. 10.8 i Håndbok 016 (side 306).

Som det går fram av Fig. 9 er jordtrykket bak størstedelen av spuntveggen 43,4 kPa. Til sammenligning, ved bruk av omhylningskurven for bløt til middels fast leire i Fig. 4, og med $m=0,4$, blir maksimalt jordtrykk 56,7 kPa. Ved bruk av $m=1,0$ blir tilsvarende verdi bare på 21 kPa (ved utregning av verdiene over er det regnet med en ekvivalent høyde på 4,5 meter for å kompensere for terrenglasten). Med andre ord, det blir et stort sprik i dimensjonerende jordtrykk avhengig av hvilken omhylningskurve og hvilke parametre som legges til grunn.

Ved etterregning med SPUNT-A2 er følgende inputverdier benyttet:

- 0,25 m lange elementer
- stor stagstivhet pga. innvendige avstivninger, $K = 300\,000 \text{ kN/m}$ pr. meter.
- ingen oppspenning av stiver
- $\gamma_m = 1,3$ for bruddgrensetilstanden
- $q = 18 \text{ kN/m}^2$ benyttet i bruddgrensetilstanden
- benyttet spunt: Arbed BZ 7 (se Tabell 3 for profilverdier)

- ingen justering av jordtrykk som følge av seksjonsvis utgraving (se Avsn. 3.9)
- Antar $K_0' = 0,6$ og grunnvann i terreng, gir $K_0^{\text{total}} = 0,82$
- $G = M / 3$; $M = m_0 (K_0' \sigma_v' + a)$ (benytter $a = 15$ kPa ved utregning av M)

Med dette som bakgrunn kan det settes opp en sammenligning over beregnede stagkrefter og momenter, se Tabell 9.

Tabell 9 *Sammenligning håndregned resultater i Håndbok 016 og datamaskinberegnete resultater med SPUNT-A2. Maks. verdier*

Grensetilstand	SPUNT-A2		Håndregning
	M_m [kNm/m]	P [kN/m]	P [kN/m]
Bruddgrense	98	$P_1 = - 57$ (streck) $P_2 = 154$ $P_3 = 31$	$P_1 = 30$ $P_2 = 52$ $P_3 = 71$

I Håndbok 016 er momentet beregnet for slutttilstanden uten hensyn til tidligere graveforløp. Som også angitt i håndboken behøver ikke momentet på 8,5 kNm/m for sluttstadiet å være det ugunstigste. Imidlertid må det sies at det heller ikke er representativt for sluttstadiet. Ved beregning av momenter i spunten må det tas hensyn til deformasjoner som har påløpt i tidligere gravestadier. Momentet på 98 kNm/m representerer sluttstadiet for SPUNT-A2 beregningen.

Også stagkreftene varierer mye i størrelse når en sammenligner de to beregningene. Øvre stag gir et beregningsmessig strekk. Dersom dette skal være mulig, må puten være sveiset fast til spunten og stiveren være sveiset fast til puten. Et kutt i strekkraften ville ført til at kreftene nærmet seg noe. Videre ville bruk av Flaate og Peck's diagram (med $m = 0,4$) sannsynligvis ført til enda bedre overensstemmelse. Eksemplet hadde fortjent en grundigere drøfting og bearbeiding, men tidsmessige årsaker gjorde dette ikke mulig. Foreløpig får vi derfor nøye oss med å konstatere at det er stort sprik i resultater fra håndregning og SPUNT-A2.

8. REFERANSER

1. Eggestad, Å. (1981), "Beregning av avstivede utgravninger. Oversikt og veiledning", NGI-rapport nr. 52307-1.
2. British Steel Corporation (1988), "Piling Handbook", 6. utgave.
3. Statens vegvesen (1992), "Geoteknikk i vegbygging", Håndbok 016, 2. utgave.
4. Terzaghi, K. (1954), "Anchored Bulkheads", Transactions, A.S.C.E., Vol. 119.
5. Veglaboratoriet (1994), "Miljøtunnel i Borre kommune", Publikasjon nr. 76.
6. Clough, G.W., and Duncan, J.M. (1971), "Finite Element Analyses of Retaining Wall Behavior", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, A.S.C.E., Vol. 97, No. SM12, Proc. Paper No. 8583, December, pp. 1657-1673.

7. Janbu, N. (1990), "*Samvirke jord - bevegelig myk vegg*", Kursdagene NTH, Prosjektering og praktisk utførelse av avstivede byggegroper.
8. Kavli, A. (1990), "*Presentasjon av oppgave - Gjennomgang av foreslåtte løsninger*", Kursdagene NTH, Prosjektering og praktisk utførelse av avstivede byggegroper.
9. Grande, L. (1990), "*Klassisk jordtrykk*", Kursdagene NTH, Prosjektering og praktisk utførelse av avstivede byggegroper.
10. Duncan, J.M., Williams, G.W., Sehn, A.L., Seed, R.B. (1991), "*Estimation Earth Pressure Due to Compaction*", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 12, December, pp. 1833-1847.

NB! Vesentlige feil i førsteutgivelsen. Husk å få med "Discussion and Closure":

11. Hjeldnes, E.I. (1982), "*Direkte fundamentering*", Del av forelesningskompendium til særkurs nr. 33563 Fundamentering, NTH.
12. Janbu, N., Bjerrum, L., Kjærnsli, B. (1956), "*Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver*", NGI Publikasjon nr. 16.
13. Rowe, P.W. (1956), "*Sheet-Pile Walls at Failure*", Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London, Part I, Vol. 5, No. 6107, May, pp. 276-315.
14. Allen, R.L., Duncan, J.M., Sancio, R.T. (1987), "*An Engineering Manual for Sheet Pile Walls and FES Microcomputer program User's guide*", Virginia Polytechnic Institute and State University, The Charles E. Via, Jr. Department of Civil Engineering, Blacksburg, Virginia, USA.
15. SINTEF, Avd. for geoteknikk (1988), "*SPUNT-A2. Et program for analysering av spunt- og slissevegger. Dokumentasjon og manual, Versjon A2*".
16. Skotheim, A.Å. (1990), "*Dimensjoneringsprinsipper*", Kursdagene NTH, Prosjektering og praktisk utførelse av avstivede byggegroper.

KURS I STØTTEKONSTRUKSJONER

Rica Hell Hotell 4-5 juni 1997

DIMENSJONERING AV TØRRMURER OG BLOKKMURER

Siviling. Åsmund Eggestad

Berdal Strømme as

Innledning

Det finnes en relativt rikholdig litteratur for beregning og dimensjonering av massivmurer og vinkelstøttemurer. Spesielt for tørrmurer og blokkmurer er det sparsomt med litteratur. Dette kan vel kanskje skyldes at disse murtypene i sterk grad har vært bygget etter gammel tradisjon som har vist seg å fungere bra. I dette foredraget vil jeg forsøke å anvende tildels velprøvde beregningsmåter for støttemurer generelt sammen med enkelte nye ideer på tørrmurer og blokkmurer. Noen eksisterende murer er etterberegnet som eksempler.

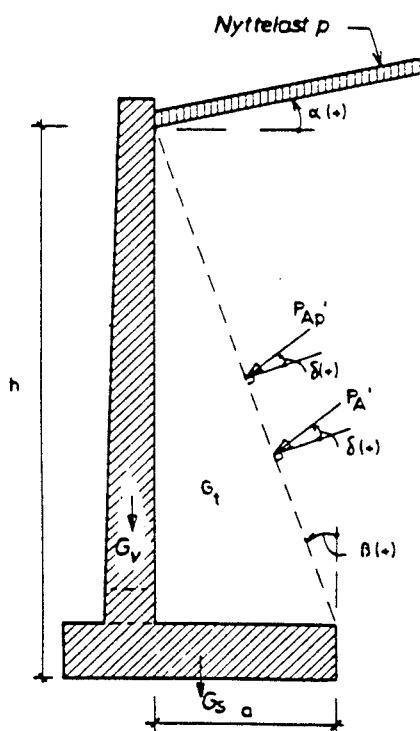
Prinsipper

Vi vil betrakte en tørrmur litt skjematisk ved å si at den består av like brede (dype) blokker i hele høyden, og at disse har støtt anlegg over hele flaten. Videre forutsettes at grunnen har tilstrekkelig bæreevne, eventuelt at det støpes en såle eller på annen måte lages et solid underlag.

Kravet til stabilitet må være at sikkerheten mot velting i ethvert skift er tilstrekkelig, og at sikkerheten mot glidning i ethvert skift er tilstrekkelig.

Generell beregningsmetodikk for bakoverhellende murer

Allerede Coulomb satte opp en generell formel for beregning av jordtrykk hvor det i tillegg til jordartsparemetre inngikk parametre for terrengets helning bak muren og helningen av murens bakside. Fig. 1 viser formelen sammen med geometrien.



Jordtrykkskoeffisient K_A' for aktivt trykk

For det generelle tilfelle vist i figur regnes jordtrykkskoeffisienten K_A' for aktivt trykk gitt ved Coulomb's formel

$$K_A' = \frac{\cos^2(\varphi_r - \beta)}{\cos^2 \beta \cos(\delta + \beta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_r + \delta) \sin(\varphi_r - \alpha)}{\cos(\delta + \beta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2}$$

hvor $\operatorname{tg} \varphi_r = \operatorname{tg} \varphi / F$

$\operatorname{tg} \delta = r \operatorname{tg} \varphi_r$ eller $r = \operatorname{tg} \delta / \operatorname{tg} \varphi_r$

α, β og δ med fortegn som vist i figur 3.

Fig. 1. Coulombs prinsipp og formel

Coulombs formel var tidligere ikke særlig anvendelig, men med senere års datateknikk er det ingen problemer med å bruke den. Dr. Lars Aadnesen og undertegnede publiserte i 1970 en artikkel om støttemursberegning hvor det ble gitt en rekke diagrammer basert på denne formelen. Videre har vi i vårt firma lagt formelen inn på et regneark som muliggjør å ta ut verdier for jordtrykkskoeffisienten for hvilke som helst parameterverdier. Det er viktig å være klar over at det er den **skrårettede** koeffisienten formelen beregner.

Med tanke på jordtrykksberegning mot tørrmurer har vi laget diagrammene på fig. 2. For enkelthets skyld har vi forutsatt en ruhet $r = 0,5$ mot murens bakside. Videre har vi satt opp ett diagram for hver av murhelningene 3:1, 4:1 og 5:1.

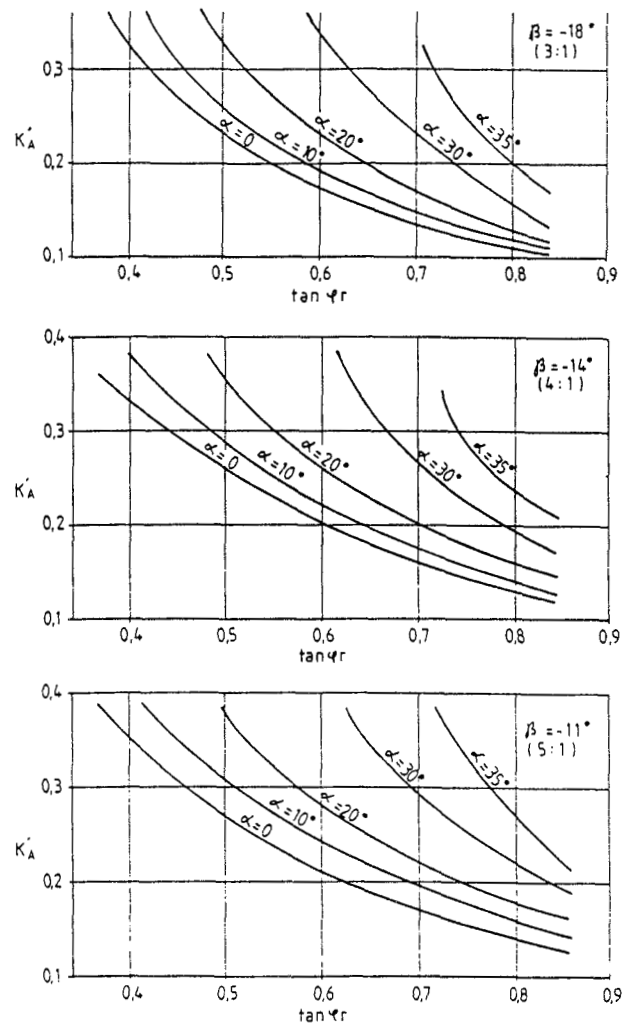
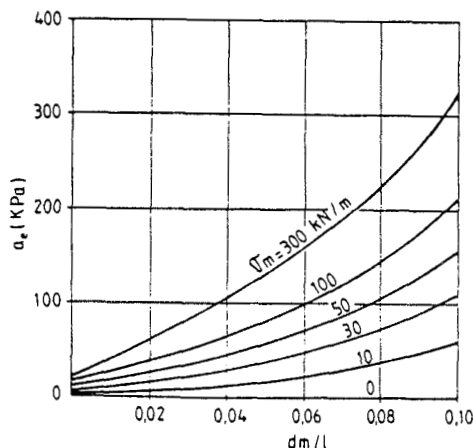


Fig. 2. Aktive jordtrykkskoeffisienter i henhold til Coulomb

Skjærstyrkeparametre for grove masser

Dersom man aksepterer at sand - grus - steinmasser ikke kan ha større friksjonsvinkel enn 45 grader, noe som etter min mening er logisk, så må man finne tilleggseffekter for å få bæreevneberegning av for eksempel et fundament på steinfylling til å stemme med virkeligheten. Vi har for en del år siden utarbeidet et konsept basert på en ekvivalent attraksjon i materialene. Konseptet var delvis basert på en artikkel om skjærstyrken langs ru bergslepper av Nic. Barton (NGI publ. nr 119). Vi kom etter en del utledninger og vurderinger frem til et diagram for ekvivalent attraksjon som er gjengitt på fig. 3.



For velkomprimert masse, event. ordnet fylling gis et tillegg i attraksjon beregnet slik:

$$\Delta a_e = (250 \cdot d_m / l \cdot \log \sigma_m + 10) \text{ kPa}$$

d_m = midlere korndiameter

l = skjærflatens lengde

σ_m = effektiv normalspenning mot flaten.

Fig. 3. Ekvivalent attraksjon som funksjon av ruhetsforhold og spenningsnivå

Overensstemmende med prinsippene i Bartons arbeider bruker vi attraksjonsdiagrammet sammen med en "basefriksjonsvinkel" som er noe lavere enn vanlig friksjonsvinkel. "Basefriksjonsvinkelen" er frisksjonsvinkelen mellom to planslipte flater av steinmaterialet. Denne vil normalt ligge mellom 30 og 35 grader. Beregningsmodellen er verifisert med bra resultat på en del prøvebelastningsforsøk i stor målestokk. Våre arbeider med denne er ikke blitt publisert, men har vært presentert som foredrag bl. a. i Geoteknisk Forum i Trondheim i 1986.

Fig. 4 illustrerer hvordan skjærflaten påvirkes av ruheten.

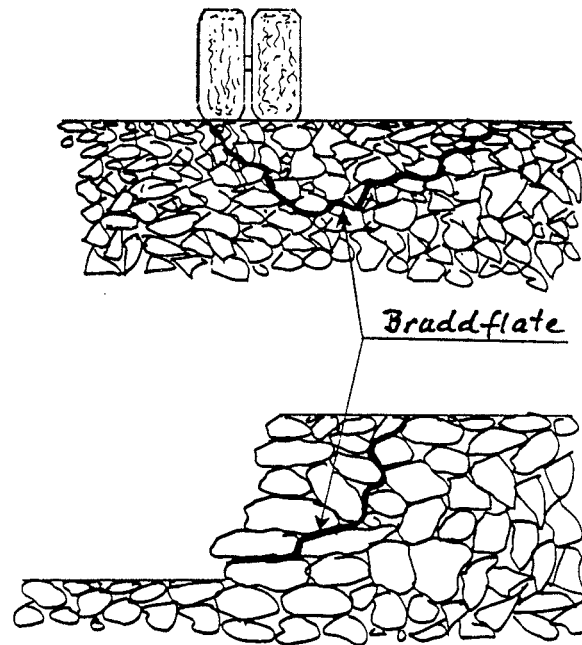


Fig. 4. Bruddflater i grove masser

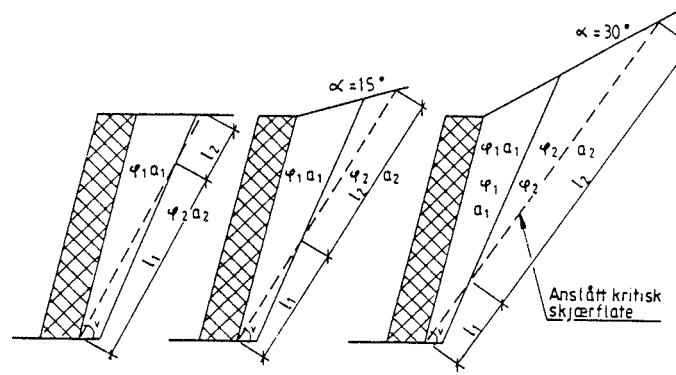
Beregninger av tørrmurer

Vi forutsetter at blokker av en bestemt minimumsstørrelse mures i forband og at de tilpasses hverandre så godt det praktisk lar seg gjøre. Det synes likevel klart at den gjennomsnittlige kontaktbredden B_k mellom blokkene må bli noe mindre enn den nominelle minimumsbredden B_n . Jeg vil foreslå å sette $B_k = 0.8 \times B_n$. Dette har egentlig betydning bare for beregning av sikkerheten mot velting, d.v.s. at resultanten må angripe innenfor kontaktbredden.

Tyngdetettheten av selve muren kan vel passende anslås til 25 kN/m^3 for vanlig forekommende steinmaterialer.

Ofte blir tørrmurer anvendt på steder der grunnen er så god at graveskråningen er nesten like steil som den muren som skal bygges. Da får man en relativt smal spalte mellom murens bakside og bakken, og denne skal gjenfylles med egnet materiale etterhvert som man murer. Skjærstyrkeparametrene vil da som regel være forskjellig for eksisterende grunn og gjenfyllingsmassen. Den kritiske skjærflaten kan da gå gjennom begge materialene, og man må bestemme en gjennomsnittsverdi for a og ϕ . Skjærflatens helningsvinkel for aktivt trykk er etter klassisk teori $45 + \phi/2$ for horisontalt terreng bak muren. Et skrånende terreng påvirker skjærflatens beliggenhet slik at den blir slakere når terrenget stiger. På fig. 5 er det gjort et forsøk på å bestemme tilnærmet skjærflatens helning i avhengighet av skråningens helning, og videre hvordan man så kan bestemme middelverdiene av a og ϕ .

Beregningsgangen blir så først å beregne den skrå jordtrykksresultanten utfra Coulombs diagram, dernest beregne resultantens vertikal- og horisontalkomponent, vekten av muren, og endelig grunntrykkets eksentrisitet, se fig. 6. I bruddgrensetilstanden bør grunntrykkets resultant ikke ligge lenger utenfor murens senterlinje enn $1/6$ av kontaktbredden B_k .



Midlere φ_m og a_m kan beregnes slik :

$$\varphi_m = \frac{\varphi_1 \cdot l_1 + \varphi_2 \cdot l_2}{l_1 + l_2} \quad a = \frac{a_1 \cdot l_1 + a_2 \cdot l_2}{l_1 + l_2}$$

Kritisk skjærflates helning kan tilnærmet beregnes slik :

$$v = 45 + \frac{\varphi}{2} - \frac{\alpha}{4} \approx 62 - \frac{\alpha}{4}$$

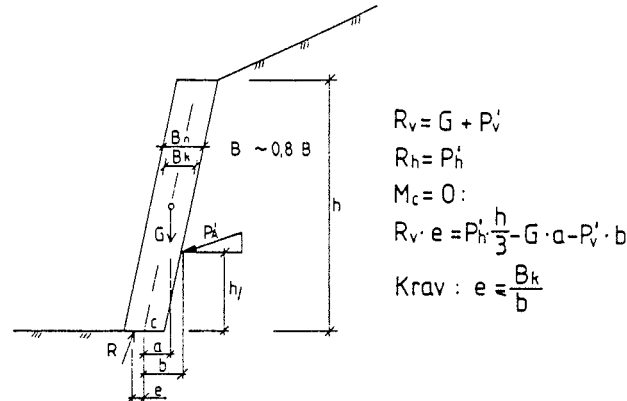
Eksempel : $\alpha = 15^\circ$ $\varphi_1 = 40^\circ$ $\varphi_2 = 32^\circ$
 $a_1 = 10$ $a_2 = 40$

fra figuren $l_1 \approx 3,0\text{m}$ $l_2 \approx 4,5\text{m}$

$$\varphi_m = \frac{40 \cdot 3 + 32 \cdot 4,5}{7,5} = 35,2^\circ$$

$$\underline{a_m} = \frac{10 \cdot 3 + 40 \cdot 4,5}{7,5} = 28 \text{ kPa}$$

Fig. 5. Bestemmelse av a og φ ved to materialer bak muren og med skrånende terreng



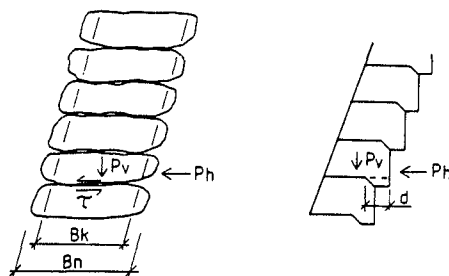
$$\begin{aligned} R_v &= G + P_v' \\ R_h &= P_h' \\ M_c &= 0 : \\ R_v \cdot e &= P_h' \cdot \frac{h}{3} - G \cdot a - P_v' \cdot b \\ \text{Krav : } e &= \frac{B_k}{b} \end{aligned}$$

Fig. 6. Krefte mot skrå mur

Murens sikkerhet mot glidning må også kontrolleres. For glidning mellom blokkene kan man etter min mening anvende prinsippet om ruhetsavhengig attraksjon som omtalt foran, se fig. 7.

Beregning av blokkmurer

Forskjellen på statikken mellom blokkmurer og tørrmurer består vesentlig i at blokkmurselementene er utstyrt med en fortanning som hindrer glidning, at kontaktflaten går helt ut til murblokkens kant, og at blokkmurene oftest er betydelig tynnere. Fortanningen innebærer at man i glidningshenseende har en avskjæringskapasitet i tillegg til friksjonskapasiteten, se fig. 7.



Skjærkapasitet mellom steiner / blokker T

Tørrmur :

$$T = B_k (a_e + \sigma'_v) \tan \varphi_0$$

$$T = (B_k \cdot a_e + P_v) \tan \varphi_0$$

Naturstein $\varphi_0 = 30^\circ$

Sprengstein $\varphi_0 = 35^\circ$

a_e iflg. fig. 3

$$B_k \sim 0,8 \cdot B_n$$

Blokkmur :

$$T = P_v \tan \delta + \tau \cdot d$$

hvor τ er skjærstyrken i blokkmaterialiet.

Friksjonsvinkel mellom blokkene δ kan settes til 35° .

Fig. 7. Beregning av skjærkapasiteten mellom steinblokker og murblokker

Beregningseksempler

Tørrmurer

I Vedlegg 1 har jeg tatt for meg en tørrmur i Aurland. Den er oppgitt å bestå av fyllitstein i bredde (dybde) 1,7 m og ha en høyde på opptil 9,0 m. Den heller bakover 3:1. Videre er stigningen på terrenget ovenfor muren angitt til 1:1,25, og det er en gjenfyllingssone mellom muren og graveskråningen på minst 1,0 m. De naturlige massene består av fyllitblokker av varierende størrelse. Gjenfyllingen bak muren består av pukk 60 - 120 mm.

Først har jeg sett på situasjonen ved prosjektering. Det er da regnet med en materialfaktor på 1,4. Den mobiliserte ruhet mellom mur og tilbakefylling er satt til 0,5. Vi får her det problemet at terrenghelningen bak muren er større enn redusert friksjonsvinkel, m.a.o. instabilitet, og dermed kan ikke jordtrykkskoeffisienten i diagrammene på fig 2 avleses. Jeg har likevel, for illustrasjonens skyld, valgt å gjennomføre beregningene med en "ekstrapolert" verdi på $K_A = 0,6$. Som man ser gir dette et altfor stort veltningsmoment.

Jeg har så gjennomført en ny beregning med materialkoeffisient 1,0, d.v.s. etterberegning av muren. Denne gir en eksentrisitet $e = -0,06$ m på grunntrykkresultanten, m.a.o. et tilnærmet jevnt fordelt grunntrykk. Sikkerhetsfaktoren mot velting er altså, iflg. disse beregningene, noe over 1,0.

For samme mur har jeg etterberegnet sikkerheten etter tradisjonell metode, d.v.s. brukt $a = 0$ og $\varphi = 40^\circ$. Slik beregning gir et aktivt, skrått jordtrykk ved bunn av mur på 36 kN/m^2 , mot 40 kN/m^2 med beregningen ovenfor. Det betyr at det i dette tilfelle blir tilnærmet samme resultat med begge metodene. Hadde muren vært en del lavere ville "min" metode gitt mindre jordtrykk og man kunne ha akseptert en steilere mur enn med den tradisjonelle metoden. Det er neppe tvil om at murer på for eks. 3 - 4 m høyde godt kan stå steilere enn 3:1.

Blokkmurer

Trønderblokkmurer tillates brukt for høyder opp til 4,5 m. Her er helningen av muren gitt utfra formen på blokkene, og kontaktflaten går helt ut til fronten av blokkene. I Vedlegg 2 har jeg beregnet grunntrykkets eksentrisitet for henholdsvis sand og leire bak muren. Jeg får da at sikkerheten mot velting er rikelig ($e = -0,43$) med sand bak muren, mens det med leire blir en beregningsmessig eksentrisitet på 0,13, hvilket er tilnærmet den som kan tillates, $B_m/6$, hvor $B_m = 0,66$ m er midlere bredde av blokkene. Beregningen er utført med $\gamma_m = 1,0$. I en prosjekterings-situasjon med for eks. $\gamma_m = 1,4$ ville tilsvarende beregning ikke tillate Trønderblokkmur med denne høyden. Jeg kjenner imidlertid ikke noe tilfelle hvor denne type blokkmur på 4,5 m har vært anvendt med leire bakom, og kan derfor ikke si om det er beregningene som er for konservative. Nå vil man jo som regel forlange et lag ikke telefarlige masser av ca 1,0 m tykkelse bak muren, og dermed økes sikkerheten mot velting betraktelig. Dersom man i stedet for slike masser heller velger å frostisolere kan det vel tenkes at jordtrykket blir for stort.

Ordnet steinfylling

I visse tilfeller vil man ønske å bygge opp en steinfylling med så steil front som mulig uten å foreta noen regulær muring. I Vedlegg 3 har jeg foretatt stabilitetsberegning av en slik oppfylling. Beregningene, som er basert på "min" metode med ekvivalent attraksjon i steinfyllingen, gir sikkerhetsfaktorer på ca 1,6, mens tradisjonell beregning med $\varphi = 42^\circ$ og $a = 0$ gir en sikkerhetsfaktor på ca 0,8. Jeg har ikke noen eksempler fra praksis som er helt lik det beregnede, men oppfyllingen med avsluttende mur rundt sletta ved Lysgaardsbakkene på Lillehammer skulle være nokså lik beregningseksempelen.

Sluttbemerkning

Jeg har i dette foredraget forsøkt å angi noen praktiske og tilnærmede måter for beregning av tørmurer og blokkmurer, delvis basert på utradisjonelle styrkeparametre. Det presiseres at beregningsmåtene ikke er gjennomprøvd i tilstrekkelig grad, og at de derfor mest må ses på som ideer for videre utprøving og debattering.

Sign.	Dato	Prosjekt	Tørrmur av fyllitstein i Aurland	Proj.nr.
Ktr.	Dato			

Ref.

Beregningsseksempel

A. Prosjektering

$\gamma_m = 1.4$

$\phi'_{red} = \frac{\tan 35^\circ}{1.4} = 0.15$

Velger ruhet $r = 0.5$

$\tan \delta = 0.5 \cdot \tan \phi_{red} = 0.25$

$\delta = 14^\circ$

$\alpha = 37^\circ \rightarrow \underline{v = 62 - \frac{37}{4} = 53^\circ}$ (fig 5)

Bestemmelse av a_e :

Pukk: $d_m = 0.09 \text{ m}$

$d_m/l = 0.09/4.0 = 0.022$

og $\sigma_v' \sim 7.20 = 140 \text{ kN/m}^2 \rightarrow$

$a_e = 50 \text{ kN/m}^2$

Fyllitblokker: Antar $d_m = 0.3 \text{ m}$

$d_m/l = 0.3/15 = 0.02 \quad \sigma_v' \sim 4.20 = 80 \text{ kN/m}^2$

Fig 3 gir $a_e = 35 \text{ kN/m}^2$

Blokkene antas fast lagret, d.v.s det

kan gis et tillegg $\Delta a_e = (250 \cdot d_m/l \cdot \log \sigma_m' + 10) = 20$

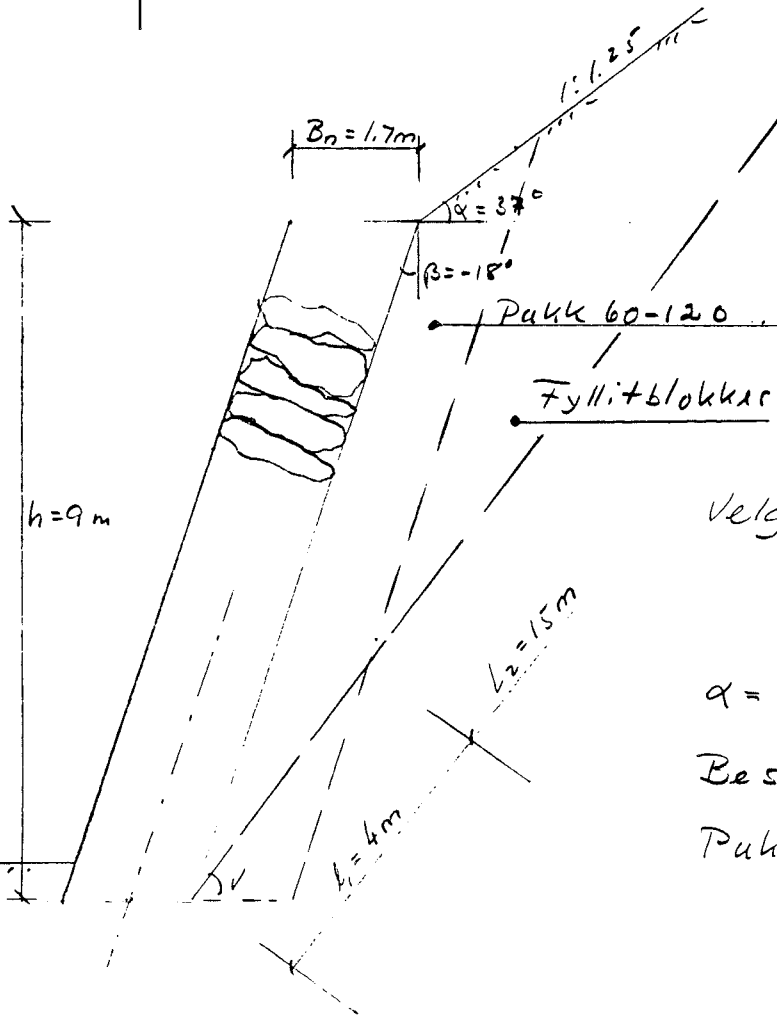
$a_e + \Delta a_e = 35 + 20 = 55 \text{ kN/m}^2$

Midlere $a_{em} = \frac{50 \cdot 4 + 55 \cdot 15}{19} = 54 \text{ kN/m}^2$

Ved topp mur gir fig 3 $a_e = 5 \text{ kN/m}^2$

Fra fig 2 ses at k_a' må være minst 0.6

(diagrammet er egentlig ugyldig da α er større enn ϕ_r)

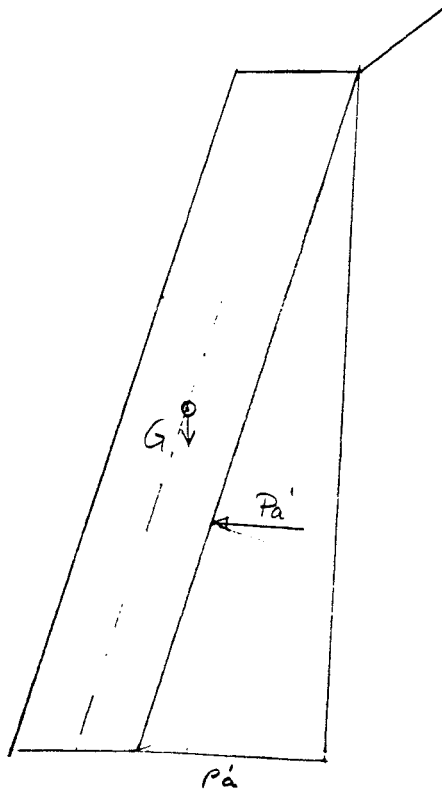


Sign.	Dato	Prosjekt	Prosj.nr.
Ktr.	Dato		

Ref.

Ved topp mur: $p'_A = k'_A (\sigma_v + a) - a = 0,6(0 + 38) - 38 = -15$
 Setter for enkeltkrets skyldel
 $p'_A = 0$.

Ved bunn mur: $p'_B = 0,6(9 \cdot 20 + 54) - 54 = 86 \text{ kNm}^2$



$$P'_a = 86 \cdot \frac{9}{2} = 387$$

$$P_{aH} = P_a \cos(\beta + \delta)$$

$$P_{aH} = 387 \cdot \cos(-18 + 14) = 386 \text{ kN}$$

$$P_{aV} = 387 \cdot \sin(-18 + 14) = -27 \text{ kN}$$

$$G = 9 \cdot 1,7 \cdot 25 = 382 \text{ kN}$$

$$R_v = P_{aV} + G = -27 + 382 = 355 \text{ kN}$$

$$R_H = P_{aH} = 387 \text{ kN}$$

$$e = \frac{R_H \cdot 3 - G \cdot 1,5 - P_{aV} \cdot 1,8}{R_v} = 1,8 \text{ m}$$

Prosjekteringsmessig altfor liten sikkerhet mot velting

B. Etterberegning $\delta_m = 1,0$:

Midlere $a_{em} = 54$ (som foran)

$$\phi'_0 = 35^\circ \quad r = 0,5 \rightarrow \delta = 14^\circ$$

$$\alpha = 37^\circ \text{ og } \psi'_0 = 35^\circ \text{ gir } k'_A \approx 0,4$$

Ved bunn mur: $p'_B = 0,4(9 \cdot 20 + 54) - 54 = 40 \text{ kNm}^2$

$$P'_a = 40 \cdot \frac{9}{2} = 180 \text{ kN}$$

$$P_{aH} = 180 \cdot \cos(-18 + 16) = 180 \text{ kN}$$

$$P_{aV} = 180 \cdot \sin(-18 + 16) = -6 \text{ kN}$$

$$G = 382 \quad R_v = 382 - 6 = 376 \text{ kN}$$

Sign.	Dato	Prosjekt	Prosj.nr.
Ktr.	Dato		

Ref.

$$e = \frac{P_{aH} \cdot 3 - G \cdot 1,5 - P_{av} \cdot 1,8}{R_v} = -0,06 \text{ m}$$

Sikkerheten mot veltning er større enn 1,0

Kapasitet mot glidning:

(Kfr. Fig. 7)

Antar rubefforhold stein/stein

$$\sigma = 50 \text{ mm} \quad B_k = 0,8 \cdot 1,7 = 1,36 \text{ m}$$

$$\sigma/B_k = \frac{0,05}{1,36} = 0,04 \quad \sigma_{v_{mi}} = \frac{G + P_{av}}{B_k} = 280$$

$$a_e = 90 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_h = (G + P_{av}) \tan 35 + 90 B_k = 262 + 122 = 384$$

$$\underline{Q_h} > \underline{P_{aH}} \quad \underline{ok}$$

Etterberegning med tradisjonelle parametre:

setter $\phi' = 40^\circ$ for både pukk og naturlig grunn.

K_a' anslås til 0,20 (fig 2)

$$\underline{P_a'} = P_v \cdot K_a' = 9 \cdot 20 \cdot 0,20 = \underline{36 \text{ kN/m}^2}$$

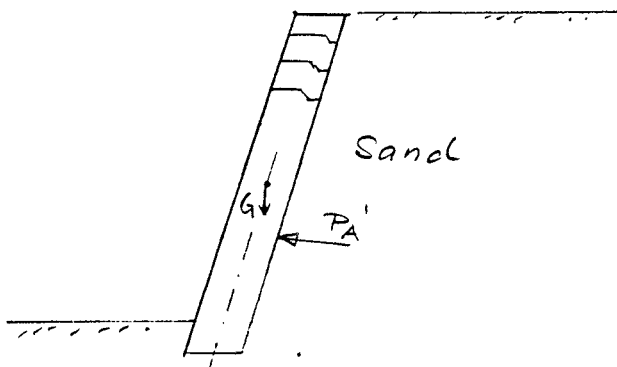
Dette gir altså litt lavere jordtrykk enn foran.

Sign.	Dato	Prosjekt 4,5 m høy blokkmur type Trønderblokk	Side 1/2
Ktr.	Dato		Prosj.nr.

Ref.

Trønderblokk anvendes ved
høyde inntil 4,5 m.
Etterberegnes for A) sand B) leire.

A) Sand:



$$\begin{aligned} \phi_0 &= 30 & a_c &= 15 \text{ kN/m}^2 \\ \delta_m &= 1.0 & & \text{(fig 3)} \\ \beta &= -18^\circ & & \text{(3:1)} \\ \alpha &= 0 & r &= 0,5 \\ K_A' &= 0,19 \end{aligned}$$

Ved bunnen: $P_{a1}' = K_A' (\rho_1' + a) \cdot a$

$$P_a = 0,19 (4,5 \cdot 20 + 15) \cdot 15 = 5,0$$

$$P_A' = 5 \cdot \frac{4,5}{2} = 11 \text{ kN}$$

$$\tan \delta = \frac{\tan \phi}{2} = \frac{0,577}{2} = 0,289 \quad \delta = 16^\circ$$

$$P_{AH} = 11 \cos(-18 + 16) = 11$$

$$P_{AV} = 11 \sin(-18 + 16) = -0,4 \text{ kN}$$

$$G = 0,7 \cdot 4,5 \cdot 24 = 76 \text{ kN}$$

$$R_v = G - P_{AV} = 75,6 \text{ kN}$$

$$e = \frac{P_{AH} \cdot 1,5 - G \cdot 0,65 + P_{AV} \cdot 0,8}{R_v} = -0,43 \text{ m}$$

Sign.	Dato	Prosjekt	Prosj.nr.
Ktr.	Dato		

Ref.

B) Leire:

Langtidsparametrene for
 tφirskorpeaktig leire kan
 antas $\phi' = 30^\circ$ $\alpha = 0$

Ved bunn: $p_a' = 0,19(4,5 \cdot 20) = 17,1 \text{ kN/m}^2$

$P_a' = 17,1 \cdot \frac{4,5}{2} = 38,5 \text{ kN}$

$P_{aH} = 38,5 \cos(-18+16) = 38,5 \text{ kN}$

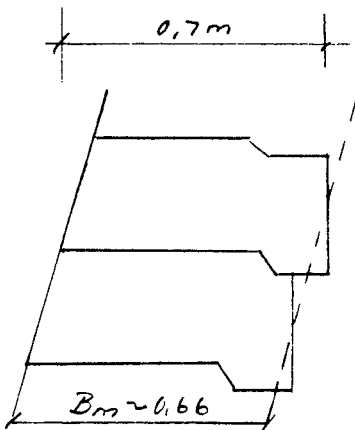
$P_{aV} = 38,5 \sin(-18+16) = -1,3 \text{ kN}$

$G = 76 \text{ kN}$ $R_v = 76,0 - 1,3 = 74,7 \text{ kN}$

$e = \frac{P_{aH} \cdot 1,5 - G \cdot 0,65 - P_{aV} \cdot 0,8}{R_v} = 0,13$

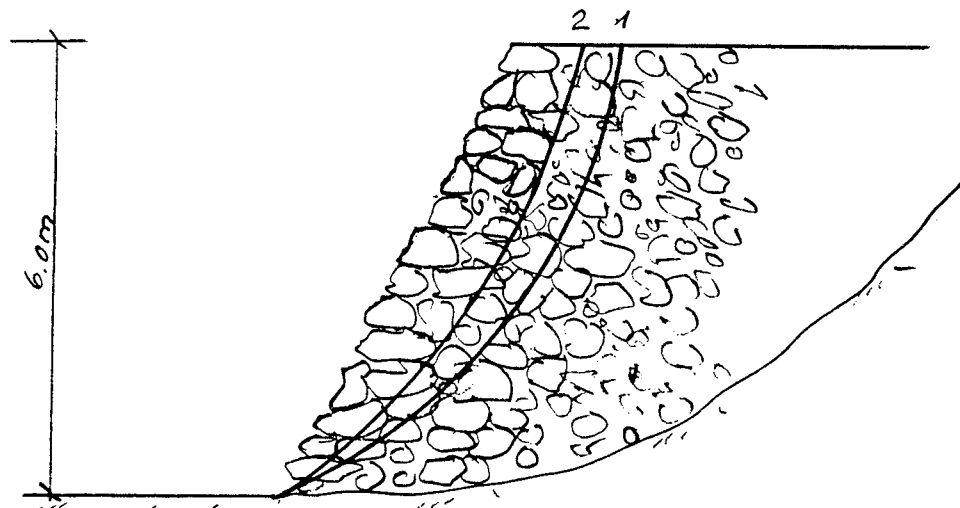
$\frac{1}{6} \cdot B_m \approx \frac{1}{6} \cdot 0,66 = 0,11$

d.v.s. $e \approx \frac{B_m}{6}$ OK



Sign.	Dato	Prosjekt 6,0m høy ordnet steinfylling	Side
Ktr.	Dato		Prosj.nr.

Ref.



Antar $d_m = 0.25\text{m}$ dreneret
skjarflatens lengde $\sim 7.0\text{m}$

$$d_m/l = \frac{0.25}{7} = 0.035$$

a_e varierer for de enkelte lameller
mellom 10 og 40 kN/m². ϕ_0 settes til 35°

Beregnet sikkerhet 1) : F = 1,67

2) : F = 1,59

Traksjonell beregning med $\phi' = 42^\circ$ $\alpha = 0$

gir 1) : F = 0,90

2) : F = 0,71

KURS I STØTTEKONSTRUKSJONER

STØTTEMUR PÅ FJELL

DIMENSJONERING OG PRAKTISKE HENSYN

Harald Erland
Statens vegvesen Rogaland

1. Dimensjoneringsgrunnlag

Støttemurer på fjell dimensjoneres ut fra følgende grunnlag:

- Håndbok 100-03: Støttemurer (1990) (1)
- Prosjekteringsregler for bruer (1996) (2)
- Lastforskrifter for bruer og ferjekaier (1995) (3)
- Håndbok 135: Fjellbolter (1987) (4)

På grunn av ulikt tidspunkt for revisjon, kan det av og til oppstå tvil om enkelte bestemmelser, men i hovedsak vil dimensjonering kunne utføres som angitt i (1) og (4).

2. Forutsetninger

En grunnleggende forutsetning for dimensjoneringen er at fjellkvalitet og fjellforhold tilsier at fjellet under støttemuren er stabilt.

Når fjellet er avdekket, må fjellkvalitet og sprekkemønster vurderes av personer med solid fjellerfaring. Ved den minste tvil bør geolog kontaktes for å foreta vurderinger og stabilitetsberegninger. - Undertegnede har vært med på prosjekter der bart fjell i utgangspunktet så helt fint ut, uten synlig sprekkemønster. Da det ble sprengt ut for veg i fjellskråningen, raste store fjellmasser ut i fjorden p.g.a. skrå glideflater.

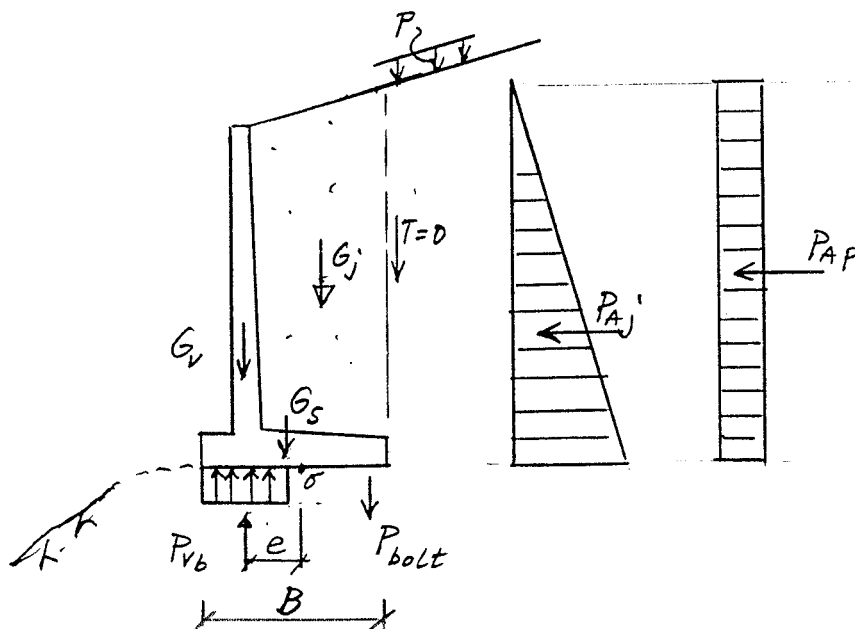
Videre må det kontrolleres etter sprenging at fjellnivå samt fjellhelning UK såle samsvarer med beregningene. Det vil være hensiktsmessig at den som prosjekterer støttemuren, foretar en befaring etter sprenging for å få dette bekreftet.

- Enkelte ganger vil sprengt fjelloverflate være så ujevn at det kan være lønnsomt å utføre en avrettingsstøp før støttemurssåle forskales og armeres.

Endelig minnes om at støttemuren skal forsynes med drenasjeutsparinger like over såle, og det plasseres drenerør i bakkant såle. Slik vil støttemuren kunne dimensjoneres uten vanntrykk når det fylles bak muren med drenerende masser.

3. Statisk system

Følgende statiske system vil normalt være gyldig:



4. Laster på støttemur

Støttemuren vil være påkjent av jordtrykk fra bakfyllmasser og fra nyttelast.

Avhengig av bakfyllmasser, terrenghelning og aktuell nyttelast bestemmes jordtrykk fra kap. 2 og 3 i ref. (1), VEDLEGG.

5. Valg av sålebredde

I Håndbok 100-03: Støttemurer, Vedlegg kap. 3.7.1 - 2 er beregning av overført grunntrykk samt kraft i fjellbolter angitt i detalj og gjentas derfor ikke her. Det understrekes at Statens vegvesen forlanger at konstruksjonen skal være stabil i bruddgrensetilstanden uten bruk av fjellbolter. Dette betyr i praksis at

$$e_{ub} < 0,5 B$$

der e_{ub} er eksentrisiteten for vertikallasten uten bruk av fjellbolter.

Det kontrolleres at overført grunntrykk samt sikkerhet mot glidning under såle er ivaretatt for aktuell fjellkvalitet.

6. Beregning av fjellbolter

Beregning av dimensjon/tetthet samt lengde for fjellbolter er vist i Håndbok 100-03, Vedlegg kap. 4. Her er også angitt når fjellbolter kan sløyfes.

7. Dimensjonering av støttemur

Ut fra beregnet jordtrykk og grunntrykk beregnes snittkrefter i vegg og såle, og betongdimensjoner samt armering bestemmes normalt ut fra dimensjonering i bruddgrensetilstanden og bruksgrensetilstanden. Kun i spesialtilfeller vil det være aktuelt å kontrollere i ulykkesgrensetilstanden eller i utmattingstilstanden.

8. Behandling av fjellbolter

Håndbok 135 : Fjellbolter kap. 3.1 - 3.3 samt Prosesskode 2, prosess 83.71 angir krav til materialer og utførelse ved bruk av fjellbolter. Det er angitt at overflatebehandling kun er nødvendig i meget aggressivt miljø. Aktuell overflatebehandling kan være varmforsinking samt påføring av Rescon L eller tilsv. som avstrøs med tørr og støvfri sand $D = 1 - 2$ mm.



Statens vegvesen
Vegdirektoratet

ARMERT JORD

Generell dimensjonering i henhold til håndbok 016;
Geoteknikk i vegbygging.

Kurs i støttekonstruksjoner.
4 - 5 juni 1997
Rica Hell Hotell

Anne Braaten
Veglaboratoriet

1. Innledning

Ved å armere jord med et materiale som kan ta opp strekkspenninger, f. eks. stål, aluminium, plast, glassfiber osv., kan en oppnå betydelig økning i den totale jordmasses mekaniske styrke samt dens evne og egenskaper til å oppta og fordele krefter og spenninger.

Veglaboratoriet (Geologi- og geoteknikkontoret) har godkjennende myndighet i Statens vegvesen for støttekonstruksjoner i armert jord. Godkjenning skal foretas for støttekonstruksjoner og armert jord skråninger med helning 1:1 og brattere, samt en total høyde av konstruksjonene $H \geq 5$ m. I denne sammenheng vil jeg poengtere at jordnaglingskonstruksjoner også inngår under denne godkjenningsordningen.

Godkjenning av armert konstruksjoner med høyde < 5 m ligger innenfor vegsjefens myndighetsområde. Se også vedlegg 1.

Det er i det følgende gitt en beskrivelse av generell dimensjonering for armert jord/konstruksjoner i henhold til håndbok 016; geoteknikk i vegbygging (ref. 1).

Hovedprinsippet for dimensjoneringen er at konstruksjonens ytre stabilitet skal kontrolleres med hensyn på:

- ✓ **glidning / på underlaget**
- ✓ **bæreevne**
- ✓ **totalstabilitet**

Sikkerhet mot velting regnes ivaretatt i og med kontrollen av bæreevnen.

Konstruksjonens indre stabilitet skal kontrolleres med hensyn på:

- ✓ **strekkebrudd i armeringen**
- ✓ **friksjons / heftbrudd**
- ✓ **jordtrykk mot fronten**

Den første armert jord konstruksjonen, etter metoden slik vi kjenner den i dag, ble bygget i Frankrike i 1968. Det var den franske arkitekten og ingeniøren Henri Vidal sitt arbeid som ga startskuddet til utviklingen av metoden.

I USA ble de første armert jord konstruksjonene bygget på begynnelsen av 1970 - tallet. Siden er det bygget over 20 000 konstruksjoner. Det er rapportert at 90 % av alle brudd som har forekommet skyldes for dårlig ytre stabilitet.

Vi har også sett den samme tendensen i forbindelse med de sakene som har vært til godkjenning ved Veglaboratoriet. Der det har vært merknader som har ført til endring av dimensjoner har det hovedsakelig vært på grunn av for dårlig totalstabilitet.

2. Dimensjonering

2.1 Karakteristisk materialstyrke og materialkoeffisienter

Karakteristisk materialstyrke for geotekstiler (f_k) vurderes ut i fra armeringens korttids strekkstyrke (f_b). Korttids strekkstyrke bestemmes i henhold til "BS 6906 - Part 1" (ref.3), standarden beskriver en prøvemethode for bestemmelse av korttids strekkstyrke egenskaper for geotekstiler og lignende produkter. Dette inkluderer geonett, vevde tekstilduker, vanlige fiberduker, spesialduker og kombinerte produkter. I permanente konstruksjoner må det også tas hensyn til kryp.

Dersom det er utført godt dokumenterte krypforsøk, kan karakteristisk langtidsstyrke, f_k , velges på basis av disse. Dersom det ikke foreligger dokumentasjon på slike forsøk bestemmes karakteristisk langtidsstyrke, f_k , ved å multiplisere korttids strekkstyrke, f_b , ved brudd med en reduksjonsfaktor, k , avhengig av polymertype i armeringen, dvs.

$$f_k = k \cdot f_b$$

Gjeldende k -verdier er vist i tabellen under:

POLYMERTYPE	REDUKSJONSFAKTOR (k)
Polyester	0,40
Polypropylen	0,20
Polyamid	0,35
Polyetylen	0,20

Ved bestemmelse av materialkoeffisienter for armert jord konstruksjoner skilles det mellom materialkoeffisienter for å ivareta konstruksjonens generelle sikkerhetsnivå og materialkoeffisienter som skal fange opp spesielle forhold for armert jord konstruksjoner. Generelt sikkerhetsnivå, γ_{m1} , bestemmes ut i fra tabell 0.2 i håndbok 016. Tabellen er også gjengitt under:

SKADE KONSEKVENS	BRUDDMEKANISME		
	SEIGT (<i>dilatant</i>)	NØYTRALT	SPRØTT (<i>kontraktant</i>)
<i>Mindre alvorlig</i>	1,2	1,3	1,4
<i>Alvorlig</i>	1,3	1,4	1,5
<i>Meget alvorlig</i>	1,4	1,5	1,6

Ved bestemmelse av materialkoeffisienter som skal fange opp spesielle forhold for armert jord (gjelder spesielt ploymerbaserte armeringsmaterialer) har vi:

Materialkoeffisient for holdbarhet, γ_{m2} ,

$$\gamma_{m2} = 1,1$$

Materialkoeffisient for skader i anleggstiden, γ_{m3} ,

Denne er avhengig av jordart og settes til :

$\gamma_{m3} = 1,1$ for leire og silt (*vanligvis uaktuell pga. kravet til drenerende masser*)

$\gamma_{m3} = 1,2$ for sand

$\gamma_{m3} = 1,3$ for naturlig grus

$\gamma_{m3} = 1,4$ for knust grus

$\gamma_{m3} = 1,5$ for sprengstein

Samlet materialfaktor bestemmes da ut i fra:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

Vi har nå grunnlag for å bestemme armeringens dimensjonerende materialstyrke, f_d , som beregnes av formelen:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

Videre må en bestemme reduksjonsfaktoren, α , som angir hvor stor del av materialfriksjonen i fyllmassene som kan legges til grunn ved beregning av mobiliserbar strekkraft i armeringen. Reduksjonsfaktoren avhenger av fyllmassene og av armeringsmaterialet.

Mobiliserbar skjærspenning (τ) langs armeringen kan bestemmes av enten:

$$\tau = \alpha \cdot s_u \quad (\text{vanligvis uaktuell pga. kravet til drenerende masser})$$

eller

$$\tau = \alpha \cdot (a + \sigma') \cdot \tan \varphi$$

der: s_u = udrenert skjærstyrke
 a = attraksjon
 σ' = effektiv normalspenning
 φ = friksjonsvinkel
 α = reduksjonsfaktor

En benytter vanligvis α - verdiene som er vist i tabellen på neste side. Dersom det foreligger forsøk som kan dokumentere høyere α - verdi kan denne benyttes.

Jordart →	Leire og silt	Sand	Naturlig grus	Knust grus	Sprengstein
Armerings- type					
Nett	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0
Duk	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8

En bør unngå å benytte fyllmasser med d_{50} større enn $1,5 \times$ minste maskestørrelse for nettet. Eventuelt kan en under slike forhold utføre avstrøing av nettet.

2.2 Dimensjonering av støttestruksjoner

Beregningsgangen for dimensjonering av en støttestruksjon er i her i korthet vist.

- Bestemmer belastningene (karakteristisk og dimensjonerende) som konstruksjonen er utsatt for. Aktuelle belastninger er; vekt av jord, nyttelast (trafikklast) og horisontallast (bremsekraft og påkjørselskraft). Lastkoeffisienter i bruddgrensetilstand (dimensjonerende last) er:

Vekt av jord: $\gamma_f = 1,0$

Nyttelast: $\gamma_f = 1,3$

Horisontallast: $\gamma_f = 1,3$

- Bestemmer karakteristisk og dimensjonerende og mobiliserbar materialstyrke for jordmaterialene, dvs. for naturlig undergrunn samt for fyllingsmaterialer.

For bestemmelse av dimensjonerende materialstyrke velges γ_m som tidligere vist i avsnitt 2.1 (etter tabell 0.2 i håndbok 016).

Ved beregning av jordtrykk skal både dimensjonerende materialstyrke og mobiliserbar materialstyrke beregnes. Laveste verdier brukes.

- Dimensjonerende materialstyrke for armeringsmaterialet bestemmes som beskrevet i avsnitt 2.1.
- Bestemmer jordtrykk mot fronten som følger.

Bestemmer jordtrykksfaktor korrigert for hellende front:

$$K_{A,korr.} = K_{\delta} \cdot K_A$$

$$K_{\delta} = \left[\frac{\sin(\beta_1 - \rho)}{\cos \rho} \right]^2$$

Se også kapittel 5.3.3 i håndbok 016.

Jordtrykk fra nyttelast beregnes ut i fra:

$$P_{A1} = K_{A,korr.} \cdot q \cdot H$$

Jordtrykk fra tyngden av jorda beregnes ut i fra:

$$P_{A2} = K_{A,korr.} \cdot \gamma \cdot \frac{H^2}{2}$$

5) Det gjøres et overslag på nødvendig lengde av armeringen; enten etter formelen:

$$L = H \cdot [\tan(\alpha_f + \delta) - \tan \delta] + 1,0$$

der δ er helning på fronten og α_f er helning på teoretisk bruddflate og beregnes etter formelen:

$$\alpha_f = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\tan \beta}{\tan \rho} \right) \cdot (90 - \rho - \delta)$$

der β er helning på terrenget bak fronten, ρ er mobilisert friksjonsvinkel og δ er helning på fronten.

Alternativt kan et overslag gjøres etter tabellen under som viser minste verdi for forholdet mellom armerings lengde L og høyden på den armerte konstruksjonen H , dvs. L/H . β er helning på fronten, φ er jordas friksjonsvinkel og r_u er ruheten.

	β				β				β			
	30°	40°	50°	60°	30°	40°	50°	60°	30°	40°	50°	60°
$\varphi = 20^\circ$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,95	1,90	1,80	1,70	3,10	3,05	2,95	1,90
$\varphi = 30^\circ$	0,60	0,65	0,75	0,70	1,25	1,20	1,15	1,10	1,95	1,90	1,80	1,70
$\varphi = 40^\circ$	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,70	0,75	0,75	1,40	1,35	1,30	1,25
	$r_u = 0$				$r_u = 0,25$				$r_u = 0,5$			

6) Konstruksjonen kontrolleres med hensyn på glidning.

Beregner først midlere horisontallast etter:

$$\bar{\tau}_h = \frac{P_h}{L}$$

deretter beregnes midlere vertikallast etter:

$$\bar{q}_v = \gamma \cdot H$$

Glidning ved nederste armeringslag, der kravet er $r_b \leq 0,9$ for grus, beregnes etter:

$$r_b = \frac{\bar{\tau}_h}{\bar{q}_v \cdot \alpha \cdot \tan \rho} \quad \text{tan} \rho \text{ for grus}$$

der α er reduksjonsfaktoren som angir hvor stor del av materialfriksjonen i fyllmassene som kan benyttes i beregningen.

Glidning mot naturlig grunn, der kravet er; $r_b \leq 0,8$ for leire, beregnes etter:

$$r_b = \frac{\bar{\tau}_h}{(\bar{q}_v + a) \cdot \tan \rho} \quad \text{tan} \rho \text{ for leire}$$

- 7) Det utføres kontroll for å verifisere tilstrekkelig bæreevne.

En beregner først midlere vertikalt grunntrykk (q_v) over effektiv bredde B_0 .

Jordas bæreevne bestemmes deretter etter formelen:

$$\sigma_v + a = N_q(p' + a) + \frac{1}{2} \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0$$

Kravet er: $\sigma_v \geq q_v$

Husk eventuelt å ta med reduksjon for hellende terreng foran foten.

- 8) Totalstabiliteten kontrolleres ved hjelp av en vanlig anerkjent metode, som f.eks. sirkulærsylindriske glidesnitt (STAB2B) eller sammensatte glidesnitt (ESAU, GPS, JAKOBINE). Glidesnittet legges bak og under det armerte legemet. Husk på at en eventuell utgraving for å etablere den armerte konstruksjonen også skal kontrolleres.
- 9) Indre stabilitet kontrolleres. Ved dimensjonering / kontroll av armeringen skal også jordtrykk fra nyttelast medtas, dessuten horisontallasten. Beregner da samlet last på alle armeringslag etter formelen:

$$P_h = K_{A,korr} \left(\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + q \cdot H \right) + Q_h$$

Gjør deretter et overslag for å bestemme minimum antall armeringslag etter følgende:

$$n = \frac{P_h}{f_d}$$

der: n = antall armeringslag
 P_h = samlet last på armeringen
 f_d = armeringens dimensjonerende materialstyrke

- 10) Fordelingen av armeringen kontrolleres for å sikre at ingen av armeringslagene er utsatt for laster som overskrider armeringens dimensjonerende strekkstyrke. Til slutt beregnes nødvendig armeringslengde for å se om overslaget som er gjort tidligere har gitt tilstrekkelig lengde.

Nødvendig lengde av armeringen kontrolleres ved først å beregne helning på teoretisk bruddflate:

$$\alpha_f = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\tan \beta}{\tan \rho} \right) \cdot (90 - \rho - \delta)$$

der: α_f = helning på teoretisk bruddflate
 β = helning på terrenget bak fronten
 ρ = mobilisert friksjonsvinkel
 δ = helning på fronten

OBS! Det er feil i denne formelen på side 515 i håndbok 016. For beregning av helning av teoretisk bruddflate (α_f) står det i formelen .. (90 - ρ - β) mens det skal være (90 - ρ - δ), videre står det for utfylte verdier (90 - 20 - 10) mens det skal være (90 - 28 - 10).

Bredden av jordkilen beregnes deretter etter følgende formel:

$$L_1 = (H - h) \cdot [\tan(\alpha_f + \delta) - \tan \delta]$$

Der L_1 er bredden av jordkilen og h er høyden fra toppen av konstruksjonen og ned til det aktuelle laget som beregnes.

Forankringslengden beregnes etter:

$$L_f = \frac{P_h}{2 \cdot \alpha \cdot \tan \rho \cdot (\gamma \cdot h + q)}$$

Andelen av jordtrykket som skal tas av dette armeringslaget.

der: L_f = forankringslengden av det aktuelle laget som beregnes
 α = reduksjonsfaktor for friksjon NB! må ikke forveksles med α_f
 q = nyttelast

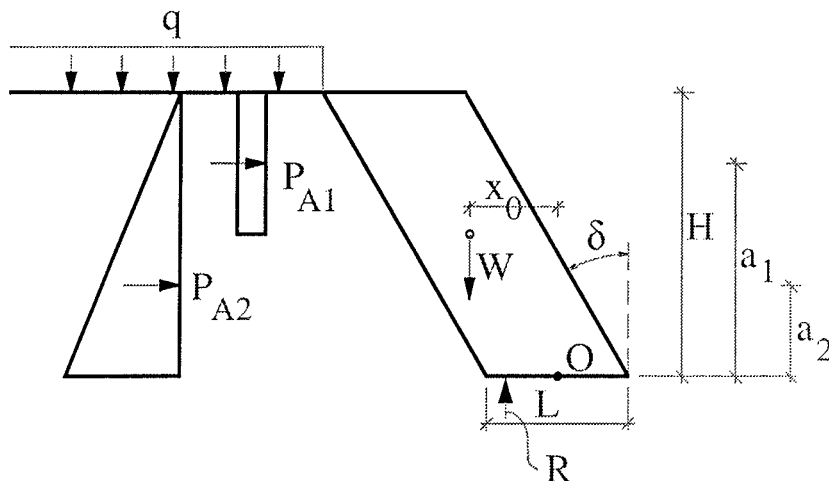
L_f skal ikke være mindre enn 1,0 m.

Nødvendig armeringslengde blir da:

$$L = L_1 + L_f$$

2.3 Kontroll av bæreevne for konstruksjoner med “slak” fronthelning

Med “slake” fronter menes i denne sammenheng f.eks. vegetasjonsfronter med 60° helning. Dersom bæreevnen kontrolleres som beskrevet i håndbok 016 vil en oppdage at effektiv bredde B_0 vil bli liten. En liten B_0 fører igjen til at beregnet bæreevne er liten. Se eksempel på dette under. Antar i eksempelet en armert konstruksjon med 60° front og følgende parametre / dimensjoner (se også figuren under):



γ	= 19 kN/m ³
H	= 10 m
L	= 5 m
δ	= 30°
P_{A1}	= 16 kN/m ²
a_1	= 7,5 m
P_{A2}	= 116,9 kN/m ²
a_2	= 3,3 m
Q_h	= 7 kN/m ²
a_3	= $H = 10$ m

- 1) Beregner først vekt av jordlegemet etter formelen:

$$W = \gamma \cdot H \cdot L$$

$$W = (19 \cdot 10 \cdot 5) \text{ kN} = 950 \text{ kN}$$

- 2) Deretter beregnes eksentrisiteten etter:

$$x_0 = \frac{H}{2} \cdot \tan \delta$$

$$x_0 = \left(\frac{10}{2} \cdot \tan 30^{\circ} \right) \text{ m} = 2,89 \text{ m}$$

- 3) Vertikal likevekt gir at:

$$R = W = 950kN$$

- 4) Regner momentlikevekt om et valgt punkt. Regner her momentlikevekt om et punkt O midt på nederste armeringslag se figuren over:

$$R \cdot \Delta B + P_{A1} \cdot a_1 + P_{A2} \cdot a_2 + Q_h \cdot a_3 = W \cdot x_0$$

$$\begin{aligned} \Delta B &= \frac{W \cdot x_0 - P_{A1} \cdot a_1 - P_{A2} \cdot a_2 - Q_h \cdot a_3}{R} \\ &= \frac{950 \cdot 2,89 - 16 \cdot 7,5 - 116,9 \cdot 3,3 - 7 \cdot 10}{950} = 2,28m \end{aligned}$$

- 5) Nyttig bredde blir da:

$$B_0 = L - 2 \cdot \Delta B = 5m - 2 \cdot 2,28m = 0,44m$$

Med en nyttig bredde av denne størrelsesorden vil en få store problemer med beregnet bæreevne. Dette er en alt for ugunstig vurdering på grunn av at med en helning på 60^0 , vil R virke langt bak punkt O. Det betyr at noe av vertikallasten må bli overført til grunnen bakenfor armert sone. Bæreevnen må for slike tilfeller derfor vurderes på annen måte. I praksis vil dette si at det utføres en totalstabilitetsanalyse med et anerkjent beregningsprogram.

Vi kjenner også til at dette har blitt løst ved at en har beregnet B_0 overslagsmessig etter $B_0 = \frac{2}{3}B$, og at det bæreevnen videre ble vurdert på vanlig måte. I dette tilfellet var dette en forsiktig antagelse, og sikkerheten mot bæreevnebrudd var etter vår mening ivaretatt i tilstrekkelig grad. Dette må imidlertid vurderes i hvert enkelt tilfelle.

2.4 ARMOD - Beregningsprogram for armert jord

Armod er et beregningsprogram som kontrollerer ytre og indre stabilitet for støttekonstruksjoner av armert jord. Alle nødvendige jordtrykkskoeffisienter og bæreevnefaktorer blir beregnet av programmet. Beregningsgangen følger den samme som er beskrevet under punkt 2.2 (dvs. etter punkt 16.9 i håndbok 016).

Programmet ble i sin tid utviklet av Veglaboratoriet og opprinnelig ble regnerarket NotisCalc benyttet. Senere er programmet modifisert og kan nå benyttes sammen med regnearket EXCEL.

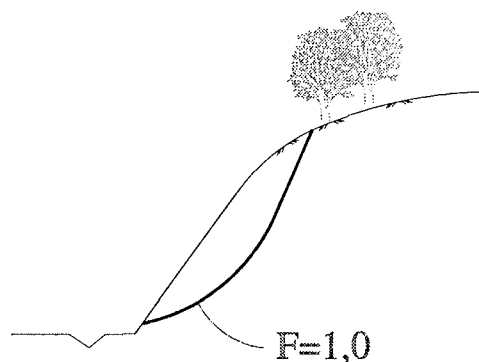
Bruerveiledningen for programmet finner en i Veglaboratoriets internrapport nr. 1594 av februar 1993. Rapporten gjennomgår teorigrunnet og inngangsparametrene som er benyttet i programmet. Gyldighetsområdet for programmet er videre også diskutert i rapporten. Bæreevnebetragtningen forutsetter en relativt bratt vegg. Som beskrevet også under punkt 2.3

Dersom det skal benyttes andre beregningsprogrammer bør en kontrollere at det teoretiske grunnlaget er godt dokumentert og at sikkerhetsprinsippene som er benyttet er i samsvar med norske retningslinjer.

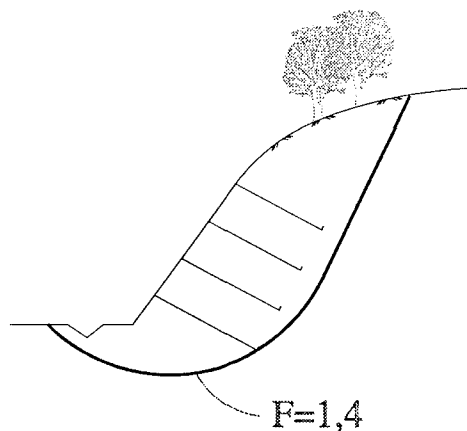
2.5 Jordnaglingskonstruksjoner

Det er i det følgende vist en enkel metode for dimensjonering av jordnaglingskonstruksjoner.

- 1) Dimensjonerende styrkeparametre for jorda, grunnvannstand osv. bestemmes.
- 2) Det utføres stabilitetsberegning for usikret skråning, (mest kritisk sirkel bestemmes).



- 3) Nødvendig lengde av naglene bestemmes ved å kontrollere hvor langt bakover glidesnittet må for å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsfaktor. NB! det må senere kontrolleres om denne lengden er tilstrekkelig med hensyn på forankringskapasitet.



- 4) Naglenes forankringskapasitet beregnes ut i fra følgende formel:

$$\tau = (a + p') \cdot \tan \varphi \cdot \mu$$

$$F = \tau \cdot \pi \cdot D \cdot L_F$$

Der:

a = attraksjon

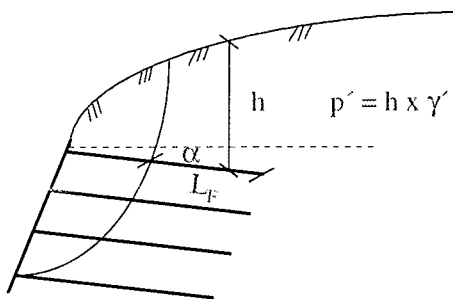
p' = midlere overlagingstrykk over naglen

μ = friksjonskoeffisient

D = diameteren på borekronen (evt. diameter på foringsrør)

L_F = lengden av naglen bak kritisk sirkel

Se også figuren under for forklaring av symbolene.



- 5) Horisontalkraft (stabiliserende kraft i stabilitetsberegningen) beregnes ut fra:

$$Q_h = \frac{F}{cc} \cdot \cos \alpha$$

Der:

cc = senteravstand mellom naglene

α = naglenes helning med horisontalen

- 6) Når forankringskapasitet / max. horisontalkraft er beregnet for alle stageradene, settes verdiene av Q_h inn i stabilitetsberegningen for mest kritisk sirkel. Dersom oppnådd sikkerhetsfaktor da er tilfredsstillende er tidligere bestemt staglengde ok.
- 7) Dimensjonerende strekkapasitet i naglene bestemmes ut i fra følgende:

$$S_d = \frac{Q_h \cdot cc}{\cos \alpha} \cdot \gamma_m = F \cdot \gamma_m$$

Der:

- S_d = dimensjonerende strekkapasitet
 γ_m = materialkoeffisient
 cc = senteravstand mellom stagene
 α = stagets helning med horisontalen

- 8) Trykk mot fronten (sprøytebetong) kan beregnes på ulike måter. Det er her vist en metode som er hentet fra Clouterre 1991 (ref.2).

$$p = \frac{S_0}{s_h \cdot s_v}$$

$$S_0 = \left(0,5 + \frac{s - 0,5}{5} \right) \cdot S_d \quad \text{når } 1 \leq s \leq 3 \text{ m}$$

$$S_0 = 0,6 \cdot S_d \quad \text{når } s \leq 1 \text{ m}$$

$$S_0 = 1 \cdot S_d \quad \text{når } s \geq 3 \text{ m}$$

der:

- p = trykk mot fronten i kN/m²
 S_d = dimensjonerende strekkapasitet
 s_h = horisontal avstand mellom naglene
 s_v = vertikal avstand mellom naglene
 s = den største verdien av s_h og s_v

Dimensjoneringen av selve jordnaglingsmuren er nå fullført idet en har bestemt nødvendig lengde av naglene, dimensjonerende strekkapasitet av naglene samt trykk mot fronten. I forbindelse med videre detaljering av muren må en i tillegg også dimensjonere fronten, dvs. tykkelse av sprøytebetong, nødvendig armering, naglehode, frontkledning, osv.

Det er vanlig å prøvetrekke et utvalg av de installerte naglene for å verifisere forankringskapasiteten.

3. Krav til jordmaterialet

Jordnaglingskonstruksjoner anbefales vanligvis ikke som løsning der grunnforholdene hovedsakelig består av leire og/eller fuktig silt. Dersom skråningen som skal nagles består av telefarlige masser må det legges inn drens- og isolasjonsplater bak fronten. En bør videre vurdere muligheten for at det kan bygges opp poretrykk bak en tett front av f.eks. sprøytebetong. Det må vises beregningsmessig at kapasitet av naglene, kapasitet av frontkledningen samt totalstabiliteten har en tilfredsstillende sikkerhet forutsatt oppbygging av et visst poretrykk over tid.

For andre støttekonstruksjoner, herunder armert jord konstruksjoner, skal det normalt benyttes T1-materialer innenfor fryseseonen. Alternativt skal det benyttes frostisolasjon. For permanente støttekonstruksjoner skal de armerte massene ha en gjennomgang på maks. 8% < 75µm, samt at drenering skal utføres i henhold til vegnormalene. Videre skal den interne friksjonsvinkelen av massene være $\geq 33^{\circ}$ dersom ikke annet er avtalt.

For bratte armert jord skråninger med vegetasjonsfront er det ikke særlig heldig å legge inn isolasjonsplater. I henhold til håndbok 016 kan spesielle avtaler treffes om bruk av telefarlige masser. Dette kan f.eks. løses ved at det legges inn drenerende lag av masser som overholder kravene. Det skal da påvises beregningsmessig at stabiliteten er i orden med de poretrykk som kan bygges opp, samt at frontpanelet ikke skades av de frostrykk som kan oppstå.

I Lillehammer (Mesnadalsarmen) ble det i 1993 bygget en 13 m høy armert skråning med 60° helning og vegetasjonsfront. de stedlige massene overholdt ikke kravene som er stilt i håndbok 016. Dette ble løst ved at det ble lagt inn ca. 20 cm tykke drenerende lag for hver 1,5m. De drenerende lagene hadde forbindelse i bakkant.

4. Utvalg for armert jord

Utvalg for armert jord ble opprettet i 1987. Formålet til utvalget var å overvåke og stimulere fagfeltet, samt å utarbeide oversikter, regler, retningslinjer og normer.

Formål:

1. Overvåke fagfeltet armert jord

- * følge med i litteratur
- * delta i konferanser og møter
- * delta i foreninger
- * holde kontakt med leverandører og produsenter
- * utarbeide oversikt over utførte arbeider, arbeider som er under utførelse og arbeider som planlegges igangsatt
- * foreta reiser og befaringer

2. Stimulere fagfeltet armert jord

- * informere med foredrag, artikler og rundskriv
- * stimulere studiet ved NTH, Universitetet i Oslo, Ingeniørhøgskolene
- * diplom- og hovedoppgaver, stipend, doktorander
- * stimulere til betalt forskning ved f.eks SINTEF, NGI og i utlandet

3. Utarbeide oversikter

- * utarbeide fortegnelse over aktuelle leverandører og materialer
- * utarbeide referanseliste over hvor materialer er blitt benyttet

4. Utarbeide regler, retningslinjer og normer

- * samle data om materialer og prøvedata og prøvemeter
- * vurdere sikkerhetskrav
- * vurdere og tilgjengeliggjøre EDB-programmer
- * utarbeide visse rammer for bruk
- * på lengre sikt utarbeide konkrete normer og retningslinjer

Utvalget ble på grunn av liten respons fra byggherrer og leverandører oppløst i januar 1996. Det ble da foreslått at virksomheten skulle videreføres ved at byggherren overtar fagfeltet. Utvalget hadde når det ble oppløst utarbeidet 14 rapporter. Rapportene kan så lenge det er restopplag igjen fåes ved henvendelse til Veglaboratoriet / Geologi- og geoteknikkontoret (kontaktperson er Tor Helge Johansen, tlf: 22 07 39 49).

Rapporter fra Utvalget for Armert Jord. (UAJ)

- Nr.1 Forelesningsreferater fra "Seminar om armert jord" som ble avholdt i Oslo den 8.12.1987 i Vegdirektoratets regi.
- Nr.2 Krav og retningslinjer for prosjektering og utførelse av støttekonstruksjoner i armert jord. (juni 1988)
- Nr.3 Prosjektbeskrivelser (august 1988)
- Nr.4 Produktoversikt. 3 utgave (september 1992)
- Nr.5 Seminar om armert jord, Narvik 6 september 1988. I samarbeide med Forsvaret og Narvik ingeniørhøyskole. (november 1988)
- Nr. 6 Krav og retningslinjer for prosjektering og utførelse av armert jord i vegger og fyllinger. (juni 1989)
- Nr.7 Geotekstiler til jordarmering. Retningslinjer for prøving av kortids strekkstyrkeegenskaper. (juli 1989)
- Nr.8 Veiledning for valg av karakteristisk styrke og materialkoeffisienter ved bruk av "Geosynteter" i permanente konstruksjoner av armert jord. (januar 1990)
- Nr. 9 Begrepsliste - Armert jord. (januar 1990)
- Nr.10 Opplegg for kvalitetssikring ved beregning av konstruksjoner av armert jord. (mars 1990)
- Nr.11 Produktoversikt - erosjonssikring. 1 utgave. (mars 1993)
- Nr.12 Fullskalaforsøk i Berger grustak. Sammenstilling av publiserte artikler. (mars 1993)
- Nr.13 Armert jord. Definisjoner og symboler. (mars 1993)

Nr.14 Veiledning for utarbeidelse av anbudsgrunnlag for utførelse av støttekonstruksjoner i armert jord.

5. Referanser

- (1) GEOTEKNIKK I VEGBYGGING. 2 utgave. Håndbok 016, Statens vegvesen Veglaboratoriet.
- (2) RECOMMANDATIONS CLOUTERRE 1991. Soil nailing Recommendations. Report No. FHWA-SA-93-026. English Translation Published by: Federal Highway Administration, 400 Seventh Street, m SW., Washington, D.C.20590
- (3) BRITISH STANDARD METHODS OF TEST FOR GEOTEXTILES. Part 1. determination of the tensile properties using a wide width strip. BS 6906: Part 1: 1987, British Standards Institution.

Armert jord

Dimensjonering etter

016

- **Ytre stabilitet**
- **Indre stabilitet**
- **Frontkledning**



Hovedprinsipp i 016

- **Coherent gravity**
(stålarmering)
- **Tie back wedge**
(plastmaterialer)

Komplisert samvirke -

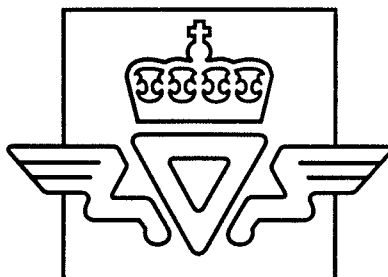
**må velge tilnærmet metode
med akseptabel nøyaktighet
og håndterlig beregningsgang**



Tie back wedge

- **Fronten roterer om tåpunktet**
- **Bruddplanet er rettlinjet**
- **Aktiv spenningstilstand i hele konstruksjonens høyde**
- **Bruddplanet deler konstruksjonen i en aktiv kile og en forankrings-
sone**





Statens vegvesen

Valg og dimensjonering av ulike frontløsninger for armert jord støttekonstruksjoner

Roald Aabø
Vegdirektoratet
Veglaboratoriet

Innledning

Frontpaneler for armert jord konstruksjoner kan variere fra tungt, arkitektonisk utformet betongpanel som kan passe i tettstrøk, til "lefsekonstruksjoner" der armeringsnettet / duken bare er brettet over jordlaget den holder og ført tilbake i konstruksjonen. Krav til utseende, fleksibilitet og holdbarhet er avgjørende her.

Generelt er det viktig å huske på at på setningsgivende grunn bør det velges løsninger som ikke skader panelene. For "lefsekonstruksjonene" skal man vurdere evt. strålingsskade av nett og fare for gressbrann.

Tradisjonelt har støttemurer av armert jord blitt bygget med følgende systemer og kledning.

- Armert jord med front av blokkmur
- armert jord med stålstrips og betongpaneler
- armert jord med innstøpt geonett i store betongpaneler

I dag ser trenden ut til å gå i retning av armert jord konstruksjoner med blokkfront eller bratte skråninger med grønn front i den grad dette er praktisk mulig å få til. Foredraget er derfor i hovedsak rettet mot denne typen konstruksjoner.

Det finnes en rekke forskjellige prinsipløsninger som likevel i hovedsak kan deles i 2 kategorier:

- oppbrettsløsning hvor det benyttes armeringsnett som brettes opp og tilbake i fyllingen
- Separat front (selvstendig konstruksjon i fronten)

Frontløsninger

Armert jord med front av blokkmur

I Norge ble denne konstruksjonstypen første gangen brukt i Oppland i 1983. Det er siden bygd en rekke tilsvarende konstruksjoner flere steder i Norge.

I den første konstruksjonen ble det benyttet Trønderblokker innfestet i geonett som armeringsduk. De senere årene har det også blitt benyttet vevde duker.

Det er også benyttet en rekke andre betongblokker (inkludert fargede blokker) de senere år slik som Blakerstein, Elverumblokk, Skarpnesblokk og Skudenesblokk.

Erfaringene med de armerte blokkmurene har vært gode. De er enkle å bygge og har kort byggetid og er estetisk velykkede.

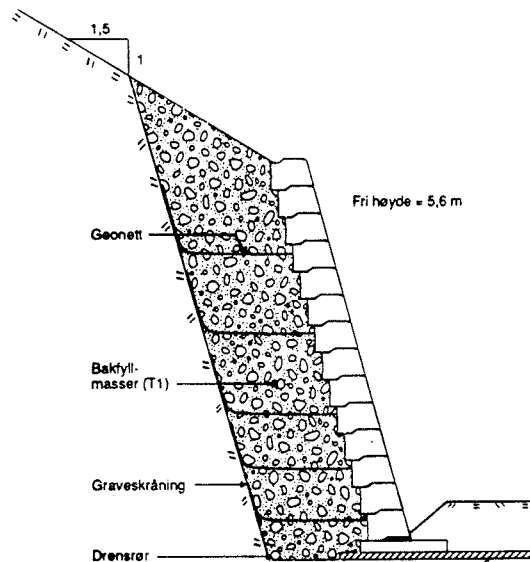


Fig 1 Front av blokkmur

Armert jord med stålstrips og betongpaneler

På slutten av 80 tallet ble det bygd en rekke av denne typen med vertikal støttemurshøyde på inntil 12 m. Metoden (panelene) var patenterte og har vist seg å være relativt dyre i konkurranse med andre alternativer og har derfor vært lite brukt de senere årene.

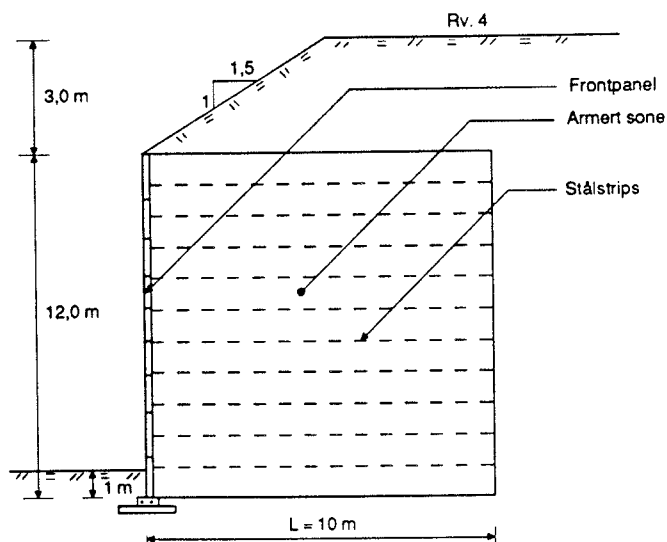


Fig 2 Front av betongpaneler

Armert jord med innstøpt geonett i store betongpaneler

Denne metoden har vært brukt på prosjekter bl.a på omkjøringsveien Trondheim. Det er vist et eksempel på innfesting av betongpanel i fig 3

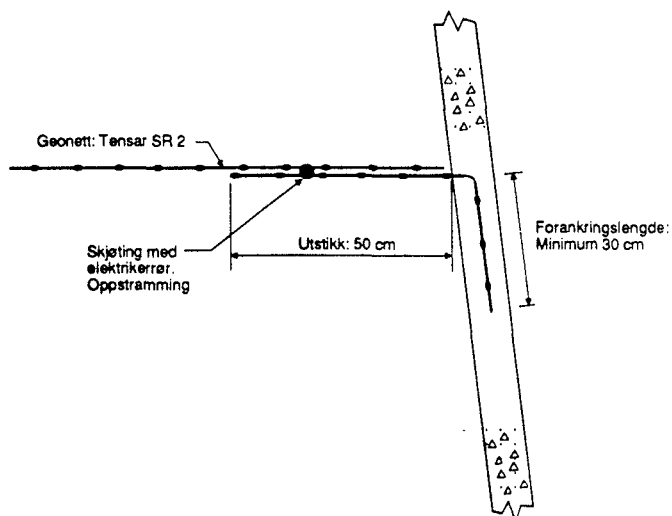
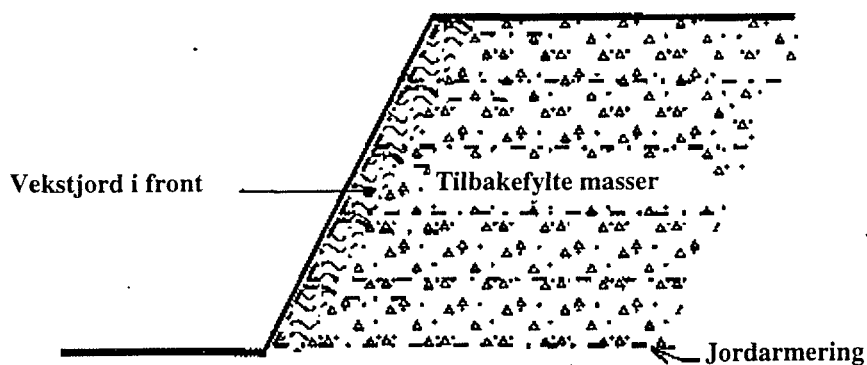


Fig 3 Innstøpt geonett i paneler

Oppbrettsløsninger

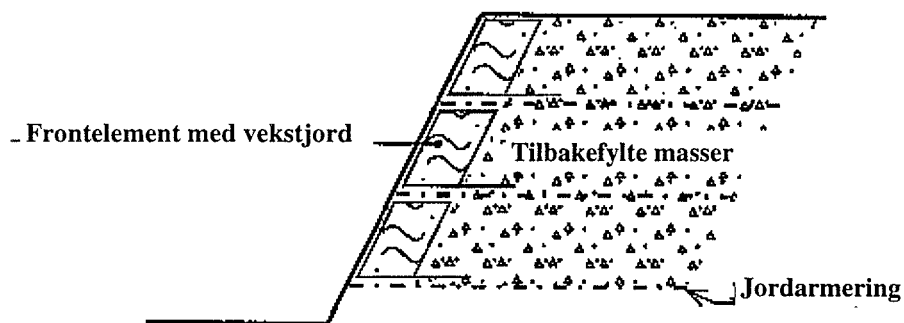
Det benyttes et armeringsnett som hovedarmering. Det legges lagvis og brettes vanligvis tilbake i konstruksjonen 0,5 - 1 m. Bak armeringen legges et skikt med vekstjord som grobunn for rotdannelse, evt kan det benyttes vekstmatter bak armeringen. Vegetasjonen vokser gjennom åpningene i hovedarmeringsnettet. Armeringen vil med en slik løsning ligge åpen i fronten inntil vegetasjon "forhåpentligvis" har festet seg. Det må derfor tas hensyn til UV stråling, gressbrann, hærverk eller påkjørsler. Skader av denne typen vil ikke representere noen fare for totalstabiliteten av konstruksjonen. Det er derfor kun et spørsmål om lokale reparasjoner i slike tilfeller.



Figur 4. Armert jord med oppbrettsløsning (A. Watn 1996)

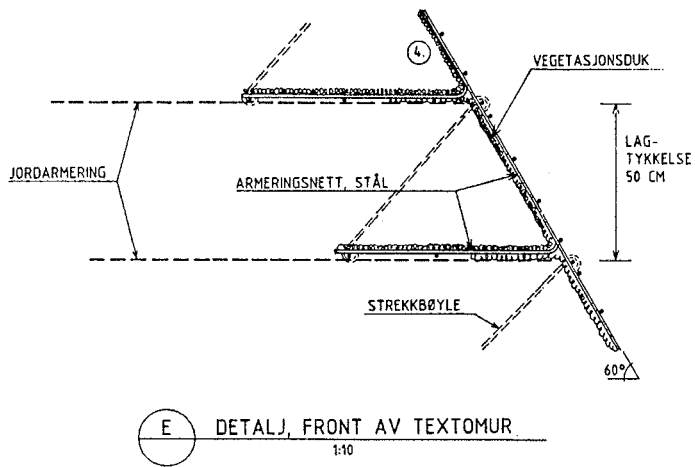
Separate frontløsninger

En rekke løsninger med separate frontløsninger er utviklet. Vanligst har vært å benytte et brettet stålnett (galvanisert) i fronten som forskaling. Bak stålnettet legges det så evt. et lag med vekstjord eller en vekstmatte. Utenpå stålnettet legges en vegetasjonsduk som fungerer som erosjonsbeskyttelse og underlag for gressblanding. Vegetasjon etableres ved å sprøyte på en blanding av gressfrø og gjødsel (Hydroseed). Denne typen løsning vil ofte være meget prisgunstig dersom den kan etableres med lokale masser. Ved flere tilfeller har det med hell vært brukt T2 og T3 masser. Det er vist eksempel på løsningen i fig 5.



Figur 5. Armert jord med separat front (A. Watn 1996)

Et eksempel på en detalj av innfestingen for en Textomur er vist i fig.6.



E DETALJ, FRONT AV TEXTOMUR
1:10

Fig 6 Detalj av textomur

Armert jord med gabionløsninger (Terramesh)

2 løsninger som brukes - en løsning med steinfylte gabioner i fronten og en løsning med stålnett og vegetasjon i fronten.

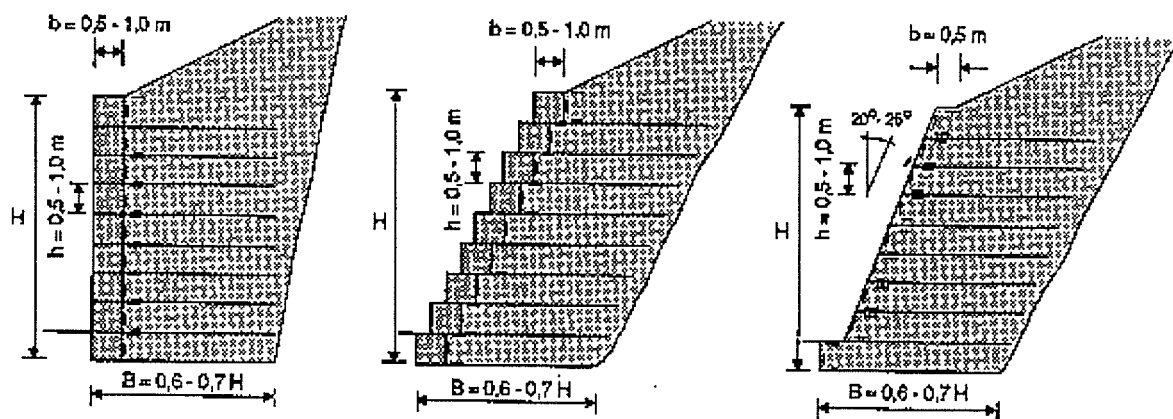


Fig. 7 Gabionløsninger

Texsol

Dette er en metode utviklet ved det franske veglaboratoriet (LCPC) i 1980. Texsol er en blanding av sand og tekstilfiber, der fiberen (2 - 4 kg fiber pr m³ sand) utgjør en armering av sanden. Innblandingen medfører en økning av attraksjonen i sanden slik at den fiberarmerte sanden får strekkstyrke.

Konstruksjonen etableres ved at Texsol blandingen sprøytes med utstyr lignende det som ved sprøytbetong. Vegetasjonen etableres ved hjelp av Hydroseed teknikk. Dette er imidlertid vanskelig siden Texsol krever drenerende masser. Metoden har utenlands og da spesielt Frankrike blitt brukt i en rekke støttemurprosjekter med høyde på opptil 9 m. Metoden har ikke blitt brukt i Norge så langt..

Forskaling

Dersom ikke frontløsningen har tilstrekkelig egenstabilitet må det benyttes en forskaling. Ved begrenset høyde kan det benyttes faste forskalingslemmer til full høyde. En slik løsning vil ofte gi vanskelig tilkomst og arbeidsforhold bak forskalingen. Det kan alternativt benyttes en terrassert løsning med en flyttbar forskaling.

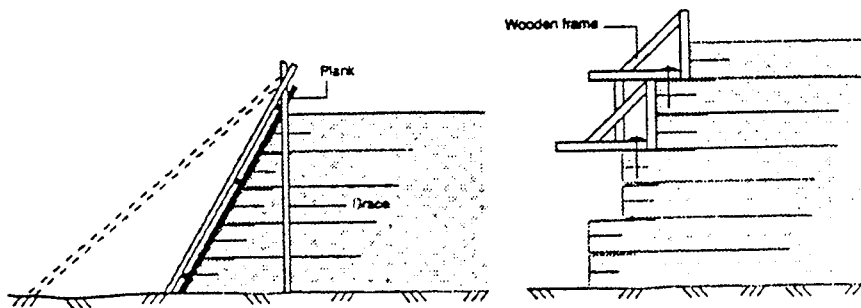


Fig 8. Forskalingsløsninger (Arnstein Watn, 1996)

Det er også utviklet glideforskaling der armering og tilbakefylling blir lagt inn i en stålkasse som blir dratt langs fronten med lagvis oppfylling og komprimering bak forskalingskassen.

Alternativt kan det benyttes løsninger med avstivede stålelementer eller stabling av poser med innfylt vekstjord.

Dimensjonering av frontløsninger

Løsninger med separat front

For å oppnå tilstrekkelig overflatestabilitet må fronten enten være festet til selve hovedarmeringen alternativt må fronten ha tilstrekkelig horisontal utstrekning (avhengig av avstand mellom armeringslagene og type tilbakefylling) bak fronten til at det ikke oppstår utglidning av selve fronten. Det vil som regel være fornuftig å ha forbindelse til hovedarmeringen.

Stålkurven må dimensjoneres slik at den kan ta jordtrykket som oppstår før armeringen er virksom.

Det finnes flere eksempler på at forbindelse til hovedarmeringen er den beste løsningen, På Rv 40 ved Hvitvingfoss raste 2/3 av fronten på en 4,8 m høy armert mur ut. Frontløsningen besto av av armeringsnett K335 med dybde på 35 cm. Jordarmeringen ble brettet opp bak torvputen i henhold til leverandørens anvisning. Jordarmeringen ble lagt med 80 cm avstand mellom lagene og 3,5 m lengde fra front mur. Bakfyllmassene var T1 masser.

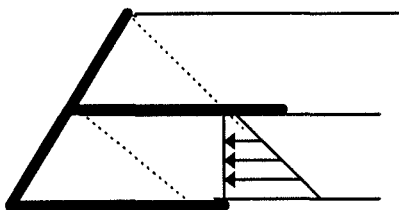
Etter utrasingen sto armert jord delen bra uten synlige deformasjoner. Årsaken til utrasingen av fronten skyldtes kraftig nedbør i området med oppsug av vann og stor vektøkning av torvputene. Dette medførte en stor nedadrettet kraft i fronten, og utrasing pga. liten forankringskraft horisontalt.

På grunn av den korte dybden av stålarmeringen var det ikke friksjon til å holde igjen torvputene. For å unngå at et slikt problem oppsto kunne utformingen av fronten vært utført ved at jordarmeringen (geonett) hadde blitt ført helt fram til stålnettet og brettet rundt torvputa eller økt dybden av stålnettet evt. kombinert med å føre jordarmeringen (geotekstil) fram til stålnettet i fronten uten å brette opp rundt torvputa.

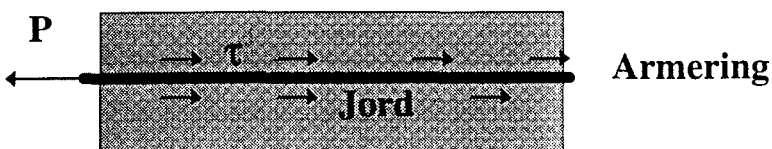
Lefsekonstruksjoner

Må dimensjoneres for jordtrykk mot front mellom armeringslagene. Det skal regnes uttrekkskapasitet av armeringen med et lag oppå.

Generelt må armeringen være lang nok til å forankre det jordlegemet som vil gli ut og den må ligge tett nok til å hindre utglidning mellom armeringslagene.



Stålnettet / frontløsningen må dimensjoneres for jordtrykket som oppstår mellom lagene. Når neste lag er lagt ut må uttrekkskapasiteten kontrolleres av foregående lag..



$$\tau = \sigma_v' * \alpha * \tan\phi / \gamma_m$$

Blokkmurer

En hellende armert blokkmur kan på samme måte som en gabionmur betraktes som en gravitasjonsmur. Armeringen skal da ta opp jordtrykk internt i konstruksjonen. Hovedhensikten med muren vil i tillegg til det estetiske være å danne en hud for skråningen slik at frost, tining, erosjon, vind og vær ikke skal bryte skråningen ned.

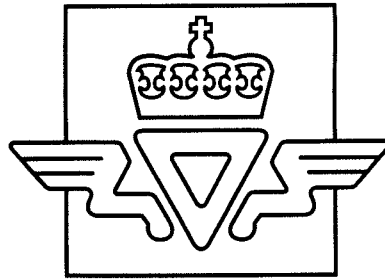
Telefarlighet

Det har i all hovedsak vært benyttet "ikke telefarlige masser" T1 masser i armert jord konstruksjoner i Norge som forutsatt i håndbok 016. Veglaboratoriets oppfatning er at dette fortsatt må være valget.

Imidlertid har det for noen armert jord løsninger med en bratt vegetasjonsfront (gabionkonstruksjoner, lefsekonstruksjoner) blitt gitt aksept for bruk av lokale T2 / T3 masser de senere år i tilfeller hvor T1 masser er vanskelig tilgjengelig.. Dette under forutsetning av et eller flere kapillærbrytende lag for å hindre vann fra å bli trukket opp fra undergrunnen til de telefarlige massene.

Referanser:

EEU kurs Armert jord. NTH 1996
Jan Vaslestad, Publikasjon 69, Veglaboratoriet 1993



Statens vegvesen

EPS - støttekonstruksjoner

Roald Aabø
Vegdirektoratet
Veglaboratoriet

Intern rapport nr. 1864

Bruk av EPS

**Grunnforsterkning - Økonomi og
metoder**

Kursdagene på NTH

Mars 1996

Bruk av EPS Grunnforsterkning - Økonomi og metoder Kursdagene på NTH

Sammendrag

Rapporten beskriver omfang og bruk av ekspandert polystyren i løpet av 25 år i Norge og i utlandet.

I løpet av denne perioden har følgende egenskaper med EPS blitt undersøkt og beskrevet i denne rapporten.

- ▶ Materialeegenskaper
 - Trykkstyrke
 - Vannopptak
 - Bestandighet
 - Friksjonsegenskaper
- ▶ Feltobservasjoner
 - Setninger i grunnen på kort og lang tid.
 - Differansesetninger.
 - Deformasjon av EPS fyllinger/lag avhengig av last.
 - Krypdeformasjoner
- ▶ Spenningsfordeling i en EPS fylling
- ▶ Redusert horisontaltrykk
- ▶ Miljøpåvirkning
- ▶ Bæreevne

I tillegg er det beskrevet en del prosjektseksempler med bruk av EPS

Emneord: *Lette masser, ekspandert polystyren, fyllinger, setninger, stabilitet, bestandighet, trykkstyrke*

Seksjon: *Geologi- og geoteknikkontoret*
Saksbehandler: *Roald Aabøe*
Dato: *Mars 1996*

Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Veglaboratoriet

Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo
Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

BRUK AV EPS

1. INNLEDNING	Side 1
2. OMFANG OG BRUK AV EPS	2
3 MATERIALEGENSKAPER	3
Undersøkelse av materialegenskaper	4
Forskning i utlandet	4
Densitet	
Trykkfasthet	5
Opptak av vann	6
Bestandighet	7
Friksjon	8
Deformasjon	8
Spenningsfordeling	10
Redusert horisontaltrykk	10
Miljøpåvirkning	11
Bæreevne	11
4. PROSJEKTEKSEMPLER	13
E 18 Lysakerkrysset	13
E 6 Vestby Omlegging til 4 feltsveg	14
Rv 610 Sande - Oset Neddykket EPS fylling	15
Rv 181 Eidsvoll	17
Rv 315 Nyveien	18
Arendal Øst- Vest forbindelsen	19
E 18 Nordre Tem bru. Forenklet bruløsning	20
Løkkeberg bru - Midlertidig bru fundamentert på EPS	21
Arendal Øst - Vest Direkte fundamentering	26
5. REFERANSER	27
6. VEILEDNING FOR BRUK AV EPS, BLANKETT 482, 483 OG 484	

Innledning

En rekke forskjellige lette produkter basert på plast har de senere år blitt introdusert for å redusere fyllingsvekt og redusere horisontaltrykket mot tilliggende konstruksjoner.

De fleste av disse materialene kjennetegnes ved at de i hovedsak leveres anlegget som ferdigstøpte blokker. Det materialet som i all hovedsak benyttes både i Norge og i utlandet er ekspandert polystyren (EPS) som med en densitet på 20 kg/m³ eller 1% av vanlig fyllmasse er svært konkurransedyktig. I Norge har EPS vært brukt som lett fyllmasse i 24 år.

I tabellen nedenfor er det vist en grov sammenligning av de mest aktuelle lette materialene som er tilgjengelig internasjonalt. De fleste plastbaserte produktene leveres i blokkformat.

I tillegg er det tatt med en del andre produkter basert på andre råmaterialer som i hovedsak leveres i løs vekt.

Materiale	Leveringsform	Densitet utlagt kg/m ³	Ca kostnad kr/m ³
<u>Plastmaterialer:</u>			
Ekspandert polystyren	Blokker	20 - 100	350 - 400
Ekstrudert polystyren	Blokker *	30 - 100	500 +
Polyuretan	Støpt på stedet	100 - 200	Dyrt
Polypropylen i honeycombform	Blokker	30 - 60	800 - 1200
Polyvinylklorid i honeycombform	Blokker	30 - 60	800 - 1000
Resirkulert plastavfall	Blokker	300 - 600	?
<u>Glass:</u>			
Skummet glass	Blokker	?	Dyrt
<u>Andre materialer:</u>			
Lettklinker	Løs	300 - 1000	ca 200
Oppkuttete bildekk	Løs	700 - 900	100 - 200
Skumbetong	Skummet på stedet	300 - 1000	500 +
Bark	Løs	700 - 1000	
Flyveaske	Løs	1000 - 1600	

* Blokker av XPS består av plater som er buntet sammen

Tab.1 Grov sammenligning av lette fyllmaterialer

Omfang og bruk av EPS

Norge

I Norge har Statens Vegvesen i løpet av nærmere 25 år gjennomført mer enn 300 prosjekter hvor EPS har vært brukt i forbindelse med vegkonstruksjoner. Totalt er det brukt mer enn 400000 m³ i denne perioden. De siste årene har årsforbruket ligget i størrelsesorden 35000 m³. Dette tilsvarer omtrent 10 % av totalproduksjonen av EPS i Norge.

I tillegg har det vært brukt til en viss grad av NSB og i forbindelse med prosjekter i privat regi (vei, kompensert fundamentering for bygg og som et middel til å redusere horisontaltrykket).

Utlandet

Bruk av EPS som lett fyllmasse har også etter hvert fått en stor anvendelse i utlandet.

Veglaboratoriet har i denne sammenheng vært engasjert som konsulenter og rådgivere for franske, nederlandske, irske, japanske, koreanske og malaysiske interessenter. Spesielt i Østen ser det ut til at metoden har et meget stort potensial og dette er noe som norske konsulenter/entreprenører bør være klar over. Med mer enn 30 års erfaring med materialet (frostisolasjon de første årene) her i landet gir dette oss klare fortrinn og burde være svært interessant for norske firmaer.

I Japan er det bygd nærmere 1000 konstruksjoner med EPS over en 7 årsperiode med et totalforbruk på 620.000 m³ med EPS, og et årlig forbruk på mer enn 100.000 m³ i øyeblikket. Det har vært satset store ressurser både i FOU sammenheng og med oppbygging av egen organisasjon EDO (Expanded Polystyrol Development Organization) bestående av et 50 talls entreprenør- og konsulentfirmaer, samt produsenter av EPS.

I fig. 1 er det vist en oversikt over bruksområder og til hvilke formål EPS brukes i Japan basert på jobber utført i 1991/1992. Bortsett fra oppbygging av kunstige parker og baseballarenaer er det lite som skiller Japan fra Norge med hensyn til bruksområder.

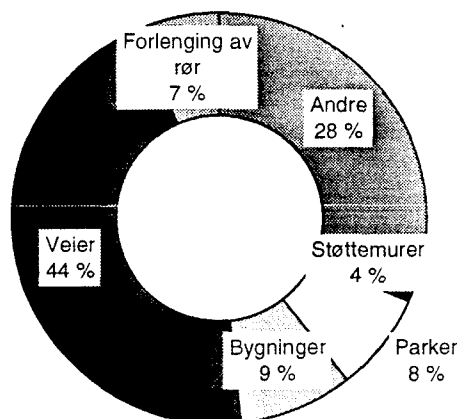


Fig. 1 Japanske bruksområder

Også i England, Nederland, Sverige og Tyskland er metoden nå akseptert på linje med andre metoder og det har blitt utarbeidet retningslinjer for bruken. Canada har brukt til dels store mengder på en rekke forskjellige prosjekter mens det i USA de siste årene også er utført en del jobber. Fra denne siden har det blitt ivret for at EPS skal klassifiseres inn under fagområdet Geosynteter med betegnelsen Geofoam.

Framstilling

Råolje er basis i prosessen som framstiller ekspandert polystyren. Råoljen destilleres til benzen og etylen som reagerer kjemisk med hverandre og danner etylbenzen som igjen dehydrogenereres til styren. Styren er en fargeløs væske som polymeriseres til polystyrenperler som er råstoffet i produksjonen av ekspandert polystyren.

Første ledd i produksjonen er at polystyrenperlene blir forskummet ved høy temperatur ved hjelp av vanndamp og pentangass. Polystyrenperlene blåses opp til 20 - 50 ganger opprinnelig volum og får en lukket struktur. Deretter mellomlagres de forskummede polystyrenperlene i siloer for lufting.

Siste del av prosessen er utstøping av blokker. De forskummede perlene blir utsatt for et trykk av vanndamp som presses inn i vakumformen og får PS kulene til å bli plastiske og klebe seg sammen. På denne måten dannes en sterk forbindelse mellom perlene med stor trykkstyrk og blokken blir tilnærmet homogen og isotrop.

MATERIALEGENSKAPER.

Polystyrenperlene som blir brukt i produksjonen av EPS er i størrelsesorden 0,5 mm i diameter. Når perlene ekspanderes utvides de til kuler med en typisk diameter på 2 - 4 mm. Hver enkelt kule består av et stort antall luftfylte celler og kan lett sees på overflaten av EPS blokkene når de kuttes, selv om de vil virke som en enhetlig blokk.

Mesteparten av materialet i de ferdige EPS blokkene er luft mens polystyreninnholdet er ca 2 %.

De viktigste egenskapene en bør ha kjennskap til når EPS brukes i ingeniørmessig sammenheng er:

- Trykkfasthet og deformasjonsegenskaper
- Densitet
- Dimensjoner (rettvinkelthet, overflatejevnhet, toleranser)
- Levetid / holdbarhet
- Miljømessige forhold

Undersøkelse av materialeegenskaper

Veglaboratoriet har gjennom nærmere 25 år fulgt opp EPS og undersøkt materialeegenskapene. Følgende egenskaper har blitt dokumentert.

- ▶ Materialeegenskaper
 - Trykkstyrke
 - Vannopptak
 - Bestandighet
 - Friksjonsegenskaper

- ▶ Feltobservasjoner
 - Setninger i grunnen på kort og lang tid
 - Differansesetninger
 - Deformasjon av EPS fyllinger/ lag avhengig av last.
 - Krypdeformasjoner

- ▶ Spenningsfordeling i en EPS fylling
- ▶ Redusert horisontaltrykk
- ▶ Miljøpåvirkning
- ▶ Bæreevne
 - Nedbøyningsmålinger
 - Dataprogrammer

Forskning i utlandet

En rekke forskningsinstitusjoner i mange land har i større eller mindre grad studert materialeegenskapene til EPS. Spesielt Japan har dokumentert materialeegenskapene til EPS grundig gjennom en rekke fullskala -,skala- og laboratorieforsøk. I tillegg til de ovennevnte materialeegenskapene som vi også har sett på, har japanerne også sett på de fordelene materialet har i forbindelse med jordskjelv og til en viss grad i vibrasjonssammenheng.

BAST (Bundesanstalt für Strassenwesen) i Tyskland har kjørt kontrollerte fullskalaforsøk i en forsøkshall hvor de i tillegg til å dokumentere de samme materialeegenskapene som vi har undersøkt har sett vesentlig mer på målinger av E- moduler, både dynamisk og statisk. I forsøkshallen har de bygd opp forskjellige overbygninger over EPS laget for å se på dekkelevetid. Disse arbeidene har vært gjort i samarbeid med Universitetet i Delft, Nederland som har fått utført en doktorgrad på dette temaet, Duskov 1994.

Amerikanerne har gjort mye på laboratoriesiden og på den mer teoretiske siden, spesielt når det gjelder forhold som redusert horisontaltrykk.

Når en ser på de resultatene en har kommet fram til i både i Norge og i utlandet er det interessant å se at svært lite eller ingen deler av det opprinnelige norske konseptet for å lage EPS fyllinger er endret som følge av denne forskningen. Den forskningen som har vært utført har likevel dokumentert at det finnes muligheter til ytterligere å utnytte og optimalisere EPS teknologien.

Densitet

EPS produseres i en rekke forskjellige kvaliteter med varierende densitet. Materialstyrken har en klar sammenheng med densiteten - styrken øker med økende densitet samtidig som kostnadene også øker på grunn av mer polystyren pr enhet.

Normal kvalitet i vegsammenheng er EPS 20 som er blokker med densitet på 20 kg/m^3 ved levering. I spesielle prosjekter med behov for høyere styrke har det blitt brukt EPS med densitet på opp til 40 kg/m^3 .

Det har vist seg at EPS 20 i de aller fleste tilfeller er den som blir brukt, men det er for såvidt ingen ting i veien for å optimalisere konstruksjonen ved å bruke en lavere og billigere kvalitet der belastningen er liten.

Trykkfasthet

I veiledningen for bruk av EPS stilles det kun materialkrav til trykkstyrken:

Dimensjonerende trykkstyrke skal være minst 100 kN/m^2 dersom ikke annet er spesifisert. Gjennomsnitt for alle kontrollerte blokker skal være minst 100 kN/m^2 . Gjennomsnitt for en enkelt blokk (6 målinger) skal ikke være mindre enn 90 kN/m^2 , og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 kN/m^2 .

Det har blitt tatt opp prøver fra totalt 5 EPS fyllinger som har ligget i veg i 5 - 12 år, for å vurdere og dokumentere eventuelle endringer i materialeegenskapene. Dersom det var noe som skulle tilsi at kvaliteten på blokkene var forringet ville en faktor være trykkfastheten. Resultatene fra denne undersøkelsen viser at ingen av de prøvene som er tatt opp ligger under en kurve for det som kan karakteriseres som normalt god kvalitet. Det er snarere en økning i trykkfastheten over tid. Dette kan trolig forklares ved at det foregår en trykkfasthetsøkning som følge av kjemiske

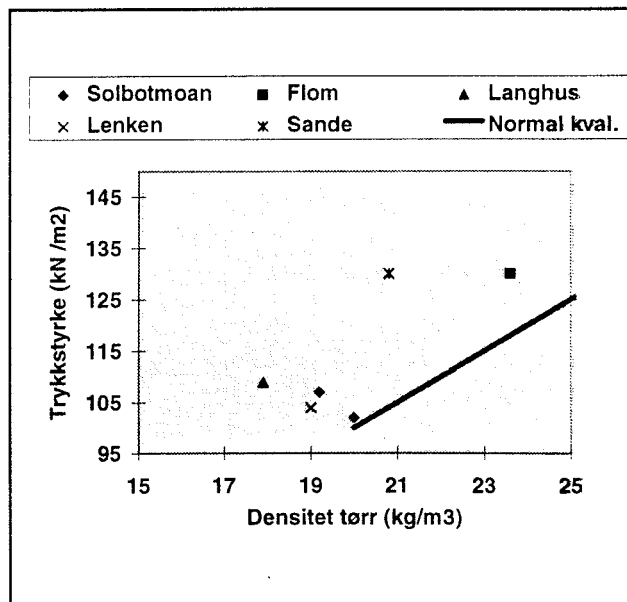


Fig.2 Trykkfasthet på 5 - 12 år gamle EPS blokker.

reaksjoner de første ukene etter produksjon.

Opptak av vann

EPS er et permeabelt materiale som vil ta opp fuktighet. Forsveisingskvaliteten og densiteten (ekspansjonsgraden) til EPS blokkene vil være dominerende med hensyn til størrelsen på vannopptaket. En rekke undersøkelser, hovedsakelig forsøk i laboratoriet på små prøver, i mange land har blitt utført for å se på vannopptaket. Resultatene og kvaliteten på undersøkelsen varierer mye. Av laboratorieforsøkene vises det til japanske forsøk som etter et halvt år i neddykket tilstand viser et vanninnhold varierende fra 5,5 - 7 volum % avhengig av dybden under vannoverflaten. Dette samsvarer godt også med tyske forsøk.

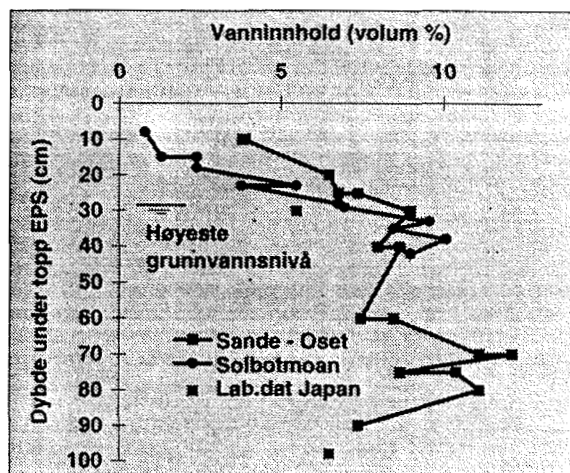


Fig. 3 Vanninnhold i en neddykket EPS fylling

Veglaboratoriet har i flere omganger tatt opp prøver fra totalt 6 eksisterende EPS fyllinger for å vurdere vannopptak. Dette er forsøk som er representative ihverfall for nordiske forhold og de viser en brukbar overenstemmelse med noen av labforsøkene som har vært utført.

Det er viktig å legge merke til at materialet har en svært lav kapillaritetsevne. Vanninnholdet i blokkene fra 2 vegfyllinger, se fig.3 som har ligget under vann i en 10 års periode reduseres vesentlig allerede 20 cm over det nivået grunnvannstanden befinner seg.

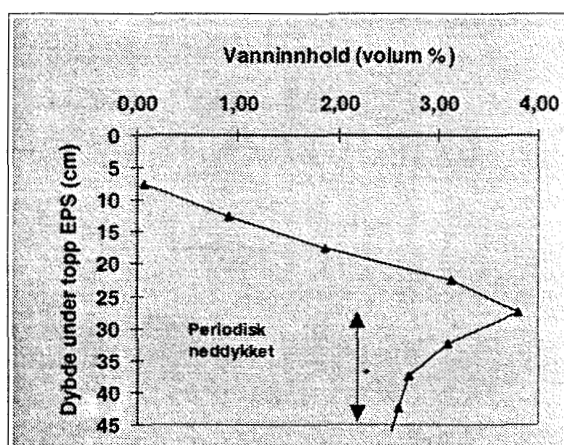


Fig.4 Vannopptak ved en periodisk neddykket EPS fylling

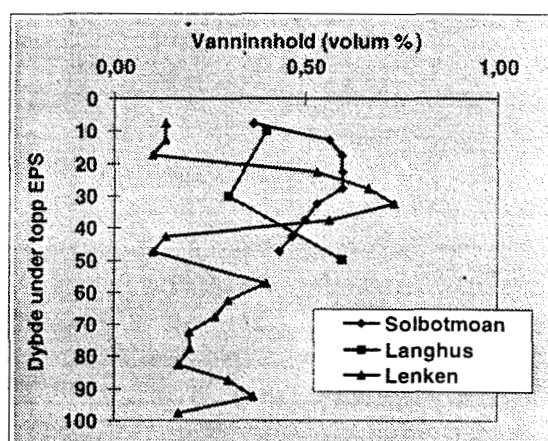


Fig. 5 Vannopptak under drenerte forhold

Fyllinger av EPS som har ligget drenert i inntil 12 år, fig.4, viser uten unntak vanninnhold lavere enn 1 volum %, mens fyllinger som ligger periodevis neddykket har et noe høyere vanninnhold,

men vesentlig lavere enn for fyllinger som ligger permanent neddykket.

På bakgrunn av disse erfaringene har en valgt å sette dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved setnings- og stabilitetsberegning til $\gamma_d = 0.5 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger drenert (endret i forhold til vedlagte veiledning) og $\gamma_d = 1.0 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger under grunnvannstanden.

Bestandighet

EPS er et kjemisk meget bestandig materiale og det er ikke ventet noen form for nedbryting når blokkene er installert og dekket til med jordmasser.

Som tidligere beskrevet er det ingen tegn på nedbryting av materialet som følge av en trykkfasthetsreduksjon over tid.

Sykliske tester har vist at EPS tåler et ubegrenset antall lastsykler så lenge som de repeterte lastene er lavere enn 80 % av trykkfastheten.

EPS er resistent mot nedbryting av bakterier eller enzymer. Større dyr vil ikke ha noen interesse av EPS, mens man kan tenke seg muligheten av at mindre dyr som rotter, termitter eller lignende kunne lage seg bolig eller ganger i EPS fyllingen. Det er uansett lite sannsynlig (og ikke registrert noen steder i verden) at dette kan bli så omfattende at det vil ha betydning for den konstruksjonsmessige utformingen av fyllingen.

Derimot kan blokkene bli ødelagt av bensin og andre oljedestillater ved direkte kontakt. For å hindre en mulig ødeleggelse av EPS fyllingen støpes det vanligvis en 10 - 15 cm betongplate over EPS laget. Denne betongplaten vil i tillegg også forbedre lastfordelingen fra overbygningen og redusere overbygningstykkelsen. Dersom betongplaten sløyfes må det alternativt brukes en resistent polyetylenduk for å hindre evt. spill. Sannsynligheten for en slik velt er svært liten og har til dags dato ikke skjedd, skulle det likevel skje ville det trolig begrense seg til en skade i ytterkant av fyllingen.

EPS kan antennes og underholde sin egen forbrenning dersom det er nok oksygen til stede og polystyrenet blir oppvarmet til 230 - 250 °C med åpen flamme. Flammene vil spre seg raskt og brenner med en lysende og sterkt sotende flamme. Brennende dråper fra smeltet EPS vil kunne spre ilden. *Ved bruk av selvslukkende kvalitet vil dråper ikke brenne.*

Det har vært 2 - 3 eksempler på slike branner i vegfyllingssammenheng her i landet. De 2 mest alvorlige ved Knatten bru i 1986 og på E6 ved Vestby i 1995 hadde begge samme årsaks-sammenheng. Entreprenøren skulle utført sveisearbeider på tilliggende bru før EPS fyllingen ble lagt ut, men utsatte det av en eller annen grunn og gjorde sveisearbeidene etter at fyllingen var lagt ut. Sveiseperlene gløder og har en temperatur på over 500°C og antente EPS fyllingene som ikke var av selvslukkende kvalitet og henholdsvis 1500 og 700 m³ med EPS brant opp før brannvesenet fikk slukket brannen.



Fig. 6 EPS fylling som brenner

Friksjon

En rekke forsøk har blitt utført for å dokumentere friksjonskoeffisienten mellom EPS lag og mellom EPS og sand/betong. Forsøk utført i NGI's skjærboksapparat (Hjortset 1987) viste at friksjonskoeffisienten μ er målt til:

$\mu = 0,7-0,9$ mellom EPS lag og $0,6-0,8$ mellom sand og EPS for de normallaster som en vil finne under normale vegbelastningsforhold.

For større laster vil en få ytterligere økning av friksjonskoeffisienten.

Dimensjoneringsmessig har en valgt å legge seg på $\mu=0,7$ i begge situasjoner med en anbefalt materialfaktor på 1,3.

Deformasjon av EPS fyllinger og krypdeformasjoner

Veglaboratoriet har gjennomført 4 belastningsforsøk i kontrollerte former i forsøkshallen på Veglaboratoriet for bl.a å se på krypdeformasjoner og spenningsfordeling gjennom en EPS fylling under forskjellige belastninger (Intern rapport 1645 fra Veglaboratoriet). De 3 første forsøkene var av relativt kort varighet (inntil 3 måneder) og viste i hovedsak at ved meget store laster (opp i mot 100 kN/m^2) fikk man store plastiske deformasjoner i øverste blokk på en 3 m høy fylling. en eksentrisitet førte til ytterligere deformasjon. Imidlertid var deformasjonene i resten av fyllingen vesentlig mindre enn man kunne ha forventet.

Det siste forsøket har foreløpig gått over 3 år og er beskrevet i fig. 7 og 8. Fyllingen er 2 m høy og har blitt belastet med $52,5 \text{ kN/m}^2$ i form av stålplater. Underlaget består av 15 cm sand på et betongdekke og har derfor ingen setningsforskjeller under fyllingen.

Forsøket har blitt fulgt opp med jevnlig deformasjons målinger som viser deformasjoner under 50 % av beregnede deformasjoner (Magnan & Serratrice) og vesentlig mindre kryp.

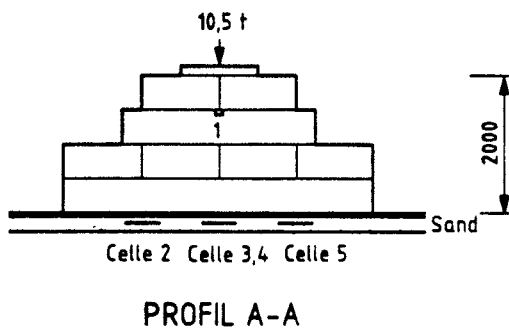


Fig. 7 Tverrprofil av prøvefylling

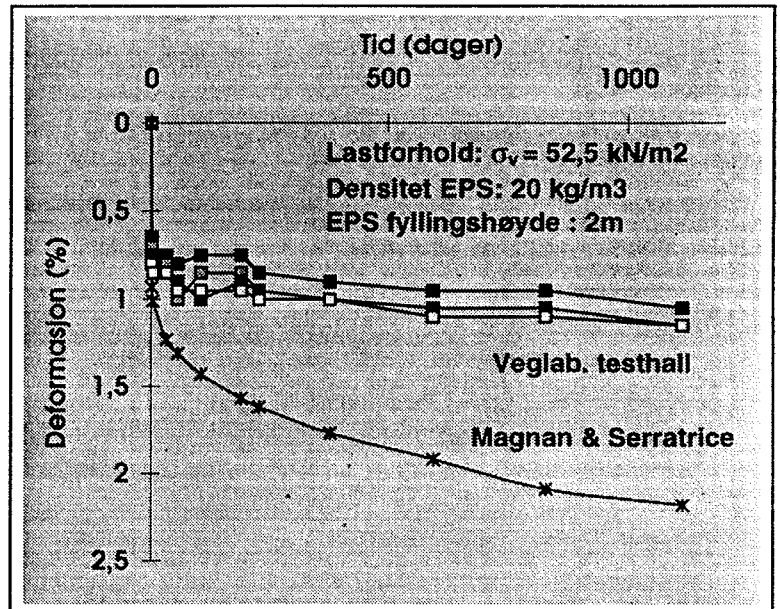


Fig. 8 Krypforsøk i Veglaboratoriets forsøkshall sammenlignet med teoretiske betraktninger.

Dersom en i tillegg tar med erfaringene fra Løkkeberg bru hvor vi har mer enn 6 års erfaring med deformasjon og kryptsetninger er bildet noe annerledes, trolig som følge av en mer deformerbart undergrunn. Dette er vist i fig 9 og beskrevet i etterfølgende prosjekt eksempel.

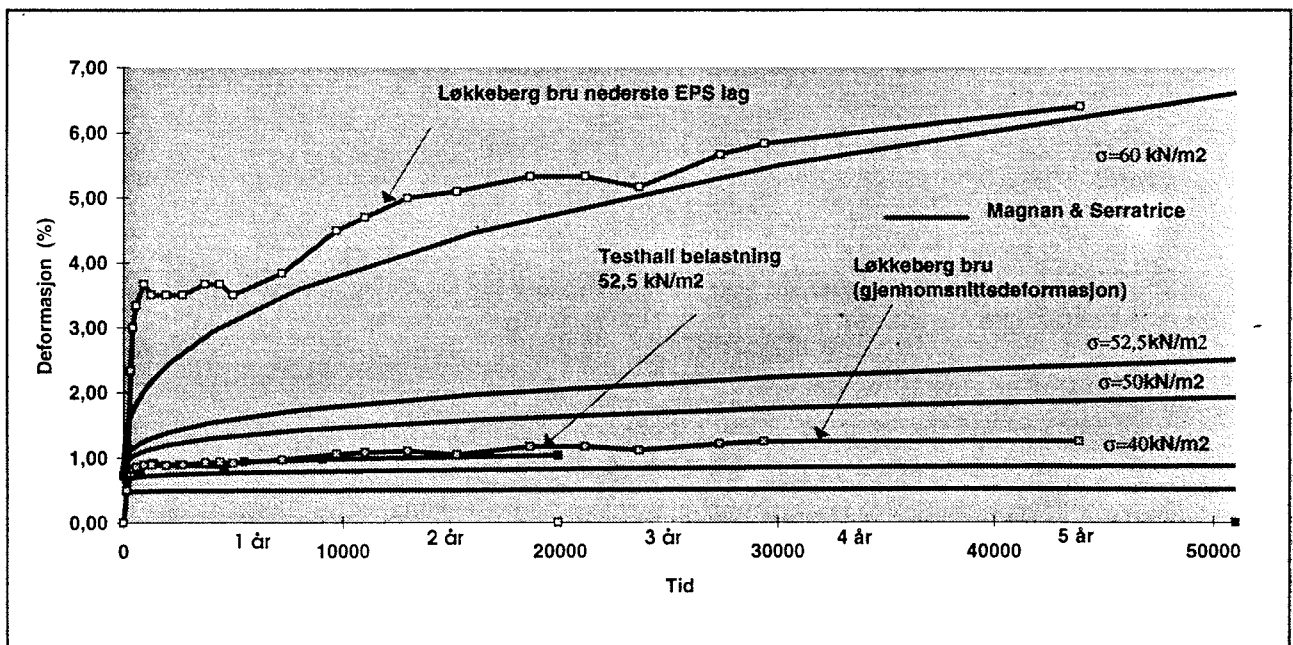


Fig 9 Sammenstilling av krypforsøk sammenlignet med beregnede.

Spenningsfordeling gjennom EPS fylling

I det samme skalaforsøket som er beskrevet i fig. 10 har det blitt montert jordtrykksceller i og under fyllingen for å få et inntrykk av spenningsfordelingen. Det er relativt store avvik mellom de forskjellige målingene, men gjennomgående er alle målingene svært lave og viser at en spenningspredning gjennom EPS fyllingen på 2:1 er realistisk.

Det er grunn til å tro at selv knapt registrerbar eksentrisitet i lastplassering (evt svakheter i blokken) medfører spenningskonsentrasjoner som kan forklare de registrerte variasjonene.

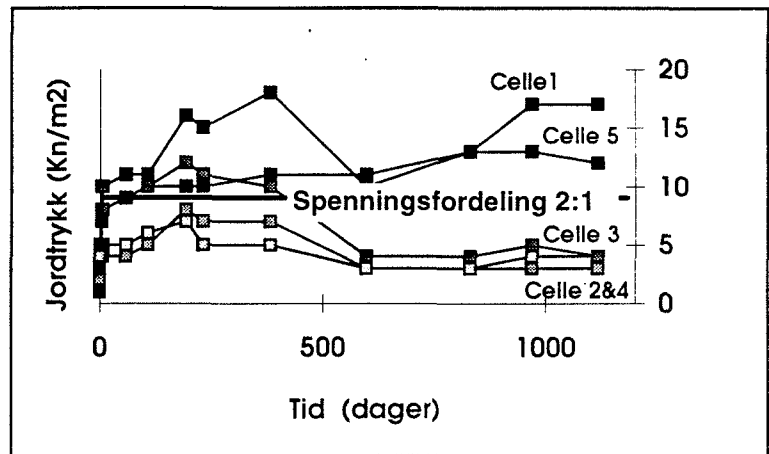


Fig. 10 Spenningsfordeling i EPS

Redusert horisontaltrykk

Det har blitt gjort en rekke forsøk (Hjorteset 1987) for å dokumentere det reduserte "jordtrykket" fra en EPS fylling mot et landkar eller en støttemur. Det er forutsatt at EPS fyllingen selv ikke er utsatt for eksterne krefter.

- ◆ Labforsøk i jordtrykkskasse på NTH
- ◆ Fullskalaforsøk på E 18 Sem
- ◆ Posisjonsmålinger på Lambertseterveien bru i Oslo
- ◆ Japanske fullskalaforsøk

Hovedkonklusjonene av de utførte forsøkene (Hjorteset 1987 og intern rapport 1254 fra Veglaboratoriet) er :

- Forholdet mellom horisontal og vertikalspenningene er $\sigma_h / \sigma_v = 0,1$.
- Dersom man sørger for en glipe på 3 - 4 cm mellom EPS og konstruksjonen og hindrer vanntrykksoppbygging vil man helt kunne unngå horisontalkrefter på konstruksjonen.

De japanske forsøkene besto i ett stort skalaforsøk hvor man i en forsøkshall bygde opp en 6 m høy EPS fylling med inntil 2 meter last og forskjellig geometrisk utforming og forskjellig skråningsutslag i bakkant. I tillegg ble det i forbindelse med en rundbaneløype bygd opp av EPS gjennomført forsøk med en tung lastebil for å se på en evt jordtrykksreaksjon. Begge forsøkene er beskrevet i fig 11. Resultatene av disse japanske forsøkene samsvarer meget godt med de norske erfaringene.

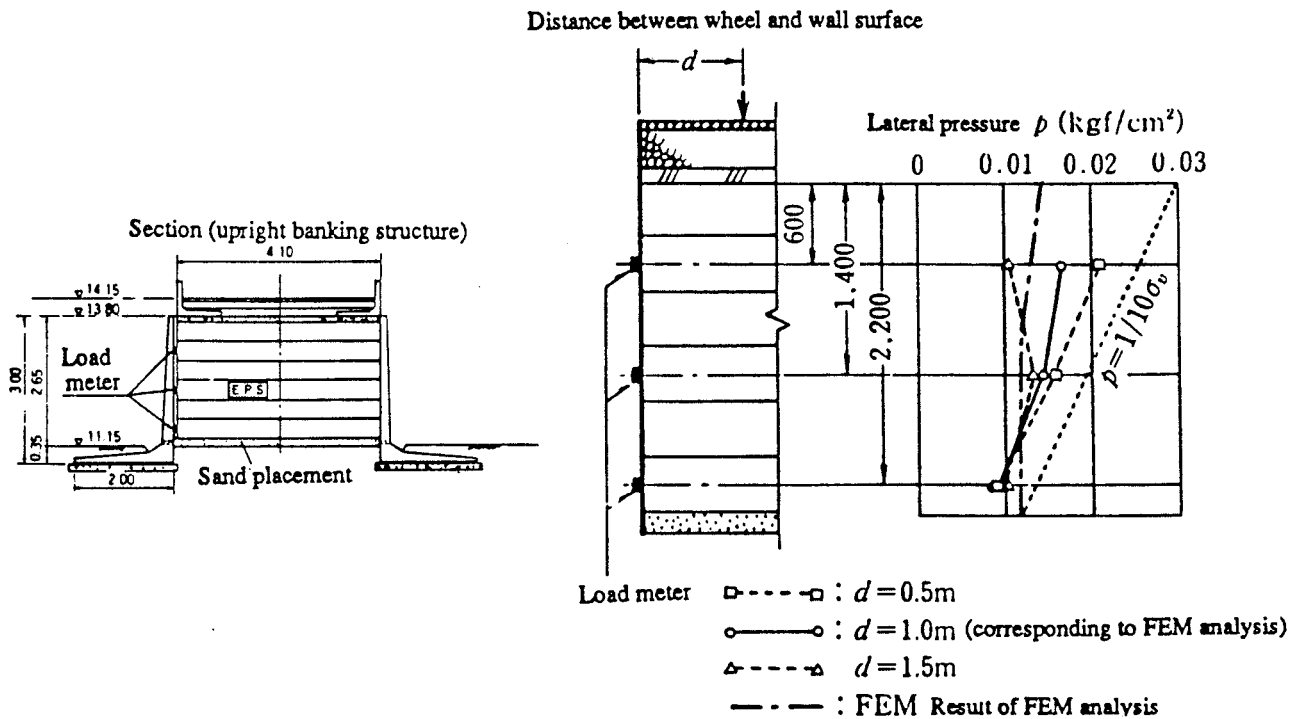


Fig. 11 Fullskalaforsøk i Japan for å se horisontaltrykket

Miljøpåvirkning

Ved brann i en EPS fylling vil det ved en fullstendig forbrenning dannes karbondioksyd og vanddamp mens det i en ufullstendig forbrenning (lite oksygentilførsel) også vil kunne dannes mellomprodukter som kullos. Dette er svært likt forbrenningen av vanlig trevirke.

Blokkene er også tilført pentan, men den diffunderer ut av blokkene og erstattes av luft etter kort tid.

EPS produseres uten bruk av KFK gasser.

Bæreevne

For å redusere tykkelsen på overbygningen over EPS fyllingen støpes det normalt et min. 10 cm

svinnarmert betonglag over øverste EPS lag. Betonglaget kan sløyfes dersom det vektmessig kan aksepteres at belastningen fra overbygningen øker. Betongplaten kan også sløyfes dersom vegen skal ha betongdekke.

En sammenligning med og uten et 10 cm armert betongdekke på toppen av EPS fyllingen utført både med nedbøyningsmålinger (Dynaflect) og EDB programmet BISAR (Brattensborg 1984) viste at overbygningen måtte økes med minst 30 - 40 cm for å oppnå samme spennings og nedbøyningsnivå som for en fylling med betongplate.

De samme beregningene viser at høyden på en EPS fylling har liten eller ingen innvirkning på bæreevnen.

BAST (Bundesansalt für Strassenwesen) har i samarbeid med Universitetet i Delft (Nederland) undersøkt under kontrollerte former i en prøvehall forskjellige typer overbygning. Fig. 12 viser de 6 forskjellige overbygningene som ble testet og som representerer den overbygningen vi i hovedsak bruker i Norge samt i i Nederland og England.

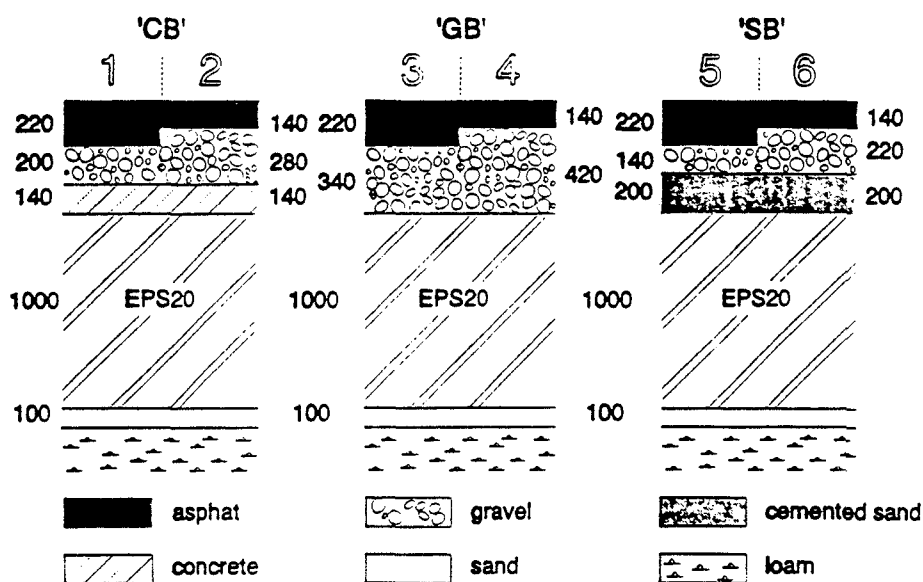


Fig. 12 Sammenligning av forskjellige overbygninger over en EPS fylling (BAST / Universitetet i Delft)

Konklusjonen i en doktorgrad (Duskov 1994) var meget klar og viste at dekkets levetid kunne forlenges med inntil 4,7 ganger ved bruk av et betongdekke i forhold til sand i overbygningen. Dette til tross for at den overbygningen som blir omtalt som den norske var vesentlig tynnere enn det vi bruker på hovedveier i Norge.

PROSJEKTEKSEMPLER

Fyllinger

Lysakerkrysset

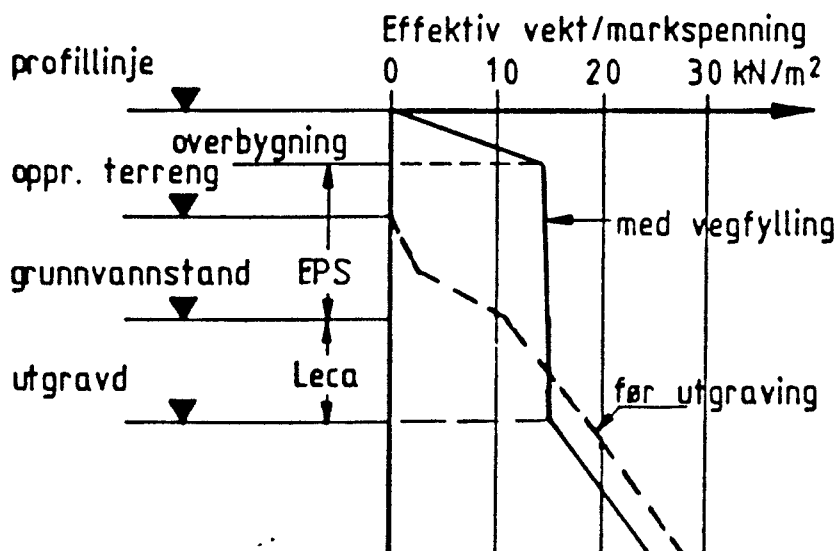
I 1987 ble det etablert et nytt Lysakerkryss med forbindelse fra Drammensveien (E18) til Fornebu. 2 av rampene ligger i et tidligere tjernområde på eksepsjonell dårlig grunn med torv og svartjord til -0,5 m dybde. Humusinnholdet avtar gradvis og materialene går over til ren siltig leire i 1-2 m dybde under terreng. Leira er meget bløt, sensitiv, og normalkonsolidert ned til bergoverflaten som ligger 15-20 m under terreng.

Grunnvannstanden ligger omtrent 0,5 m lavere enn vannstanden i tjernet.

Fundamentering

Grunnforholdene er maksimalt ugunstige for fundamentering av rampene. Det gjelder først og fremst grunnens bæreevne, men setningsegenskapene er den største utfordringen. For rampene som ligger i skarpe kurver inn mot undergangen som er fundamentert på peler til berg, er setninger og især skjevsetninger meget uheldig.

Etter å ha fått garanti fra kommunal myndighet for at vannstanden i tjernet og dermed grunnvannstanden i området skal sikres på dagens nivå, valgte en å fundamenter rampene flytende på leira. Forutsetningene var at en måtte unngå tilleggsbelastning på grunnen. En valgte derfor en utførelse som gir kompensert fundamentering av vegkroppen, figur 13. Topplagene i grunnen er gravd ut ned til 1,5-2 m under terreng, en dybde som også er begrensning for å unngå grunnbrudd og ras inn i byggegropa.



Figur 13 Lastfordeling på grunnen

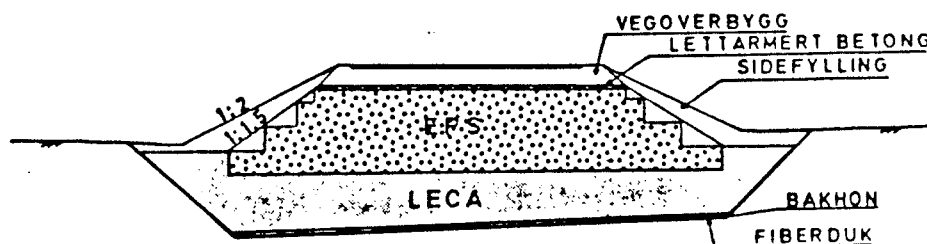
Vegens oppbygging

Vegen er bygd opp med bakhun, lettklinker og EPS som vist i typisk tverrprofil av rampene på figur 14.

På avplanert utgraving er det lagt fiberduk kl. II. Videre kommer 2 lag, krysslag bakhun (bord).

Bakhun er valgt for at det sikrer jevn lastfordeling på grunnen, er effektiv strekkarmering, gir god lastfordeling og bæreevne i arbeidssituasjonen.

På bakhonlaget ligger løs lettklinker opp til antatt normal grunnvannstand. Lettklinkerlaget er bygd opp i 2 lag med et finkornig lag (kornstørrelse 0-4 mm) øverst. Laget med finkornig lettklinker er lett å jevne til som underlag for EPS i varierende tykkelser opp til vegoverbygningen. Over EPS-laget er det støpt en 10 cm tykk, lett armert betongplate, C-25. Vegoverbygningen er totalt 50 cm, betongplate medregnet.



Figur 14 Typisk tverrprofil

8 år etter ferdigstillingen viser vegen en setningsutvikling på 4 - 5 cm som forutsatt. Det er avgjørende for utviklingen videre at vannstanden i tjernet og i området forøvrig kan holdes på dagens nivå som intensjonene er.

I tillegg er det både i Lysaker øst og vest brukt store mengder EPS til andre konstruksjoner som vanlig avlastning, reduksjon av horisontaltrykk, vertikale vegger, omlegging av vegger, parkeringsplasser mm.

Omlegging av E6 ved Vestby til 4 felts veg.

I 1995 ble det i forbindelse med omlegging av E 6 til 4 feltsveg konstatert svært dårlige grunnforhold på en del av strekningen. Skjærfastheten varierte mellom $S_u = 5 - 14 \text{ kN/m}^2$.

Over en forsenkning i området er det er bygget 2 myrbruer, en for hvert løp, fundamentert på lukkede stålørspeler. Alle 4 tilløpsfyllingene er utført med lette masser med fyllingshøyde på inntil

4 meter. I forhold til forprosjektet ble bruene noe forkortet og erstattet med lette masser for å redusere kostnadene.

Det er i hovedsak brukt EPS (totalt nærmere 15000 m³). For å optimalisere kostnadene er det også brukt lettklinker under fyllingen samt i alle skråninger hvor den har erstattet en vertikal forblendet EPS løsning. Bruk av lettklinker i hele fyllingshøyden var lite aktuelt fordi det ville medført en relativ stor utgraving for å oppnå tilstrekkelig avlastning. Midtrabatten er fylt med lettklinker fordi setningskravene var mindre strenge samt at stabiliteten var tilstrekkelig. I tillegg var lettklinkeren godt egnet som røromfyllingsmasse.

Kostnadene fra entreprenøren var for EPS på dette prosjektet 415 kr/m³, mens lettklinker kostet 225 kr/m³.

Detaljer av utførelsen er vist i fig. 15.

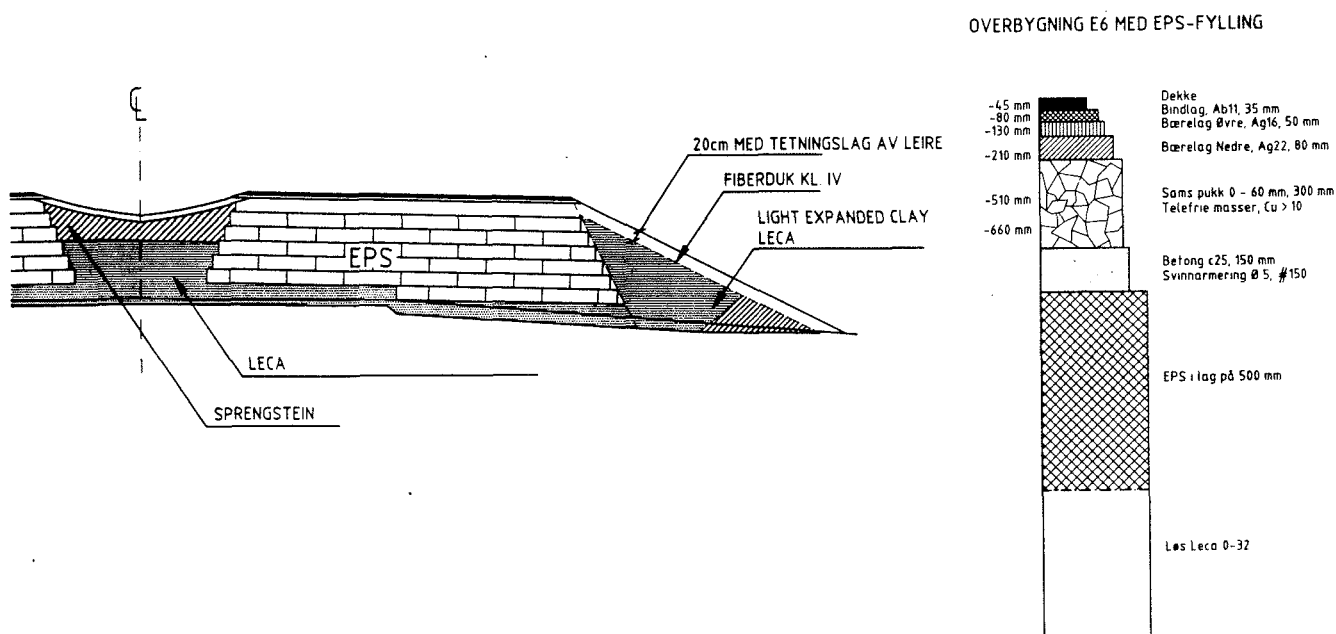


Fig. 15 E 6 ved Vestby - Utvidelse til 4 feltsveg.

Rv 610 Sande - Oset i Sogn og Fjordane. Neddykket EPS fylling.

På Rv 610 hadde man over en lengre periode vært plaget av setninger og spordannelse. Det ble av den grunn bestemt at vegen skulle forsterkes for å øke bæreevnen. Dette arbeidet besto hovedsakelig i å skifte ut ubrukbart materiale i undergrunnen.

På en av strekningene, Sygna - Leirsand krysser vegen et myrområde med torv over en svært bløt leire til 10 - 20 meters dybde. På denne strekningen ble vegen delvis lagt om for å:

- bedre linjeføringen
- benytte gamleveien til trafikkavvikling
- minske masseutskiftingen

Den organiske undergrunnen tålte ingen pålastning uten igjen å få uakseptable setninger. Vegkontoret valgte i samarbeid med Veglaboratoriet å legge denne 200 meter lange strekningen med en flytebru av EPS. Hovedhensikten var på denne måten å utnytte oppdriften av EPS neddykket i vann til å bære vekten av overbygning og vann. Det var forutsatt at grunnvannsnivået ikke måtte variere mer enn +/- 20 - 30 cm.

Utførelsen av arbeidet foregikk på følgende måte:

Utgraving av torv og organisk materiale ble utført i seksjoner fra 5 - 35 m lengde. Bredden av utgravingen var 9 meter og dybden ca. 1,2 meter. Traubunnen ble jevnet ut med et 20 cm lag med sagflis. I underkant av blokkene ble det lagt drensledninger for å holde byggegropa tørr i anleggstiden.

Det nederste laget med EPS ble plassert på et lag av planert lag av sagflis i traubunnen. Neste lag ble lagt på tvers med tømmermannsforbindere mellom blokkene. I det øverste laget ble det lagt en spalte på 25 cm på hver side av vegen. Disse spaltene ble armert og støpt sammen med et 15 cm tykt betongdekke på toppen av EPS - fyllingen slik at de fungerte som en bjelke og hindret at blokkene forskjøv seg på tvers av vegen og motvirkeretningsforskjeller i vegens lengderetning.

Permanent drenering ble lagd 23 cm under betongplaten gjennom fyllingen av EPS for å hindre for høy vannstand og dermed oppdrift av blokkene.

Overbygningen var totalt 45 cm.

Kostnadene for denne 200 meter lange strekningen var 1,1 millioner kroner.

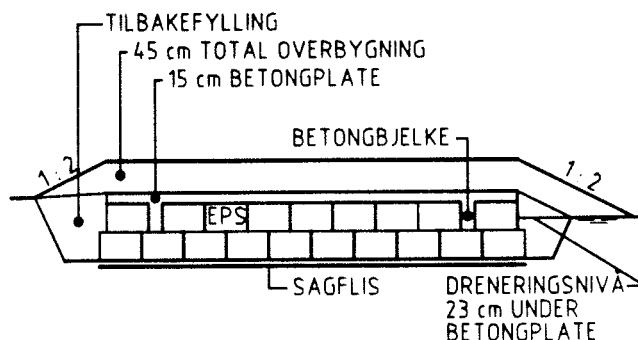


Fig. 16 Tverrprofil av neddykket EPS - fylling.

Vertikale avslutninger

Vertikale EPS konstruksjoner har de senere årene blitt stadig vanligere byggemetode i Norge og i utenlandet.

Metoden er plassbesparende, enkel å bygge i vanskelig terreng og sikrer stabilitet og redusere setningene hvis det er nødvendig.

Metoden har i områder med dårlige grunnforhold gitt kostnadsbesparelser på opptil 50 % ift. konvensjonelle støttemurkonstruksjoner. Vertikale EPS konstruksjoner vil også konkurrere i pris med konvensjonelle vertikale støttemurskonstruksjoner på steder med gode grunnforhold.

Det er i hovedsak 2 bruksområder for vertikale EPS fyllinger:

- Selvstendig EPS konstruksjon med kun en enkel kledning i fronten for mekanisk beskyttelse. Dette forutsetter at konstruksjonen ikke blir påført jordtrykk i bakkant.
- Som tilbakefyllmase inntil støttemurskonstruksjoner og bak landkarvegger for å redusere jordtrykket.

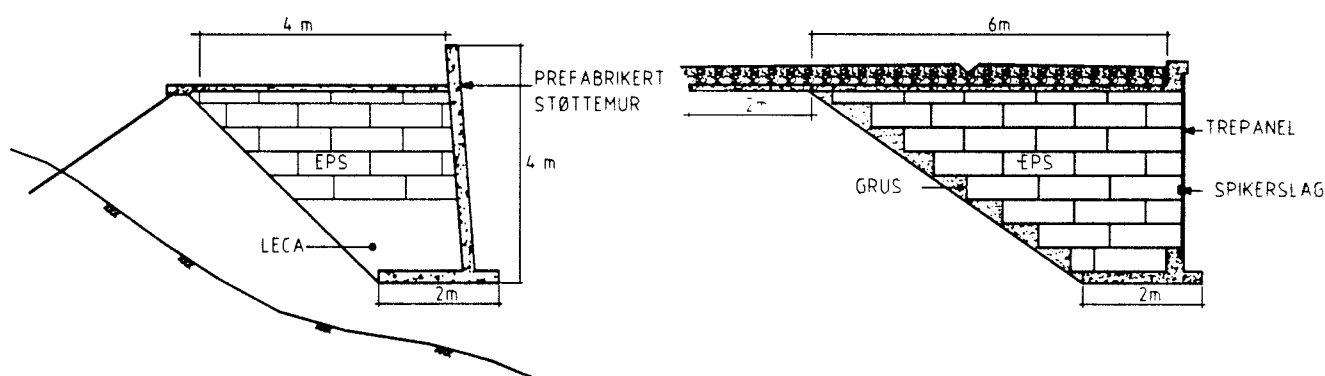


Fig. 17 Prinsipløsninger for vertikale EPS fyllinger.

I den senere tid har EPS også blitt utnyttet som fundament for bl.a brukonstruksjoner som alternativ til pelfundamenter eller grunnforsterkningstiltak. Dette er vist i eget eksempel.

Rv 181 Eidsvoll. Kombinert EPS fylling og Reinforced Earth vegg.

I forbindelse med bygging av Sundet bru over Vormå er det bygget tilknytningsveger langs foten av en åsrygg. Det var prosjektert fyllinger på opptil 13 meter. Det var nødvendig med vertikale avslutninger fordi områdene foran fyllingen var båndlagt av NSB til framtidig jernbaneformål.

For å begrense det nødvendige areal for vegfyllingen ble det bestemt å bruke 2 vertikale murer av armert jord i 2 nivåer noe inntrukket i forhold til hverandre. Stabiliteten i utgravingstilstanden for

en slik løsning viste seg ikke å være tilstrekkelig. En mer begrenset armert jord konstruksjon med mindre bredde i foten ga for lav sikkerhet ved pålastning.

Det ble derfor bestemt å bygge en armert jord løsning i nedre del av fyllingen med en 5 meter høy vertikal EPS vegg, noe inntrukket, over. Dette førte ikke til noen vesentlig kostnadsøkning. Med en slik løsning sto man også friere med hensyn til utforming av de to vertikale veggene. I mellomrommet mellom veggene ble det brukt en steinfylling. Dette begrenset høyden og omfanget av den nedre veggen.

Fronten har blitt utformet med sprøytbetong som var det rimeligste alternativet. Det er brukt 4 cm med stålfibersprøytbetong og 2 cm med vanlig sprøytbetong. Det er brukt et vanlig armeringsnett. Kostnadene for denne frontløsningen var ca 250 kr/m² (1992).

Alternativt forslag var en 10 mm tykk kledning av GRC plater (glassfiberarmerte plater) som estetisk nok vil vært en bedre løsning. Kostnadene for denne løsningen var uten innstallasjonskostnader ca 450 kr/m².

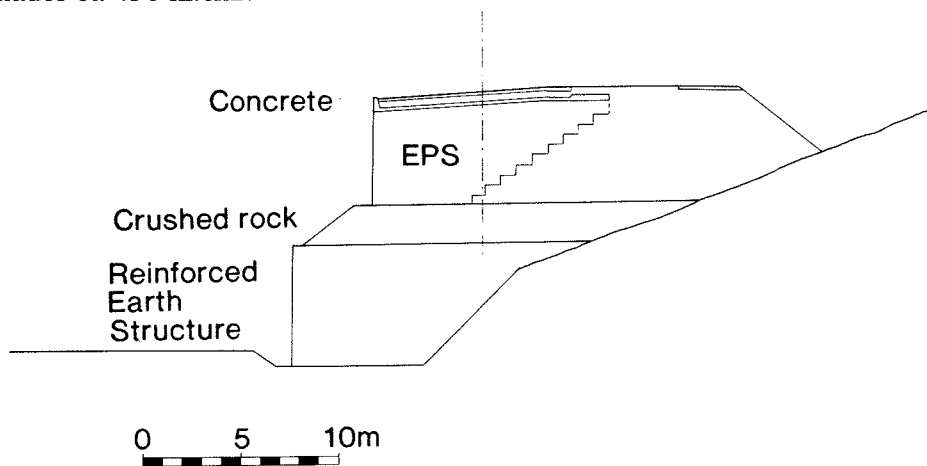


Fig 18 Kombinert EPS og Reinforced earth vegg

Rv 315 Nyveien Vertikal EPS vegg

På Rv 315 ved Holmestrand ble veien utvidet for å få plass til en G/S veg. Veggen er fundamentert i urmasser med bratt skråning (1:1).

Det var ikke mulig å fundamentere en vanlig støttemur i skråningen pga utilstrekkelig bæreevne. I tillegg var områdene i bunn av skråningen båndlagt av en kirkegård. 2 alternativer ble vurdert:

- Fyllingsutslag med en konvensjonell støttemur i bunn av skråningen
- EPS fylling med vertikale vegger

EPS fyllingen var den beste både teknisk og økonomisk og besparelsene i forhold til konvensjonell støttemur var i størrelsesorden 50 %.

Fyllingen ble etablert med vertikale vegger på inntil 2,5 m høyde. En 15 cm tykk betongplate er støpt over EPS fyllingen og videreført 3 m inn i eksisterende veg som en friksjonsplate. En kantbjelke innfestet i ytterkant av betongdekket er støpt for å holde overbygningsmassene på plass. Den vertikale vegg er kledd med impregnert trepanel.

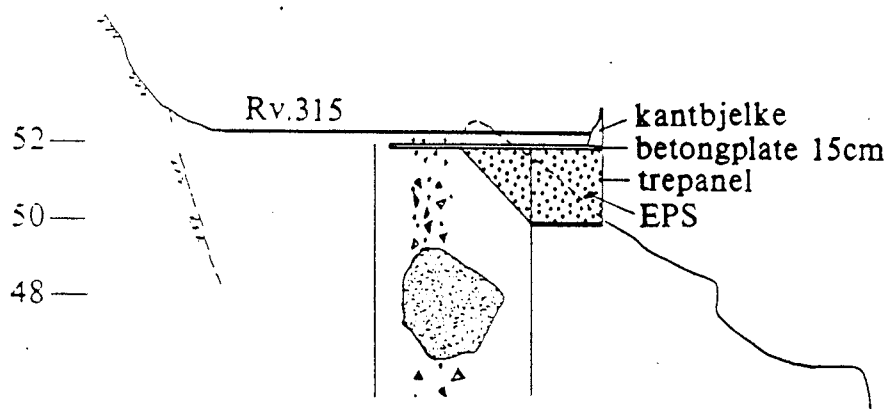


Fig 19. Rv315 Nyveien

Arendal Øst-Vest. Barbudalen

I forbindelse med bygging av Øst - Vest forbindelsen i Arendal har det vært nødvendig å heve lokalvegen gjennom Barbudalen med inntil 6,5 m over eksisterende veg for å komme i høyde med tunnelåpningen og bru over jernbanen som krysser lokalvegen i plan. På yttersiden av den hevede lokalvegen er det bygd en G/S veg. Mellom lokalvegen og jernbanen renner det en bekk.

Lokalvegen, som ble bygd på 1960 tallet har en støttemur på yttesiden som er av varierende type (delvis betongmur, delvis tørrmur). Det har ikke vært mulig å finne verken tegninger eller opplysninger om murens bæreevne. Grunnundersøkelsene og nye bæreevneberegninger viste at muren ikke kunne belastes ytterligere.

Den eksisterende vegfyllingen ble derfor avlastet tilsvarende ny overbygning og hevingen av vegen ble utført med inntil 7 m med selvslukkende EPS med minimum trykkstyrke 100 kN/m^2 . Langs etter lokalvegen har det blitt etablert en G/S veg også denne fundamentert i EPS fyllingen. Ytterveggene varierer fra vertikale avslutninger til 1:2 skråninger.

Det er støpt 2 betongplater (C45 med armeringsnett K503, RW500B) i EPS fyllingen, en i nivå med gang og sykkelvegen på yttersiden av vegen og en på toppen av EPS fyllingen under lokalvegens overbygning. Blokkene er tilpasset til traubunn med trinnvis regulering av traubunn tilpasset blokkenes tykkelse. Tilpasning mot underkant betongplater og andre konstruksjoner foretas ved tilskjæring av tilstøtende EPS blokker. I tilknytning til betongplatene er det lagt 2 geonett (min strekkstyrke 25 kN/m^3 ved 6% deformasjon) kontaktstøpt med betongplatene i 1,5 m lengde og videre 2 m inn i en sprengsteinfylling på innsiden av vegen for å øke muligheten til å ta eventuelle horisontalkrefter. Overbygningen er totalt 60 cm.

Fasadekledningen er laget av brannhemmende impregnerert trepanel (23*148mm) som er festet delvis til horisontale bjelkelag (brannhemmende impregnerert 48*98 mm) med 1 meters mellomrom og til kantdrageren. Bjelkelagene er festet til et varmforsinket T-jern som går 2 meter inn i fyllingen og monteres ved at vertikale vinkelbein slås ned i EPS fyllingen, snitt A-A og B-B.

Øvrige detaljer vedrørende utførelsen er vist i fig. 19.

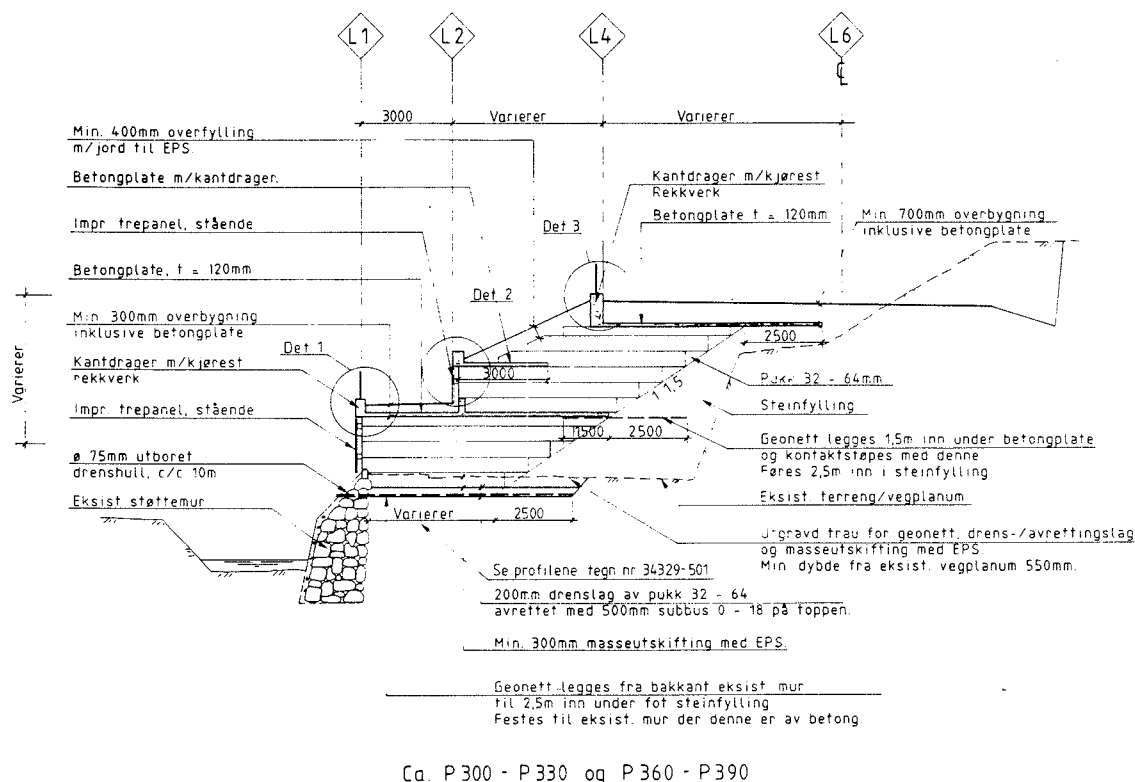


Fig.20 Arendal, Øst - Vest forbindelsen.

E-18 Nordre Tem bru. Forenklet bruløsning.

I forbindelse med bygging av ny motorveg utenfor Sem krysser traseen en meanderelv på 2 steder innenfor noen få hundre meter. Planum for den ene kryssingen lå 11 meter over elvebunn. Kun svært små differensialsetninger kunne aksepteres pga at dekket skulle være betong.

Det var registrert mer enn 30 m med middels fast til bløt leire. Det ble også registrert relativt tykke lag med sand i leiren, noe som trolig skyldes tidligere utglidninger.

Det ble i konkurranse med bru og betongkulvert valgt en løsning med en permanent spunt, innstøpt i toppen med en 4 m høy vertikal EPS fylling oppå.

Bæreevneberegninger viste at det var nødvendig å bruke EPS i hele fyllingen over spuntkonstruksjonen for å redusere vekten på spuntnålene. En spuntvegg med motstandsmoment 2400 cm³/m og 17 m lange spuntnåler ble valgt.

Vegfyllingen over spuntkonstruksjonen består av 4 m EPS med en overbygning på 78 cm som inkluderer en 10 cm betongplate over EPS blokkene og et betongdekke på 24 cm. Det er også brukt EPS i skråningene ned mot spuntbrua for ytterligere å redusere differensialsetninger. I noen grad er det også brukt EPS på baksiden av spunten for å redusere horisontalkreftene mot spunten.

Denne metoden gjorde det mulig å redusere kulvertlengden fordi EPS ble lagt med vertikale vegger i spuntkulvertens lengderetning se fig. 20. E-18 traseen er prosjektert for senere utvidelse til 4 felts veg. Utvidelse av denne spuntkulverten vil være vesentlig rimeligere enn f.eks. for en bru.

De vertikale veggene er dekket med ellokserte stålplater. De er montert på spikerslag (2"*4") med c/c 60 cm. Fasadekledningen kostet totalt 258 kr/m² (1989). Dette inkluderer arbeid og innfesting. Det er viktig å ta hensyn til at EPS fyllingen kan få en egendeforrasjon på 0,5 - 1 % når lasten fra en normal overbygning blir påført. Denne detaljen ble uteglemt her og førte til at en del av stålplatene ble stuket i underkant.

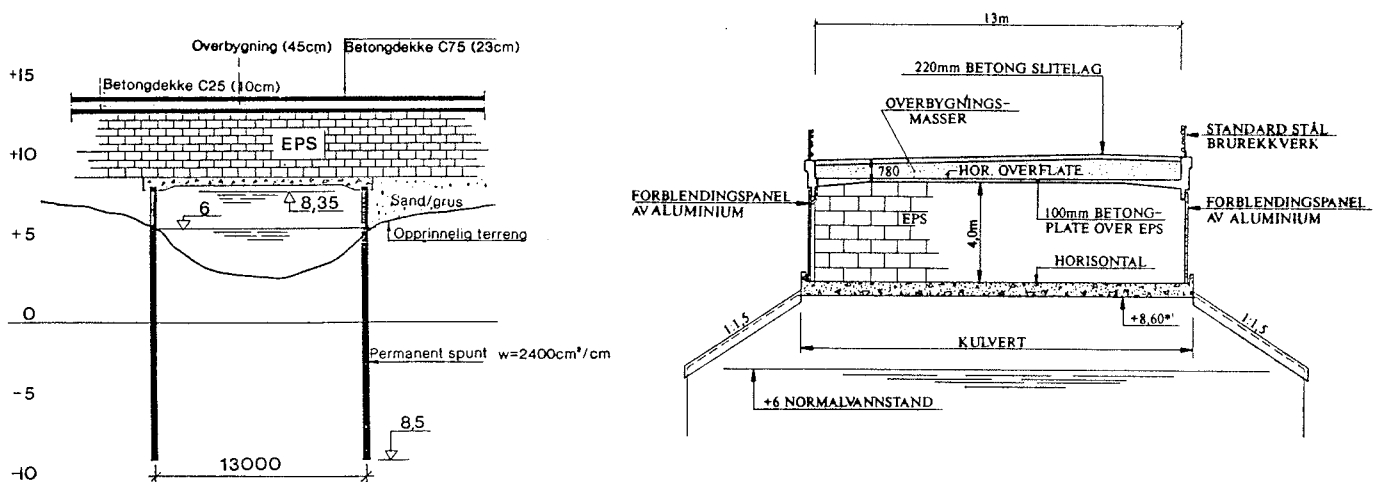


Fig. 20 Nordre Tem bru

Løkkeberget bru - Midlertidig bru fundamentert på en EPS-fylling

Løkkeberg bru er en enfelts Acrow stålbru med et spenn på 36,8 m som krysser E 6 og betjener sydgående trafikk på Rv 21 fra Halden. Brua ble åpnet i 1989 som en midlertidig løsning for å redusere ulykkesomfanget på det meget farlige enplanskrysset. Den skulle etter planene fjernes i løpet av 3 - 5 år i forbindelse med bygging av ny E 6 forbi Svinesund. Brua er fortsatt i drift 6 år etter fullførelsen og det er foreløpig ikke oppnådd enighet om linjevalg for kryssing av riksgrensen.

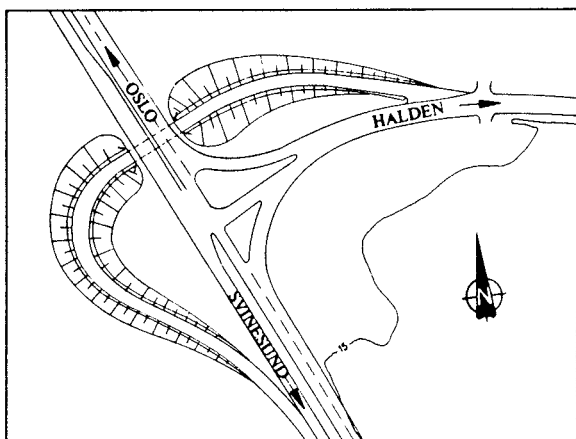


Fig. 21 Plansituasjon for Løkkeberg bru

Bru og ramper ble prosjektert i et område med bløte noe forkonsoliderte leiravsetninger hovedsakelig kvikkleire av tykkelse mellom 6 og 16 m.

For å sikre stabiliteten samt unngå uakseptable setninger, ble det på et tidlig tidspunkt bestemt å benytte ekspandert polystyren (EPS) i tilløpsfyllingene. Siden løsningen er midlertidig ville dette også gi oss muligheter til benytte blokkene om igjen i andre prosjekter.

Landkaret var planlagt på peler til fjell. For å dra nytte av EPS materialet som var planlagt i fyllingen ble det vurdert å plassere landkaret direkte på EPS-fylling. Beregninger viste at en fundamentering direkte på EPS- fyllingen var mulig, dersom blokkene kunne tåle en vertikal belastning på 60 kN/m² eksklusiv dynamiske laster.

Fyllingshoder av EPS og landkar er dimensjonert og utformet for å oppta både vertikale og horisontale laster inkludert bremskrefter. Mellom EPS blokkene er det regnet med en friksjonskoeffisient $\mu = 0,5$, mens det mellom EPS blokkene og betongfundamentet og EPS blokkene og underliggende grusmasser er benyttet $\mu = 0,7$.

Begge brulandkarene er fundamentert på henholdsvis 4,5 og 5 m høye EPS-fyllinger. I det øvre EPS-laget under brufundamentet er det benyttet en trykkstyrke på 240 kN/m² (40 kg/m³ kvalitet). I den resterende øvre halvdel av fyllingen er det brukt en trykkstyrke på 180 kN/m² (30 kg/m³ kvalitet), mens det i den nedre halvdel er benyttet vanlig lett fyllingskvalitet med en trykkstyrke på 100 kN/m² (20 kg/m³ kvalitet). Den samme kvaliteten er brukt på tilløpsfyllingene.

Det er støpt en trykkfordelingsplate i betong (10 cm) i midten av fyllingen under fundamentet. Landkarsfundamentets areal er 7,4 x 7,5 m med en tykkelse på 100 cm under brulagrene og 50 cm på resten.

Brua, som veier 68 tonn, ble heist på plass med en 225 tonns kran ved hjelp av løftebjelker.

Sprøytebetong ble sprøytet direkte på fronten av EPS- fyllingen (mot E 6), mens det på sideskråningen ble benyttet vanlige jordmasser. Total overbygningstykkelse over landkars-

fundamentet er 80 cm.

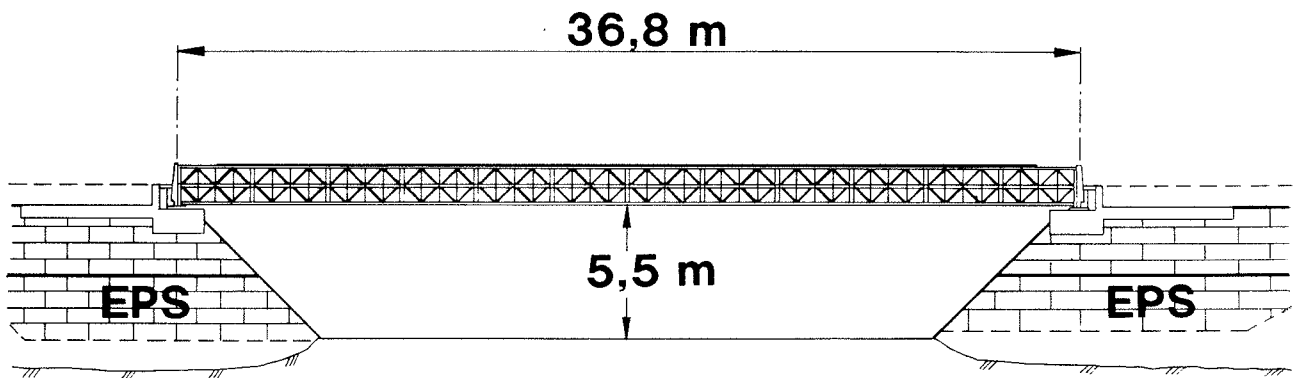


Fig. 22 Lengdeprofil Løkkeberg bru

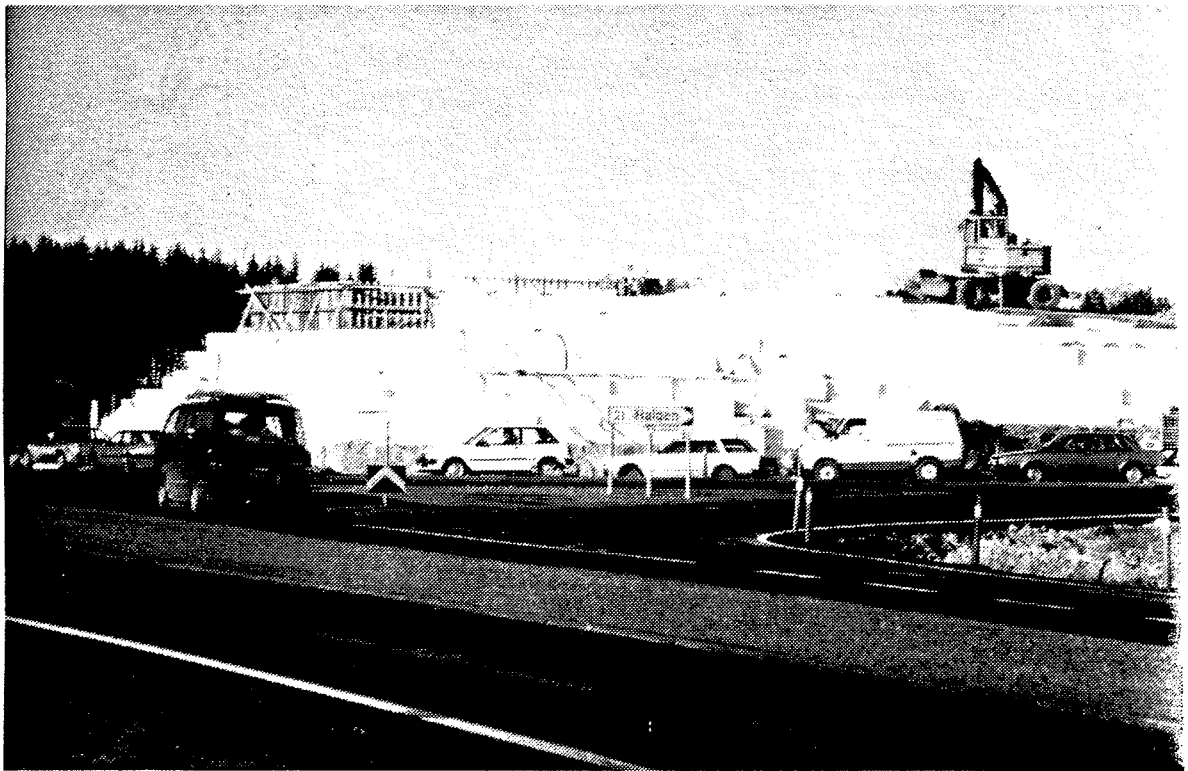


Fig 23 Forskalingarbeid for fundament i EPS fylling

Konstruksjonen har gitt oss gode muligheter for oppfølging med forskjellige målinger.

Deformasjoner har blitt målt med teleskopmålere gjennom EPS laget både under anleggsarbeidene og fram til nå 6 år etter. I tillegg er det montert slangesetningsmålere i 2 forskjellige nivåer for å se på deformasjoner i tverrprofilet.

Så langt tyder alt på at denne byggemåten fungerer bra. Det har blitt registrert små deformasjoner i hele EPS- laget på i størrelsesorden 5,5 cm (1,2 % av høyden på EPS - fyllingen), fig 25. Omtrent halvparten av den totale deformasjonen 3,6 cm eller 6% deformasjon er målt i den nederste 60 cm blokken med EPS. Denne målte deformasjonen i det nederste EPS laget skulle tilsi at store krypdeformasjoner, noe som ikke er tilfelle. Tvert imot måles det forholdsvis lite kryp som vist i fig 26. Størparten av deformasjonene i EPS laget kom umiddelbart ved pålastning.

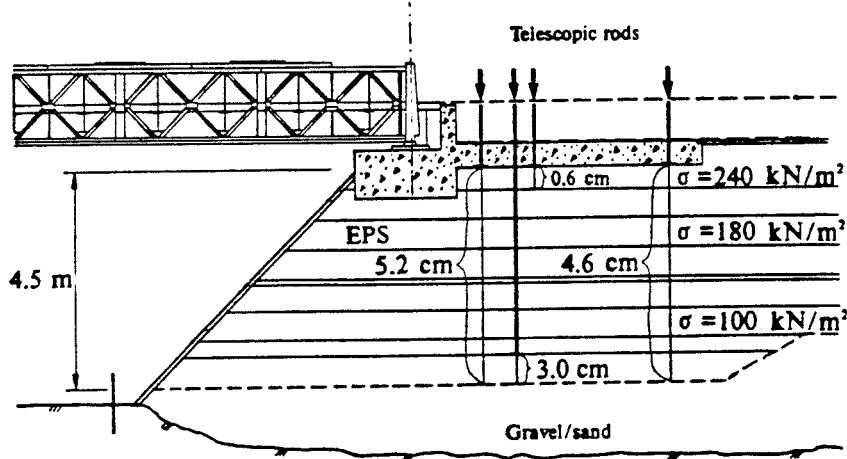


Fig 25 Deformasjon av EPS fylling

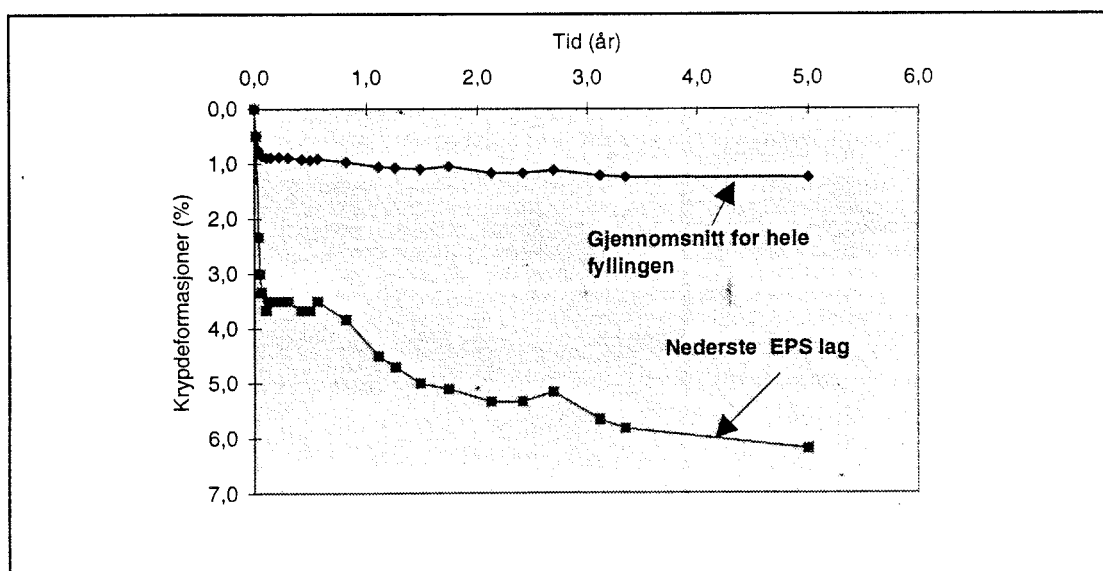


Fig. 26 Krypdeformasjoner målt for hele fyllingen og for det nederste EPS laget

Totalsetningene (inkludert deformasjonen i EPS blokkene) i bruksperioden var beregnet til totalt 30 cm. Etter 6 år ble brua jekket opp med 30 cm for å oppnå tilstrekkelig fri høyde med tanke på at brua vil være i bruk i minst 5 år til.

For å studere spenningsfordelingen gjennom EPS fyllingen ble det plassert 7 jordtrykksmålere i forskjellige nivåer i vegfyllingen og 3 målere i sandlaget under EPS fyllingen. Observasjonene viser at spesielt for de cellene som ligger i EPS fyllingen er det randeffekter som influerer på spenningsresultatene, fig 27.

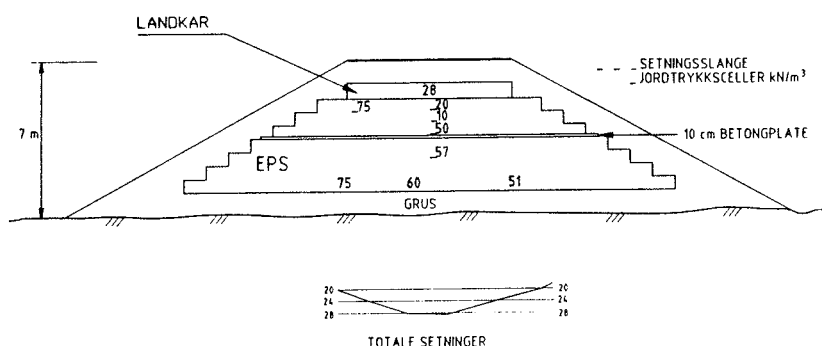


Fig. 27 Spenningsfordeling i EPS fylling, Løkkeberg bru.

Målingene samsvarer bra med deformasjonene som er målt i EPS fyllingen, spesielt i nedre halvdel.

I øvre halvdel av EPS fyllingen er det målt vesentlig lavere vertikalspenning enn man kunne forventet under midten av landkaret. Derimot viser målinger under hjørnet av landkaret vesentlig høyere spenninger enn man kunne ha forventet. Både spenningsfordelingen og deformasjonene indikerer at vertikalspenningene er redusert i en sone under landkaret. Det er også registrert en reduksjon av spenningene over tid. Dette kan forklares med at setningene i undergrunnen som følge av vertikallasten er størst i midten. Det sees tydelig ved avlesning av slangesetningsmålerne gjennom tverrprofilen av vegfyllingen hvor de største deformasjoner måles i midten av vegfyllingen.

Å forklare lastkonsentrasjonene under det nederste laget og den dertil store initiale deformasjonen i det nederste laget er vanskeligere. Inntil videre får en konkludere med at det fortsatt er mekanismer i slike fyllinger som ikke er kjente. For tiden fundamenteres en bru i Østfold på tilsvarende måte. Denne blir instrumentert slik at man har muligheten til å se om man får tilsvarende måleresultater her.

Jordtrykksmålingene har blitt verifisert ved at man i ettetid plasserte fullastet dumper (33tonn) over landkaret. I det tilfellet hvor dumperen står med hele tyngden på fundamentet skulle dette tilsi en spenningsøkning på 6 kN/m². Fig 28 viser en god sammenheng med målingene før pålastningen

og at vi også her har en tendens til reduserte vertikalspenninger i området under fundamentet.

Det er viktig å understreke at denne brufundamenteringen i en EPS fylling ser ut til å være svært vellykket teknisk sett. 6 år etter åpningen fungerer bru og fylling på en utmerket måte.

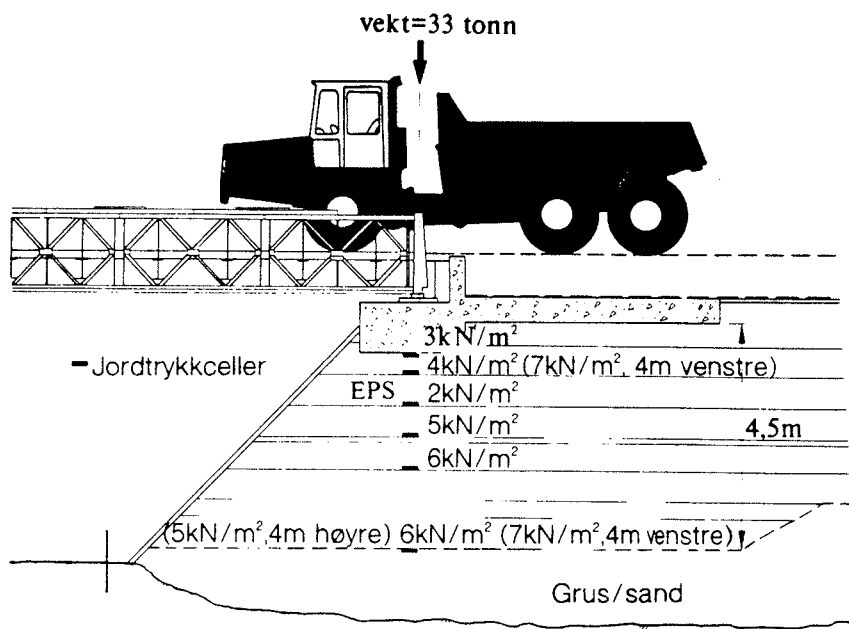
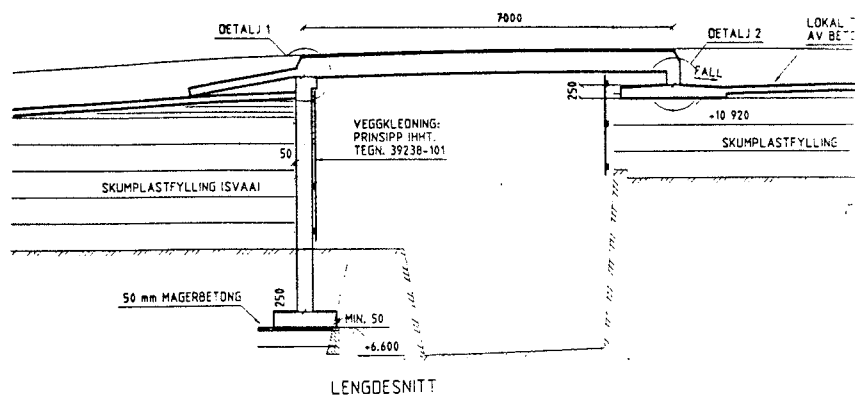


Fig 28.

Direkte fundamentering av bru i forbindelse med Øst - vest forbindelsen i Arendal.

I forbindelse med dette prosjektet var det nødvendig med en kryssing av bekken med et spenn på 7 meter for å få etablert en forbindelse ned til jernbaneområdet. På den ene siden av bruene ligger den tidligere beskrevne EPS fyllingen mens det på andre siden var nødvendig med EPS i fyllingen av stabilitetsmessige årsaker.

Brua ble valgt fundamentert på såle direkte i EPS fyllingen til tidligere beskrevne lokalveg. I dette tilfellet er det valgt en såle på 2*7 meter som gir en utnyttelsesgrad av EPS blokkene på 30 %. EPS lagene har en gjennomgående trykkstyrke på 200 kN/m²



Bruk av EPS

Referanser:

Aabøe. Hovedoppgave NTH 1979. Lette masser i Vegbygging.
Brattensborg. Hovedoppgave NTH 1984 . Ekspandert polystyren
Hjorteset. Hovedoppgave NTH 1987. Spenningsfordeling i EPS som konstruksjonmateriale
Duskov Universitetet i Delft 1994 EPS as light weight sub base
Public work Research/CPC consultants, Japan. Design and construction manual.

I tillegg er det gitt en tilnærmet komplett referanseliste over EPS artikler i Geofam Geosynthetics av John Horwath, Manhattan College, NY, USA

Overingeniør Roald Aabøe
Veglaboratoriet

B1: EPS - UTVIKLING OG ANVENDELSE I VEGBYGGING

INNLEDNING

I Norge er det i dag to aktuelle lette masser som egner seg for tilbakefylling bak støttemur for å oppnå en reduksjon i "jordtrykket":

- Ekspandert polystyren (EPS)
- Leca

Forskjellen mellom Leca og EPS når det gjelder utnyttelsen som bakfyllmasse til støttemur, er at EPS kan være en selvstendig støttemur som kun trenger en lett kledning. Leca derimot krever en støttemurkonstruksjon som tåler det jordtrykket som oppstår.

I utlandet er det så vidt kjent 2 andre lette masser i bruk:

- Honeycombblokker som produseres i Frankrike og som helt sikkert er meget godt egnet til å eliminere jordtrykket. Dette er blokker som er laget av polypropylen med et heksagonalt cellemønster. De har samme størrelse som EPS-blokkene.

- Skumbetong som er en lettbetong som er tilsatt mekanisk blandet skum og evt. polystyrenperler.

Felles for begge disse produktene er at de er dyre (2-3 ganger prisen på EPS).

DIMENSJONERING/DESIGN AV VERTIKALE EPS-FYLLINGER

Det er 2 bruksområder for vertikale EPS-fyllinger.

For det første som en selvstendig støttemur, hvor man kan se bort fra jordtrykket og kun bruke en enkel kledning i fronten (under forutsetning av at EPS-konstruksjonen ikke er utsatt for et jordtrykk i bakkant).

For det andre brukes EPS bak støttekonstruksjoner av betong og bak landkarvegger for å redusere jordtrykket.

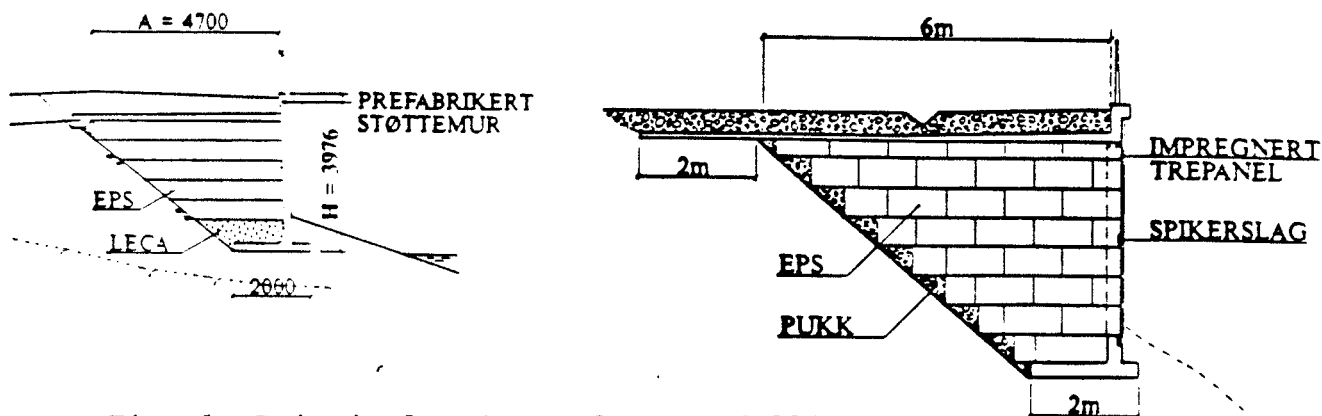


Fig. 1. Prinsipløsninger for EPS-fyllinger

Veglaboratoriets dimensjoneringskrav er følgende:

Dimensjonering/design

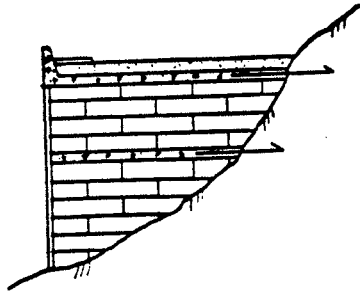


Fig. 2. FORANKRING AV FYLLINGER

Dimensjonerende tyngdetetthet:

Stabilitet og setninger: $\gamma_d = 1 \text{ kN/m}^3$

Oppdrift: $\gamma_d = 0.2 \text{ kN/m}^3$

Det benyttes en sikkerhet mot oppdrift på $\gamma_m = 1,3$ basert på den høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 100 års periode.

Horisontalkrefter.

På strekninger hvor det forventes spesielle horisontalbelastninger må opptak av krefter vurderes.

Friksjonskoeffisienten mellom skumplastblokken og mellom skumplast og undergrunnen kan settes til $\mu = 0,7$.

I skrånende terreng, spesielt for høye fyllinger skal forankring av konstruksjonen vurderes spesielt. Forankringen tar vare på horisontalkrefter som følge av kollisjon med kantdrager og evt. glidning av fylling i skråning.

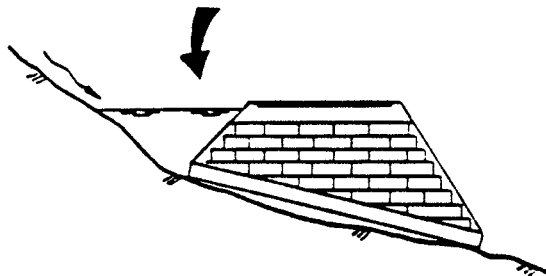


Fig. 3. OPPDEMNING AV VANN

Det skal legges tilstrekkelige drensledninger for å hindre oppdemning av vann og horisontalkrefter som følge av dette i skrånende terreng.

Reduserte horisontalkrefter mot brulandkar/støttemurer etc. kan oppnås ved å legge et gap på 2-3 cm eller mer mellom vegg og blokker, samt sikre god vanddrenasje og hindre at materialer faller ned i åpningen. Ved en slik framgangsmåte kan horisontalkreftene reduseres til 0, men landkarets evne til å oppta horisontalkrefter fra brua (bremse og temperaturkrefter) reduseres. Det forutsettes stabil skråning i bakkant av EPS massene.

Fullskalforsøk og laboratorieforsøk indikerer at dersom blokkene legges i kontakt med evt. brulandkar/støttemur vil forholdet mellom horisontalspenningen og vertikalspenningene beregnes slik

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_V} \approx 0,1$$

Skumplastfyllingen som avsluttes vertikalt kan dekkes til med f.eks.:

- plater av stål eller aluminium
- trepanel
- sprøytebetong
- betongplater

Innfestingsarrangementene varierer avhengig av konstruksjonens funksjon.

Følgende metoder for innfesting av veggen kan være aktuelle:

- feste veggen til kantdrager og en betongplate i bunn
- system med spikerslag
- stålstrips/fiberduk
- forankring i løsmasse eller fjell
- H-bjelker eller lignende rammet ned i bakken i forkant EPS-fylling.

I Norge har Veglaboratoriet målt jordtrykk på et landkar med en tilløpsfylling av EPS på Bispeveien bru. EPS-fyllingen er totalt 4,5 m høy. Blokkene ble lagt i kontakt med betonglandkaret. De målte verdiene er i størrelsesorden 3 kN/m² jevnt fordelt.

På Lambertseterveien bru i Oslo ble det i 1977 ved bygging laget et lite gap mellom landkar og EPS-fylling. Dette gapet kan måles gjennom staghullene som stod igjen etter forskalingen. Målingene viser at det ikke har vært noen vesentlig forandring i denne avstanden over tid.

I Japan har det vært utført fullskalaforsøk på en ringbane bygd opp med EPS og i forsøkshull med fyllinger opptil 6 m. I tillegg har det blitt målt jordtrykk på en rekke av de mange EPS-fyllingene som er bygd i Japan de siste årene. Resultatene herfra bekrefter de lave jordtrykkene.

Bruavdelingen i Vegdirektoratet har imidlertid vurdert besparelser ved å bruke EPS bak et landkar (hvor det ikke var nødvendig med EPS av stabilitets- eller

setningshensyn) og funnet at det er svært lite å spare på armering og betongtykkelse på støttemuren. Besparelsen vil i tilfelle være en redusert såle.

Når det gjelder støttemurer, er situasjonen gunstigere. Ofte vil det ikke være behov for å dimensjonere den for trafikklast og kollisjonskrefter. Det er opplagt at her må det være muligheter for å få en slankere utforming av støttemurer i tillegg.

I en del tilfeller (spesielt i skråterreng) vil selvstendig støttemurkonstruksjon av EPS kunne være konkurransedyktig også på områder med god grunn.

VERTIKAL EPS-VEGG. MOSSEVEIEN V/LOENGA

Som et ledd i trafikksaneringen i Gamlebyen i Oslo ble det i 1983 bygget nye av- og påkjøringsramper til Mosseveien ved Loenga. Rampene fører blant annet til at trafikken fra sentrum til Ekeberg og Gamlebyen slipper å krysse motgående kjørefelt i Mosseveien.

Anlegget krever opptil seks meters fyllingshøyder. Vanskelige grunnforhold førte til at det ble valgt å benytte ekspandert polystyren som fyllmasse med en vertikal vegg som avslutning.

Grunnforhold

Dybden til fjell varierte fra 10-25 meter og grunnen bestod av 2-3 meter eksisterende fylling over en bløt sensitiv leire, til dels kvikk.

Stabiliteten av eksisterende fylling var tilfredsstillende, men det var ikke akseptabelt med en ytterligere pålastning.

Utførelse

Eksisterende skråning ble slaket ut til 1:3 for at den 6 meter høye skumplastfyllingen skulle ligge stabilt. Under fyllingen ble det jevnet ut med grus, for tilpassing av blokkene, samt å sikre en god drenering under.

Fyllingen ligger i en kurve, og for å unngå kutting av blokkene inne i fyllingen, ble all kuttingen utført på den vertikale avslutningen.

For eventuelt å justere nivået midt i fyllingen var det prosjektert en 12 cm betongplate. Dette viste seg å være en unødvendig foranstaltning, fordi jevnheten på skumplastlaget var meget god.

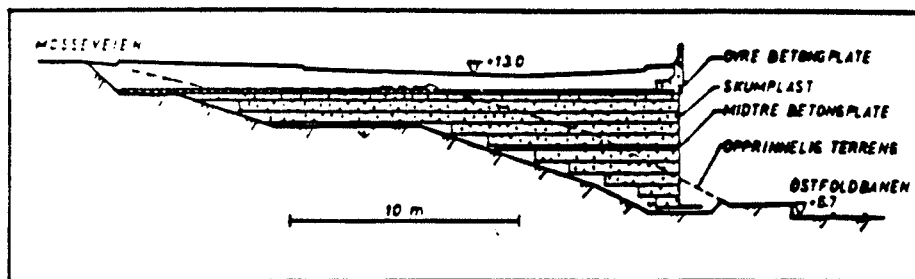


Fig. 4. Typisk profil av rampe

På toppen av fyllingen ble blokkene kuttet parallelt med prosjektert topp av vegen. Overbygningen består av en 15 cm tykk armert betongplate over skumplastfyllingen med 40-50 cm grus og asfalt på toppen.

En del sikkerhetsforanstaltninger ble iverksatt hovedsakelig pga. den uvanlige konstruksjonen med en 6 meter vertikal vegg mot jernbanen. For å hindre nedbryting, beskytte den mot brann etc. ble fyllingen malt og beskyttet med korrugerte stålpaneler. Disse ble montert i betongdekket i toppen og stålstrips lenger nede i konstruksjonen, slik at konstruksjonen kunne tåle noe egen-deformasjon.

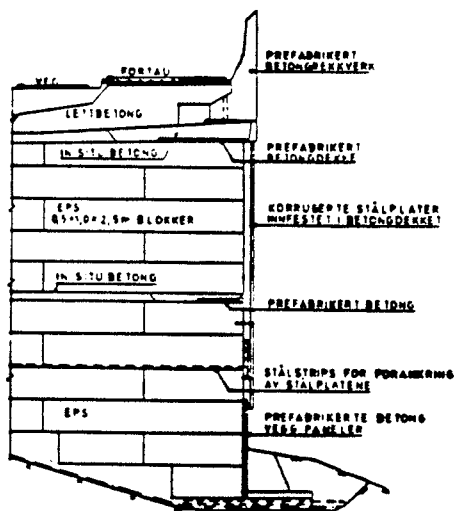


Fig. 5. Typisk tverrprofil

Konstruksjonen av kantelementer måtte vurderes spesielt, og det var spesielt 2 problemer det måtte tas hensyn til:

- a) Det var ikke mulig å støpe kantdrageren i en enhet og på stedet. Isteden ble det brukt ferdigelementer.
- b) Den relativt tunge kantdrageren kunne medføre ekstra deformasjon av skumplasten på kanten av fyllingen. For å unngå dette ble det brukt lettbetong under fortauet og skumplast med en høyere trykkstyrke ut mot kanten.

Målinger utført på denne fyllingen viser setninger i størrelsesorden 1 cm første året, mens det senere ikke er registrert målbare setninger.

Rv.181 EIDSVOLL

Ved Eidsvoll er Sundet bru over Vorma under bygging. Brua er 320 meter lang og inkludert tilknytningsveger er det totalt 1000 m ny veg.

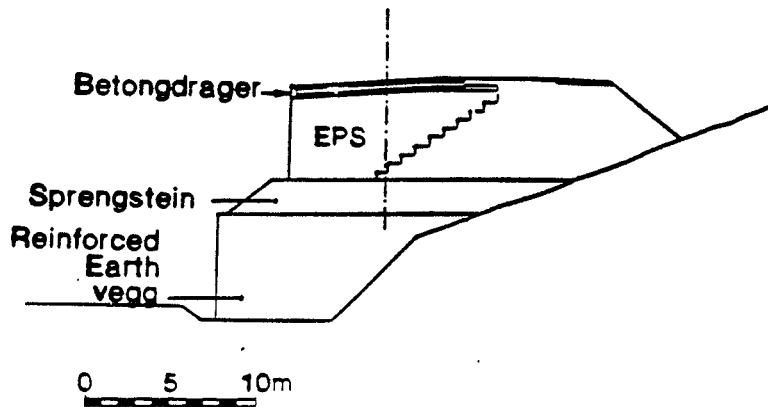


Fig. 6. Kombinasjon av "Reinforced earth" og EPS-fylling

Vestre tilløpsveg

Vegen er bygd på 13 meter høye fyllinger i foten av en høy åsrygg. Områdene foran fyllingen er båndlagt av NSB (Eidsvoll stasjon) til framtidig jernbaneformål.

Undergrunnen består av en fast overkonsolidert leire med en skjærstyrke på 80 kN/m^2 .

For å begrense det nødvendige areal for vegfyllingen ble det bestemt å bruke en vertikal armert jord konstruksjon (Reinforced Earth). Imidlertid viste stabilitetsberegninger at de relativt omfattende utgravingene en slik konstruksjon krever, reduserte stabiliteten i utgravingstilstanden i en slik grad at denne konstruksjonen vanskelig kunne gjennomføres som planlagt. En mer begrenset armert jord konstruksjon med mindre bredde i foten ga for lav sikkerhet ved pålastning. Etter å ha vurdert forskjellige løsninger ble en armert jord konstruksjon i nedre del av skråningen, kombinert med lett fylling av skumplast i øvre del, valgt. Kostnadmessig er det liten forskjell mellom disse løsningene.

En står også vesentlig friere i utformingen enn tidligere, slik at mellomrommet mellom de 2 vertikale veggene kan bygges opp med en steinfylling (figur). Dette begrenser høyden og omfanget av den nedre vegg. Høyden på den vertikale EPS-fyllingen er opptil 5,0 m. Totalt er det brukt nærmere 10000 m^3 EPS på dette prosjektet.

Fronten er blitt utformet med sprøytebetong som var det rimeligste alternativet. Det er brukt 4 cm med C45 stålfibersprøytebetong og 2 cm med vanlig sprøytebetong med et armeringsnett av stål. Til nå har det ikke blitt registrert oppsprekking av betongen. Kostnadene for denne fronten ligger på nærmere 250 kr/m^2 .

Alternativt forslag var en 10 mm tykk kledning av GRC-plater (glassfiberarmert betong) som estetisk nok ville vært vesentlig penere. Kostnadene for denne løsningen var imidlertid atskillig dyrere, nærmere 450 kr/m² i materialkostnader.

E18 NORDRE TEM BRU. FORENKLET BRULØSNING

Oversikt

E18 gjennom Vestfold fylke har de siste årene blitt omlagt forbi tettsteder. Ved Sem, omtrent 100 km sør for Oslo, krysser den nye traseen Merkedamselva, en typisk meanderelv, 2 ganger i løpet av 1 kilometer. 2 bruer (Nordre Tem bru og Søndre Hesby bru) har ved hjelp av spuntkonstruksjoner blitt bygd her. Nordre Tem bru krysser Merkedamselva med en høyde på ca. 11 meter over elvebunn.

Det er brukt betongdekke på hele den nye omlagte E18, slik at kun svært små setninger er akseptable.

Grunnforhold

Grunnundersøkelser indikerte mer enn 30 meter med middels fast leire med en udrenert skjærstyrke på 25-30 kN/m². Det ble registrert et sandig lag i skråningen i nivå med elvebunnen. Dette skyldes antagelig at bekkeleiet har endret seg, muligens også en tidligere utglidning.

Design og konstruksjon

Flere konstruksjonsmetoder ble vurdert. Blant disse var:

1. NIB-bjelkebru fundamentert på betongpeler.
2. Betongkulvert (In situ støpt og prefabrikert).
3. Permanent spuntkonstruksjon med en lett fylling av ekspandert polystyren (EPS) på toppen.

Permanent spunt

Kostnadsoverslag viste at alternativet med en permanent spunt, innstøpt i toppen og med en EPS-fylling over, var nesten 1 million kroner billigere enn alternativ 1 og 2.

Denne løsningen ble derfor valgt. Bæreevneberegninger viste at det var nødvendig å bruke EPS på toppen av konstruksjonen for å redusere vekten på spuntnålene. En spuntvegg med motstandsmoment på 2400 cm/m, en stål-kvalitet S 52, og 17 meter lange spuntnåler ble valgt.

Vegfyllingen over spuntkonstruksjonen består av 4 meter EPS med en overbygning på 78 cm som inkluderer en 10 cm betongplate over EPS-blokkene og et betongdekke på totalt 22 cm. For å redusere eventuelle ujevne setninger er det også brukt EPS i skråningene ned mot

spuntbrua og også under spuntveggnivå på yttersiden for å redusere horisontalkrefter mot spuntvegg.

Denne metoden gjorde det mulig å redusere kulvertlengden, fordi EPS ble lagt med vertikale vegger i vegens lengderetning. På denne måten unngikk man stabilitetsproblem i elvens lengderetning. De vertikale veggene er dekket med ellokserte stålplater.

Stålplatene er montert på spikerslag (2" x 4") med c/c 60 cm. Fasadekledningen inkludert arbeid og innfesting kostet 258 kr/m².

Det er viktig at en tar hensyn til at EPS-fyllingen kan få en egen deformasjon på 0,5-1 %. Denne detaljen ble uteglemt her og førte til at noen av platene ble "skviset", før det ble sørget for at de ble kuttet nederst.

Prinsippene for metoden er vist i figur 7 og 8.

Totalt er det brukt ca. 3000 m³ EPS i forbindelse med konstruksjonen.

Som tidligere nevnt, er det bygget en lignende konstruksjon på E18 ca. 1 km lenger syd, Søndre Hesby bru. Det er små forskjeller i utførelsen, men på Søndre Hesby har de vertikale veggene blitt støpt på stedet. Linja er noe lavere her, slik at fyllingen kun består av 1,2 meter EPS pluss en overbygning på 78 cm. Kostnadene for denne vertikale veggen ble vesentlig dyrere enn for stålplatene.

Denne E18-traseen er prosjektert for en senere utvidelse til 4-feltsveg. Å utvide denne spuntløsningen forventes å bli både enklere og mer kostnadsbesparende enn f.eks. en bru.

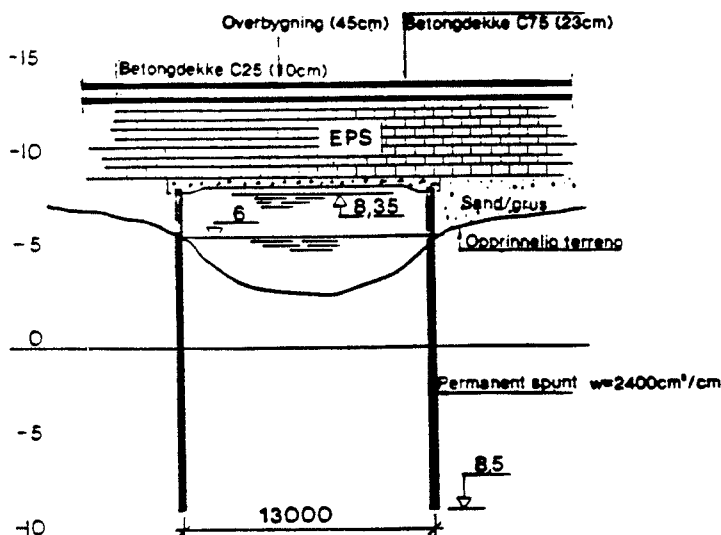


Fig. 7. Lengdeprofil av Nordre Tem bru

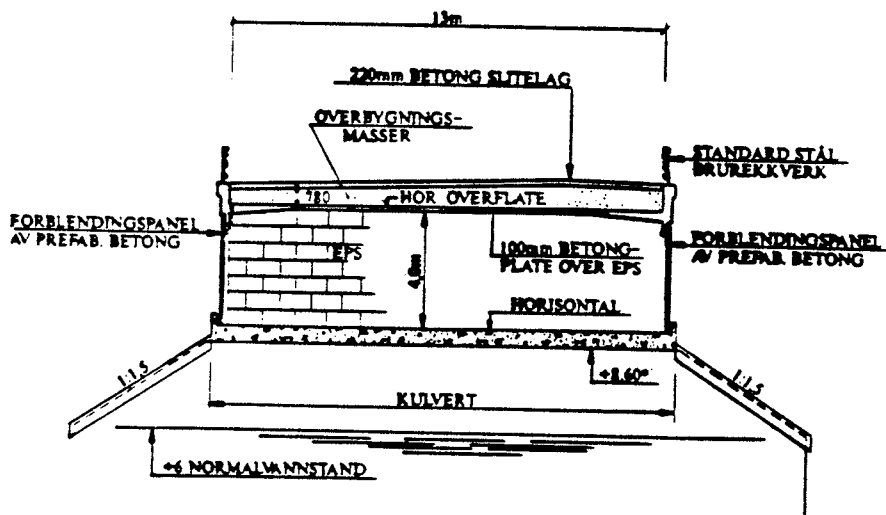


Fig. 8. Tverrprofil av Nordre Tem bru

Rv.315 NYVEIEN, VERTIKAL EPS-VEGG

I Holmestrand ble Rv.315 utvidet i 1985 for å få plass til en gang-/sykkelveg. Vegen er fundamentert i urmasser med en bratt skråning (1:1). I bunn av fyllingen er det registrert en overkonsolidert leire.

En konvensjonell støttemur fundamentert i skråningen var ikke mulig pga. utilstrekkelig bæreevne. Et annet problem var at områdene nedenfor skråningen var båndlagt av en kirkegård, slik at en utfylling ikke var mulig.

Det ble vurdert 2 alternativer:

- en konvensjonell støttemur i bunn av skråningen
- en EPS-fylling med vertikale vegger.

EPS-fyllingen ble valgt som beste løsning både teknisk og økonomisk. Omtrent 800 m³ med EPS ble brukt i støttemursvegger på opptil 2,5 m høyde. En 15 cm tykk betongplate er støpt over EPS-fyllingen og videreført 3 m inn i den eksisterende veg som en friksjonsplate. En kantbjelke innfestet i ytterkant av betongdekket er støpt for å hode overbygningmassene på plass. EPS-blokkene er dekket med impregnert trepanel.

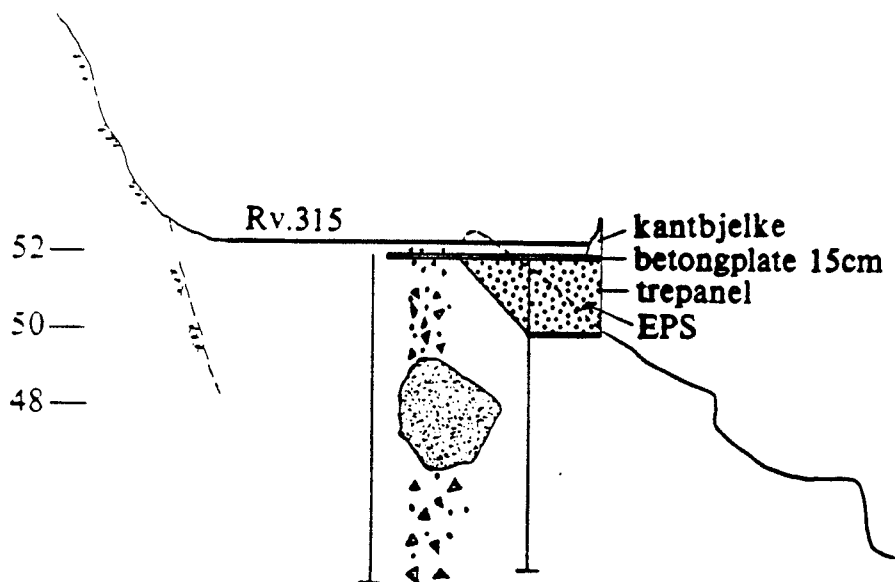


Fig. 9. Rv.315 Tverrprofil

Rv.5 VED SOGNDAL

Den 28. november 1979 sviktet en yttermur oppbygd av stein, og muren samt fyllingsmasse bak denne raste på sjøen. Dette skjedde på riksveg 5 mellom Sogndal og Hermansverk (ca. 3 kilometer fra Sogndal).

Trafikken kunne passere rasstedet på en ca. tre meter bred "hylle" mot fjellet. Da det var fare for ytterligere utrasing, ble det bygd en 36 meter lang Bailey-bru over raset.

Undersøkelser viste at en ikke kunne lage fylling ut i sjøen. En ny yttermur eller ett av brukarene (ved brualternativ) måtte fundamenteres på urmasser som hadde en skråningsheining ca. 1:1 ut i sjøen.

Det ble prosjektert en bru over raset til en kostnad på en million kroner. Veglaboratoriet kom med et alternativ om å bygge opp vegen av skumplastblokker (lett fylling). I dette tilfellet måtte skumplastblokkene avsluttes med en ca. seks meter høy vertikal mur.

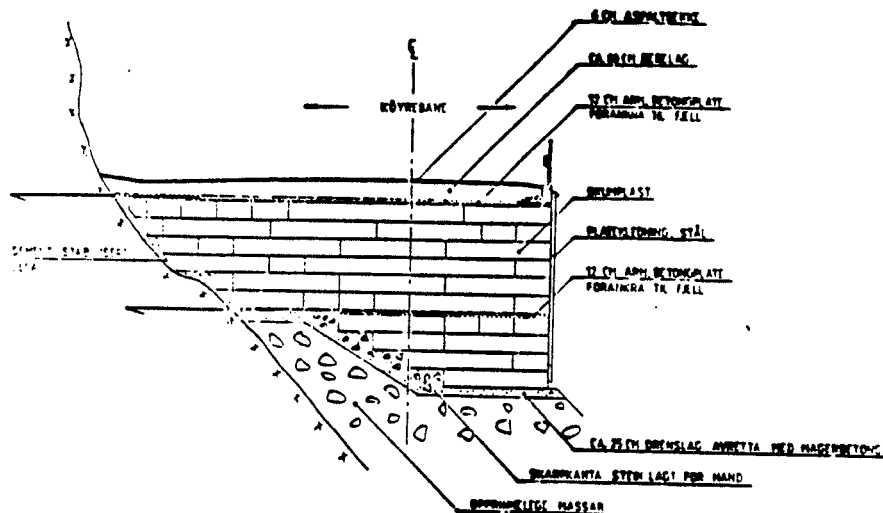


Fig. 10. Tverrsnitt gjennom fylling

De to betongplatene (fig. 10) er forankret i fjell for å kunne ta opp eventuelle horisontalkrefter. Mot fjell og urmasser ble skumplastlaget avsluttet med sementstabilisert løs Leca. Drenerør ble lagt på tvers av fyllingen. Alt overflatevann har blitt ledet via tette overflategrøfter til stikkrenne for å sikre seg at det ikke blir bygd opp et vanntrykk bak skumplasten.

En bru var kostnadsberegnet til 1.0 millioner 1979-kroner, mens denne løsningen ble 40 % rimeligere.

Det ble montert bolter for å sjekke både horisontal og vertikal deformasjon. Det har blitt registrert vertikal deformasjon på totalt 3 cm over en 12-årsperiode. Mesteparten av dette kom i løpet av kort tid og skyldes trolig et glipp av løsmassene på fjellet. Horisontal deformasjon er målt og er tilnærmet null. Kryp er også indirekte målt og er helt neglisjerbar.

E76. STØTTEMUR AV EPS VED EKER PAPIRFABRIKK

I forbindelse med en utvidelse for G/S-veg av E76 inn til Eker papirfabrikk var det nødvendig å bygge en støttemur med høyde 2,2 m og 140 m lang for å oppnå tilstrekkelig plass. Alternativet var en kostbar omlegging av jernbanen på andre siden av vegen. Grunnundersøkelsene viste en bløt, kvikk leire med en skjærfasthet varierende fra 8-15 kN/m³. En vanlig betongstøttemur, som var blitt foreslått, måtte fundamenteres i 1,5 m dybde. Med en slik løsning ville vi fått en mur på nærmere 4 m. For å oppnå tilstrekkelig bæreevne var det nødvendig med en fot på 4 meter. Dette ville igjen skape stabilitetsproblemer mot eksisterende veg.

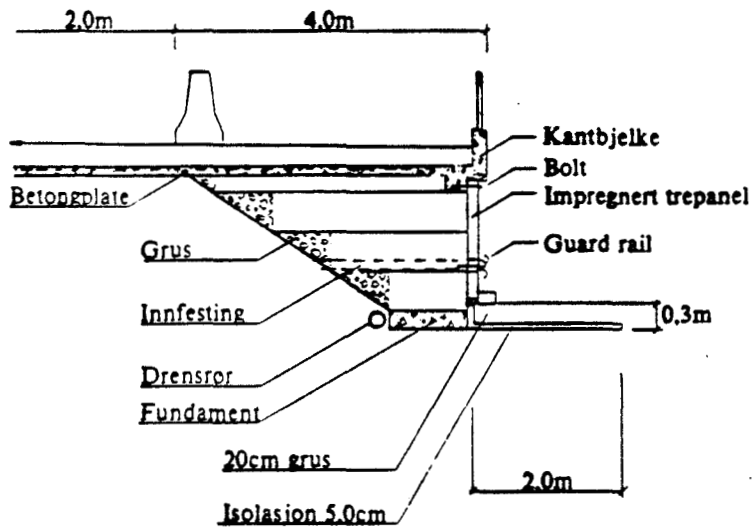


Fig. 11. Støttemur av EPS ved Eker papirfabrikk

Vegkontoret foreslo isteden å bygge en støttemur med EPS. Man unngikk på denne måten tilleggsbelastning på den bløte undergrunnen, stenging av vegen, og man fikk i det store hele en mye enklere anleggsfase. Kostnadene viste seg å være i størrelsesorden 60 % av den foreslåtte løsningen. Den vertikale avslutningen fig. er i dette tilfellet utført med impregnert trepanel. Dette er en løsning som det etter hvert har blitt bygget en rekke av.

**Intern rapport
nr. 1885**

**Expanded Polystyrene -
The light Solution**



May 1996

Expanded Polystyrene - The Light Solution

Tor Erik Frydenlund and Roald Aabø
Norwegian Road Research Laboratory

ABSTRACT: Some 24 years of experience with Expanded Polystyrene (EPS) as a lightweight filling material have brought about both a wider use on a global scale and introduction of a number of different design applications. In addition to reduced vertical loads, advantages from using EPS may also include reduced horizontal loads, simplified designs and increased speed and ease of performing construction activities. Although special care should be observed to avoid damage related to buoyancy forces associated with fluctuating water levels and fire hazards during construction, existing fills have proved to behave as expected. A normal design life cycle of at least 100 years for the EPS blocks may therefore be counted on. Special applications of EPS, involving both a temporary realignment of a railway line as well as the reconstructed line and support for bridge abutments with continuous multispan concrete decks, are also described.

1. INTRODUCTION

In 1972 the Norwegian Public Roads Administration adopted the use of Expanded Polystyrene (EPS) as a superlight filling material in a road embankments. The first project involved the successful reconstruction of road fills adjacent to a bridge founded on piles to firm ground. Prior to the reconstruction the fills, resting on a 3m thick layer of peat above 10 m of soft marine clay, experienced a settlement rate of more than 20 cm per year. By replacing 1 m of ordinary fill material with two layers of EPS blocks, each layer with thickness 0.5 m, the settlements were successfully halted.

Since then authorities in several countries have also found the method advantageous for building roads across soft ground and for similar construction applications where low loads are essential. The main reason is of course that EPS-blocks may be produced with densities nearly 100 times lighter than ordinary filling materials, but there are also other advantages. The method is now in common use in several countries in Europe, Asia and North America. At present more than 300 road projects involving EPS fills have been completed in Norway with the volume of EPS-blocks used totalling some 400,000 m³.

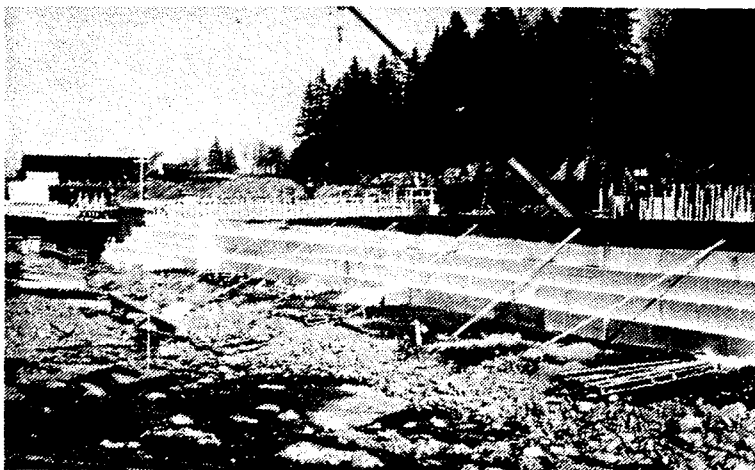


Figure 1.1 E6 at Vestby, Norway - 12000m³ of EPS.

EPS is of course not the only solution to load and settlement problems on soft subsoils. Several other lightweight filling materials may also be considered together with alternative solutions like replacing or strengthening the subsoil, pile applications etc. Material availability and costs are important factors to be considered in this connection, but in many cases the use of EPS will prove to be advantageous and in some cases provide the only practical solution. In a publication "Lightweight filling materials" prepared by PIARC, the Permanent International Association of Road Congresses (expected to be released by mid 1996), lightweight filling materials in common use are presented together with case histories giving examples of current use. This includes a review of material properties; design, construction and environmental considerations; pavement structure; quality assurance; availability and economy.

2. CURRENT USE

Various types of applications

Since the first project where the lightweight EPS material provided a substantial load reduction on the subsoil, various types of applications have been developed. The most common use is as a lightweight filling material in order to minimise the loads on the subsoil or create a compensated load situation where the stress distribution in the subsoil is equal to or less than the original soil stress. The latter condition will of course eliminate both stability and settlement problems (figure 2.1). EPS has therefore also been used to obtain compensated foundation solutions for buildings. In general EPS is most commonly used as a lightweight filling material for road construction purposes, but EPS blocks have also been used in railway fills and for other types of embankments.

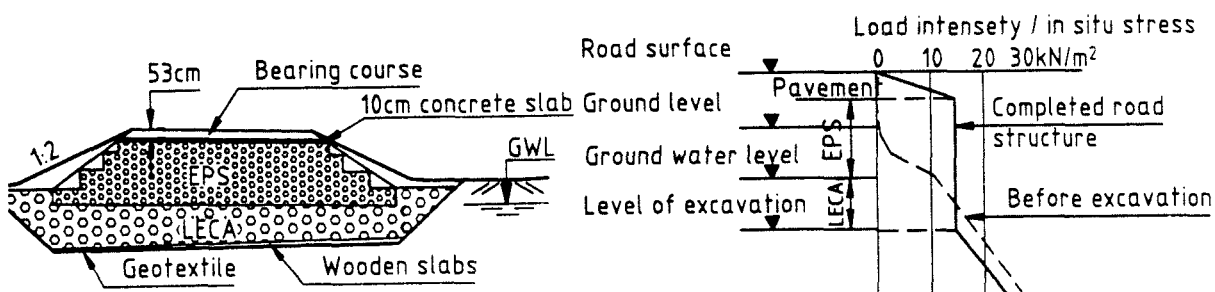


Figure 2.1 Compensated foundation

In some cases the lower part of the EPS fill has even been placed below the groundwater level. Advantage is then taken of the buoyancy forces created. For such a solution to function satisfactory an absolute prerequisite is that the maximum waterlevel is known or may be controlled. Since the EPS blocks are extremely light in weight, the net buoyancy forces created when submerged are correspondingly high. So if the waterlevel is allowed to rise above the level used in the design calculations, the whole fill may easily float away.

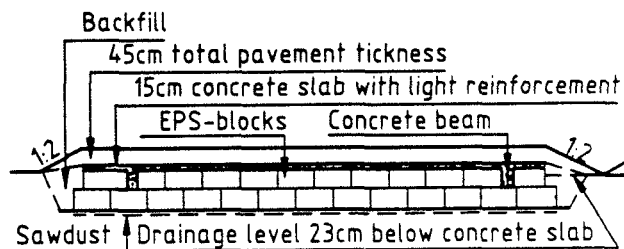


Figure 2.2 EPS fill below ground water level. Road no 610 at Sande, Norway

In a normal fill the side slopes of the EPS blocks are usually constructed with a gradient 2:1. For protecting the EPS material the slopes are covered with ordinary soils having a slope with gradient of 1:1½ or 1:2 . This soil wedge represents little additional weight and will normally be nearly equivalent to the weight of the pavement structure on top of the EPS blocks, i.e. the subsoil is subjected to a uniformly distributed load across the total width of the embankment. In some cases it may, however, be advantageous to terminate the EPS fill with a vertical side slope. In such cases the vertical front may be covered by steel or aluminium sheets, wooden planks or shotcrete for mechanical protection of the EPS material. This type of solution has been successfully applied to projects in urban areas where limited space is available and in repairing roads on steep slopes damaged by landslides.

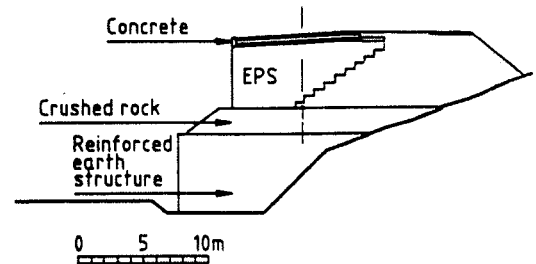
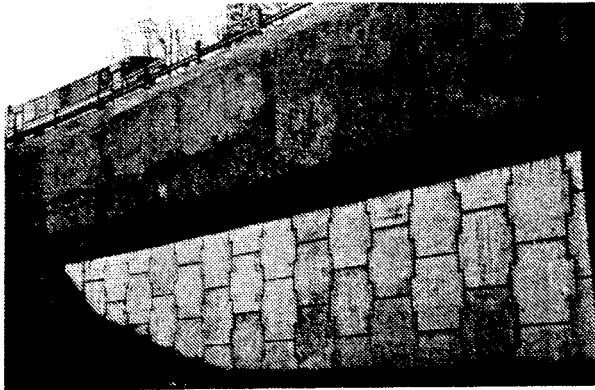


Figure 2.3 Vertical EPS wall. Road no.181 at Eidsvoll, Norway.

By placing EPS blocks against the vertical face of bridge abutments and retaining walls, the horizontal load on such structures may be substantially reduced. From load distribution experiments in Japan and Norway it has been demonstrated that the ratio of horizontal to vertical stress is close to 0.1 provided the adjacent soil is terminated in a stable slope. Even with a vertical soil slope the horizontal stress transmitted by the EPS blocks to the wall are of the same small magnitude if the length of the EPS fill is equal to or greater than the total height of the fill. If a gap is left between the EPS material and the wall, it has been demonstrated that the EPS blocks will not move and hence no horizontal loads are transmitted to the wall. Although this may be an advantage in many situations, one should also bear in mind that no external forces can be taken up by the normal passive soil pressure behind such walls. For bridges this will mean that breaking forces and temperature forces will have to be accommodated at one or more of the other bridge supports.

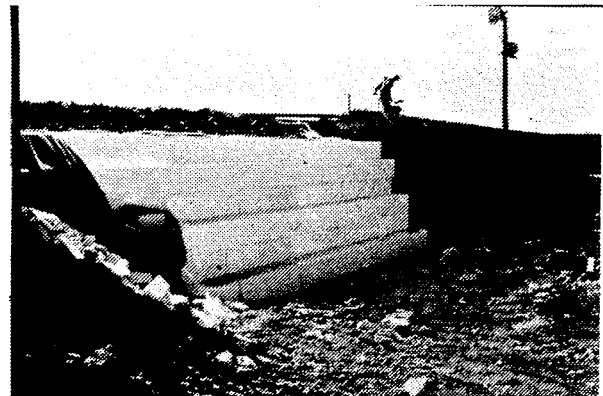


Figure 2.4 Reduced lateral pressure. E 18 Sem, Norway.

EPS blocks are also known to have been used as a backfilling material against the basement walls of buildings. The main idea here is again to reduce horizontal stress against the basement walls based on the reduced vertical stress.

A more recent application of EPS has been as a support foundation for bridge abutments. Higher strength EPS has then been required with some increase in cost per unit volume. This solution has been used for both single span bridges (figure 2.5) with up to 5 m high EPS fills and quite recently also for multispan bridges. In all cases the EPS material has performed satisfactory with no adverse effects on the bridges.

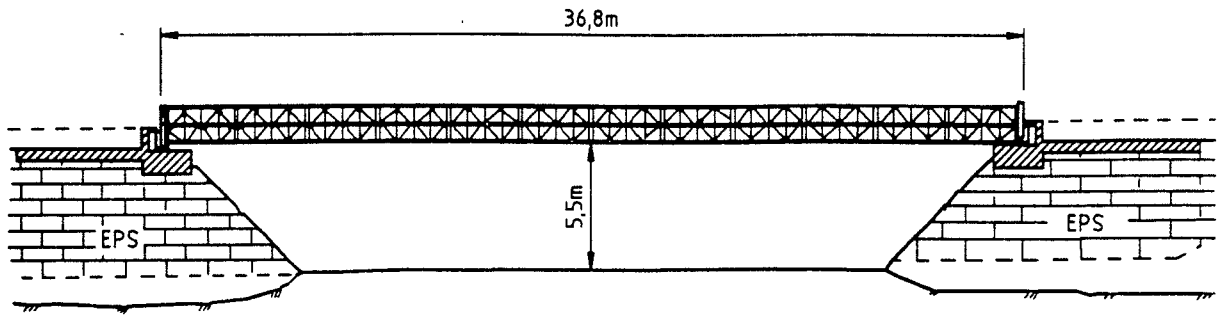


Figure 2.5 EPS as a support foundation for bridge abutments. E 6 Løkkeberg bridge , Norway (1989).

Yet another application of EPS in connection with bridges is as a lightweight filling material above the bridge or culvert deck. A simplified bridge or culvert design has been adopted involving steel sheet piles to be driven along the river on both sides. A thin concrete slab is then cast on top of the steel sheet piles to provide the bridge deck. The remaining distance up to the road pavement is then filled up with EPS blocks and pavement material placed on top of the EPS (figure 2.6). The loads experienced by the bridge deck are then limited to the dead load from the pavement structure and live loads on the road. In particular this may be an advantageous solution when restrictions are introduced for construction activities in order to prevent river pollution. At the same time such a solution may also take care of potential stability problems associated with normal bridge design.

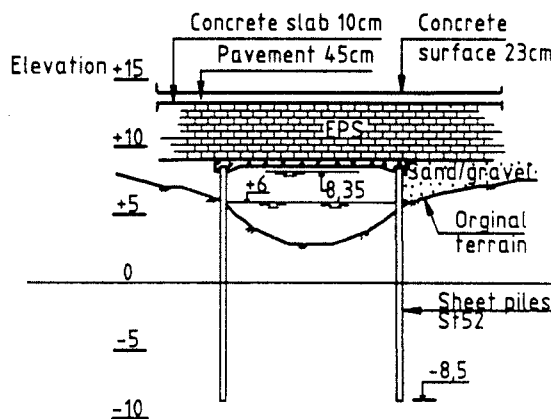


Figure 2.6 Simplified bridge design . E 18 Nordre Tem bridge, Norway.

Other known uses of EPS blocks are for creating gardens with undulating terrain close to existing structures and without introducing subsoil settlements that may damage the structures. The EPS blocks are then provided with a top cover of organic soil in order to promote growth conditions. Similar uses are known to have been adopted for parts of golf courses placed in areas with soft subsoils. Such applications have been reported from Japan. Using blocks of EPS to construct grandstands on baseball stadiums are also known to have been introduced in Japan. In the latter case the upper blocks have been provided with a thin layer of some protective material to prevent mechanical destruction from baseball fans. Yet another special application introduced in Japan involved using EPS blocks for the rapid widening of a railway platform.

Use in a global perspective

As knowledge of and experience with the use of EPS as a lightweight filling material are spreading, the method is adopted in an increasing number of countries and more types of applications are added. From the start in 1972 this process was slow at first, but technology transfer related to the method is now gaining both speed and momentum.

Mainly it has been the road authorities and construction community represented by consultants and contractors that have played the locomotive part in this process. The majority of all the laboratory and field tests performed in order to verify that the method works satisfactory, have been performed or financed by other sources than the plastic industry. Right enough the production process has been refined along the way in order to provide more homogeneous EPS material and with improved dimension characteristics, but this development has been initiated for other reasons than the use of EPS as a lightweight filling material.

With the increased use of EPS as a lightweight filling material, more parties will presumably take an interest in further developments. In countries like Norway, the major use of EPS is in the packaging industry to protect fragile or sensitive equipment, to preserve fresh fish and as an insulating material in the building industry. This accounts for about 90 % of the annual volume of EPS produced. Only about 10 % of the annual production is used for lightweight filling purposes.

Considering the global potential for using EPS as a lightweight filling material, a shift in the various applications of EPS may soon occur. At present the following countries are known to be using EPS as a lightweight filling material in Europe in addition to Norway; France, The Netherlands, Sweden, Finland, UK, Ireland, Spain and Germany. In North America Canada has been using EPS for many years already, particularly in British Columbia, but the method is also picking up momentum in the USA. The greatest interest and potential seem at present to be in Asia where Japan is the major user. In addition The Philippines, South Korea, Malaysia and Thailand have completed some initial projects. Other countries both in Asia and Latin America have also shown interest in the method and more countries than those mentioned above may actually have applied EPS as a lightweight filling material.

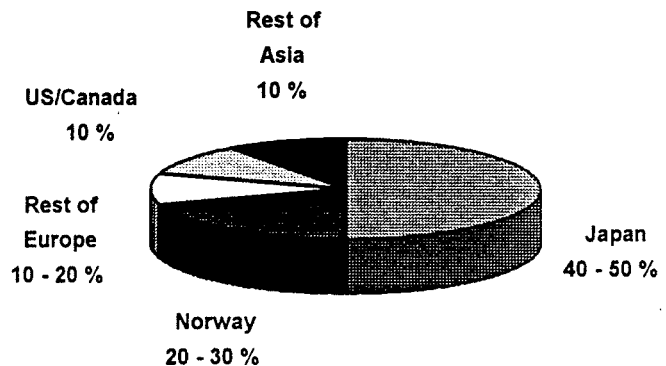


Fig 2.7 Estimated share of total volume of EPS used on a global scale

Up to now road projects involving the use of EPS have typically required the use of a few thousand cubic metres of EPS in one location. The largest projects have accounted for some seventy thousand cubic metres. For projects in some of the Asian countries mentioned above EPS is now considered being used on road sections several kilometres long. For road widths of some 20 metres and thicknesses of 2 metres or more, the total volume of EPS involved is considerable. If such projects materialise, the volume of EPS used for lightweight filling purposes will increase dramatically, and will no doubt attract both the interest of the plastic industry and others.

As a rough estimate the total number of completed road projects with EPS at present may be of the order of 1500 on a world basis with a total volume in the range of to 1.5 - 2 million m³.

Design specifications

When the first project was designed in 1972 the Norwegian Road Research Laboratory decided on a fairly simple set of design rules. These included a definition of material strength determined as the compressive strength of 50 x 50 x 50 mm cubes at 5 % strain as tested in an unconfined compression test apparatus at a strain rate of about 10 % of the sample height per minute. With material strength defined in this manner the strength requirement of EPS to be used in an ordinary road project was set to $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$. Also some rules for acceptable variations in design strength among individual test samples and in different blocks were specified. In order to prevent undesired gaps between blocks, deviation rules as regards block dimensions and surface curvature were specified. Also some construction rules were laid down regarding alignment of blocks to prevent continuous vertical joints and obtain even fills, secure a minimum soil cover on side slopes or some other mechanical protection on vertical walls, obtain protection against solvents and support for crash barriers. For stability and settlement calculations a unit weight of $\gamma = 1,0 \text{ kN/m}^3$ was specified both for drained and submerged conditions, but for buoyancy considerations $\gamma = 0,2 \text{ kN/m}^3$ was to be used. Also a set of rules for pavement design were established recommending a concrete slab to be cast above the EPS in order to minimise the permanent load on the EPS and the subsoil.

Other countries have since then come up with slightly modified design recommendations. Also various tests have been performed related to the definition of material strength. In this context both 100 x 100 x 100 mm cubes and cylindrical specimens with varying height to diameter ratios have been tested. Furthermore strength definitions have been set for various strains, e.g. 10 % strain . The variations between the countries however are small. It is no doubt possible to refine the above criteria further, but at the Norwegian Road Research Laboratory we believe there should be a simple approach to a simple solution. The original design rules have therefore been kept practically unchanged from the start since they have proved to be adequate.

Regarding pavement design tests have been performed at the Budenanstalt Für Strassenwesen (BAST) in Germany in co-operation with the University of Delft in the Netherlands. Here pavements with and without a concrete slab on top of the EPS were investigated in full scale tests in a test hall. The results indicate clearly that pavements with a concrete slab included will obtain a longer life cycle. Bearing capacity tests performed in Norway on completed road projects with and without a concrete slab on top of the EPS, indicate that the pavement thickness will have to be increased by 300 - 400 mm of ordinary pavement materials in order to achieve the same stress and deformation characteristics as an EPS fill with a concrete slab. The same tests indicate that the total height of the EPS fill has little influence on the bearing capacity of the completed road.

Extensive full scale and laboratory tests on EPS have also been performed in Japan in relation to material properties. In addition the use of EPS in earthquake design and for vibration damping purposes have been studied.

Failures

Of the many EPS projects now completed in many parts of the world, only five failures have been reported. Two failures are associated with water fluctuation and buoyancy forces. The other three are caused by fires.

On the 16th of October 1987 Northern Europe experienced exceptionally strong storms with high wind velocities and high rainfall intensities. Norway was also exposed to major floods, and in the Oslo area the first EPS fill built in 1972 floated off as did an adjacent section of a motorway constructed some years later. What was wrong? Had the danger of buoyancy forces not been considered? Yes, such calculations had been performed, but the highest possible flood level predicted at the design stage in 1972 was 0.85 m lower than the flood level that occurred in October 1987. So it was rainfall and flood level predictions in 1972 that were misleading.

Also the second failure reported from Thailand involved an unexpected high waterlevel causing a completed road fill to be washed away. So it should be duly noted that the dangers of buoyancy forces should be carefully studied when considering the design of an EPS fill. Often soft subsoils are located in lowland areas subjected to flooding. In such cases accurate predictions of the highest possible waterlevel are essential in order to obtain a safe and lasting road structure.

Ordinary Expanded Polystyrene is a combustible material and will burn when set on fire. For this reason some precautions should be taken when constructing EPS fills using the normal quality material. Such precautions may include fencing in any stockpiles on site and provide round the clock guards, or place the blocks directly inn the fill as they arrive on site, working round the clock shifts if necessary. Alternatively a selfextinguishing quality of EPS may be used at approximately 5 % increase in productions costs. Once the EPS is covered by the pavement material on top and soil on the side slopes, however, there will not be sufficient oxygen available to sustain a fire.

Two failures due to fires have occurred in Norway and were caused by welding activities on bridge abutments adjacent to EPS fills during the construction phase. In the first case 1500 m³ of EPS were transformed into black smoke in a matter of some 10 minutes. The concrete bridge abutment was also damaged due to the heat developed



a) EPS embankment on fire. E6 Vestby, Norway.



b) Water fluctuation. Rv 159 Flom bridge, Norway.

Figure 2.8 Two failures with EPS embankments.

with concrete spalling off from the reinforcing bars. Since the fire was initiated by sparks from welding activities on the bridge, the bridge contractor responsible for the welding had both to repair the bridge abutment and replace the EPS fill at his own expense. A similar incident occurred last year and again the repair costs had to be covered by the contractor responsible for the welding activities. So the fire potential should not be overlooked and in some counties in Norway the local highway offices are using selfextinguishing material at the somewhat higher cost in order to exclude fire hazards. A third fire incident is reported from Japan.

EPS is dissolved by petrol and oil related products. The concrete slab on top of the EPS will, however, provide protection from such solvents. If the concrete slab is omitted, sheets of Polyethylene may be used to protect the blocks instead. The possibility of such spills occurring on an EPS fill is of course very small, but even if an oil tanker should have an accident in such a location and petrol or oil are spilled on the road, the precautions mentioned above should be sufficient to protect the EPS. Also it will take some time for such fluids to percolate through the soil on the side slopes, allowing time for corrective measures. But even if some solvents should reach and damage the outer parts of the fill, repair should be easy to perform. Damage of EPS block in road fills due to dissolving agents are, however, not known to have occurred.

3. MONITORING PROGRAMME

Polystyrene is a very stable compound chemically and no material decay should be expected when placed in the ground and protected as described above. Also from load cycling tests it has been shown that the material can take an unlimited number of load cycles as long as the repetitive loads are kept below 80 % of the compressive strength.

Since the first project was completed in 1972, several tests have been carried out in order to monitor any material changes. In this connection test samples have been retrieved from existing fills to be checked for possible changes in strength and unit density. Also variations in water absorption for blocks placed in drained, submerged or semisubmerged positions have been observed. In order to determine the stress distribution within blocks and fills both laboratory and field tests have been performed. Finally possible load creep effects have been observed both in the laboratory and on existing fills.

In Norway test samples have been retrieved from a total of five fills. The testing frequency is shown in table 3.1.

Table 3.1 Testing frequencies of EPS embankments.

Fill location	Constructed	Test samples retrieved			
	Year	No. of years after construction			
National road 159 Flom bridges	1972 / 73	0	7	12	24
National road 154 Solbotmoan	1975	4	9	21	
County road 91 Lenken	1978	6			
County road 26 Langhus	1977	7			
National road 610 Sande - Osen	1982	9			

Material strength

As mentioned above the design compressive strength of blocks have been set to be at least $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ when not otherwise specified. In actual practice a shipment of blocks may be accepted if the average strength of tested blocks is $\sigma \geq 100 \text{ kN/m}^2$. The average value for test specimens from one block (6 tests) should be $\sigma \geq 90 \text{ kN/m}^2$ and no single tests should show values $\sigma < 80 \text{ kN/m}^2$.

One major indicator of possible deterioration of blocks with time would be a decrease in the material strength. The strength tests performed on retrieved samples from fills having been in the ground for up to 24 years are shown in figure 3.1. as a function of dry unit density and compressive strength. Bearing in mind the criteria mentioned above for accepting blocks to be placed in a fill, all test result give values of compressive strength above $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ except for one test. This one test was performed on samples taken from the first fill shortly after it was completed in 1972, and is more an indication of variations in material quality of EPS with the production process used at that time. Still the observed value is within the accepted statistical variations in material strength.

From figure 3.1 it may also be observed that the majority of tests show values of compressive strength in relation to unit density above that of a normal quality material. Although it is of course impossible to make exact comparisons

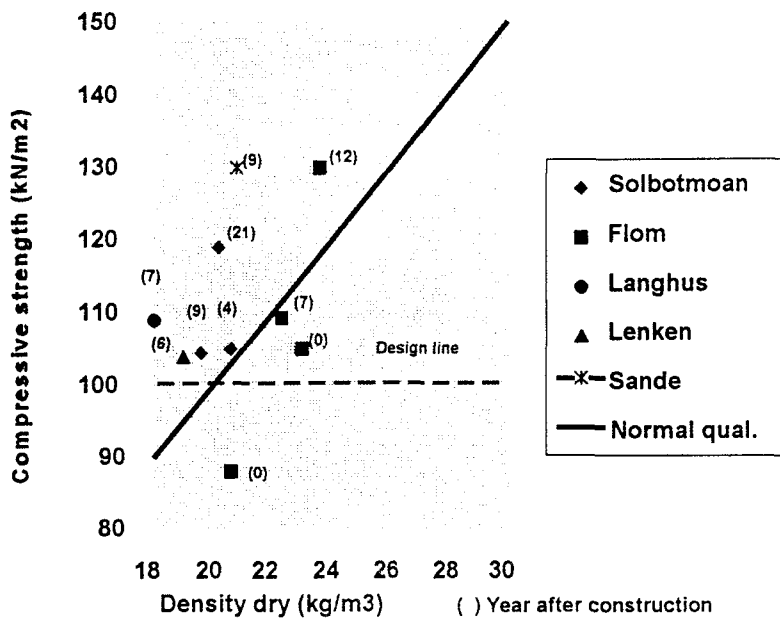


Figure 3.1 Compressive strength on retrieved samples from EPS fills

strength whether the retrieved specimens are tested wet or dry. This indicate that water pickup over years in the ground will not affect material strength.

Unit density

The only change in design rules that have been introduced in Norway since the first fill in 1972 is that the design unit weight for EPS blocks placed in a drained position is reduced from $\gamma = 1.0 \text{ kN/m}^3$ ($\rho = 100 \text{ kg/m}^3$) to $\gamma = 0.5 \text{ kN/m}^3$ ($\rho = 50 \text{ kg/m}^3$) when stability and settlement calculations are performed. For blocks placed in a submerged or semisubmerged position the value of $\gamma = 1.0 \text{ kN/m}^3$ ($\rho = 100 \text{ kg/m}^3$) is maintained. The change mentioned above is based on tests data from existing fills.

EPS placed in the ground will absorb water in two ways. One is by water entering possible voids between spheres due to waterpressure or capillary rise. Since watervapour may diffuse through the polystyrene when there is a temperature gradient, the watervapour will condense in the spheres if there is a drop in temperature. However, in an EPS block of 500 mm thickness or an EPS fill of greater thickness the temperature difference over the block or fill will be very small. Possible water absorption due to watervapour diffusion is therefore expected to be small.

Water absorption due to waterpressure or capillary rise depends on unit density and how well the spheres are welded together. A number of tests, mainly on small samples in laboratories, have been performed in several countries in order to study water absorption effects. Both the quality of these tests and the results vary somewhat. Tests performed on samples retrieved form existing fills in Norway are in agreement with some of the laboratory tests.

Tests performed on samples retrieved from three EPS fills placed in a drained position, i.e. blocks are located above the highest groundwater or flood level, all show water contents below 1 % by volume after more than 20 years in the ground (figure 3.2). Furthermore there is hardly any change in the water content with time. Samples retrieved from

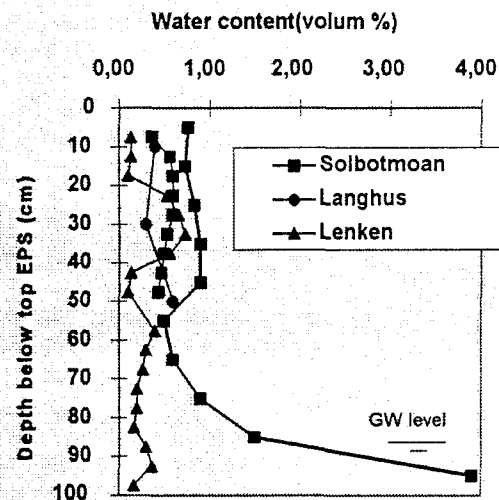


Figure 3.2 Typical drained construction

between material strength at the time of construction and some time afterwards since tests cannot be performed on the same specimen twice, the results indicate clearly that there are no signs of material deterioration over the total timespan of 24 years. If a change tendency is to be noted, this would go towards a slight increase in material strength. If this is the case, such an increase could be explained by a continued chemical reaction leading to material hardening during the first few weeks after production. There is also a tendency that the material strength is slightly higher in the middle of the block than towards the outer sides.

Furthermore there is no sign of variation in material

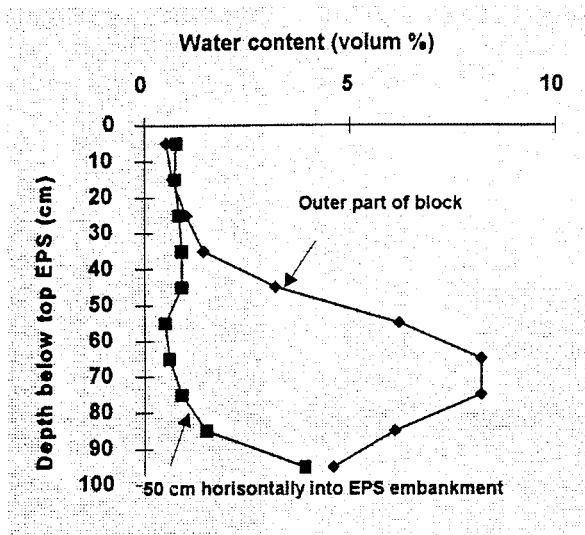


Figure 3.3 Horizontal gradient of water in EPS

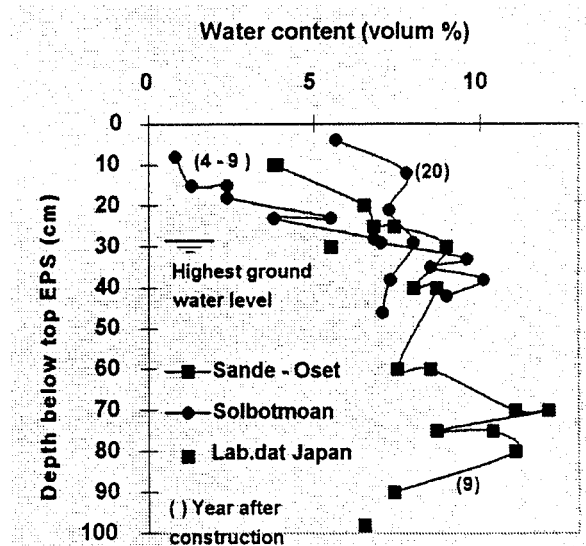


Figure 3.4 Typical water content in submerged EPS blocks

the outer parts of blocks facing the surrounding soil may have a higher water content as may be seen from figure 3.3. But only 500 mm further into the block the water content is again below 1 % by volume. So the average density of drained fills therefore have values of $\rho < 30 \text{ kg/m}^3$. This is well below the specified design value for such fills.

In blocks which are periodically submerged, water contents of up to 4 % by volume have been measured. In permanently submerged blocks measured water contents have reached values close to 10 % by volume with some increase over the years (figure 3.4). Further increases above 10 % by volume is, however, not to be expected. For submerged fills the average density is therefore of the order of $\rho = 90 - 95 \text{ kg/m}^3$ after some 20 years in the ground. The water content decreases rapidly above the water table and show values for drained conditions only some 200 mm above the highest water level.

Deformation

Both full scale and laboratory tests have been performed related to material creep. In general only about 30 % of the material strength is utilised for supporting dead loads, i.e. $q_{aw} < 30 \text{ kN/m}^2$ for normal strength blocks ($\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$). In some special cases higher stress related to dead loads have been used. In a laboratory test at the Norwegian Road Research Laboratory a test fill of height 2 m with normal size and a compressive strength

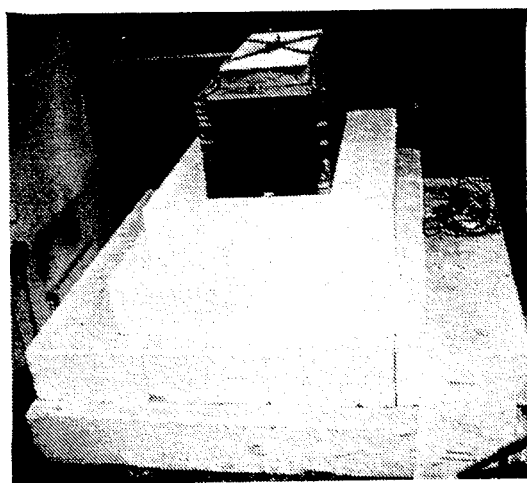
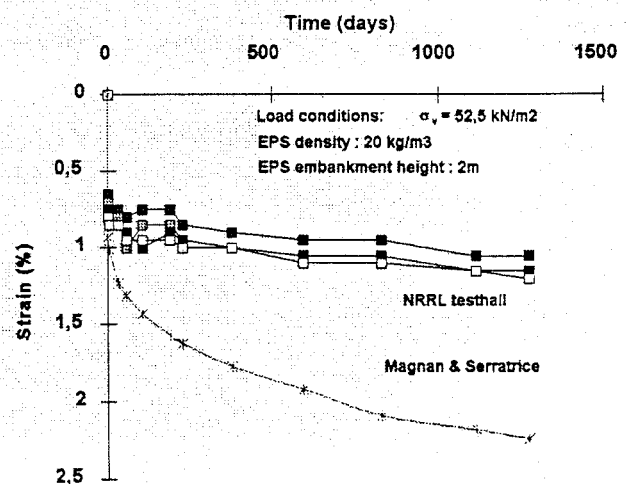


Fig 3.5 Deformation of 2 m high EPS test fill



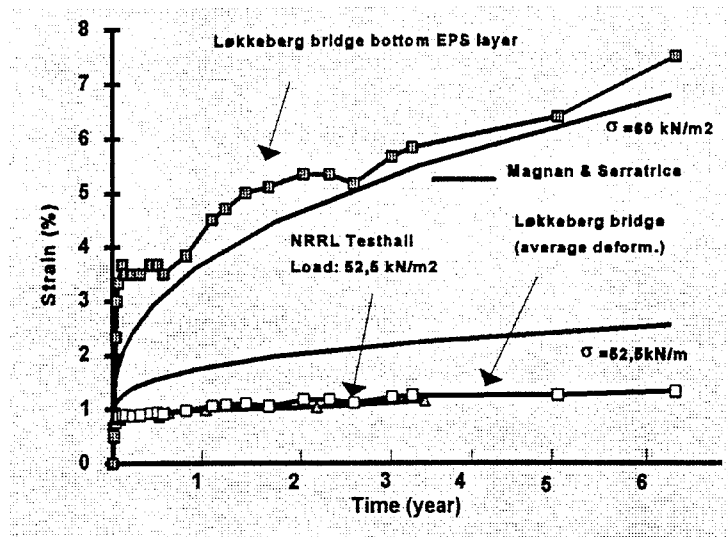


Figure 3.6 Creep deformation



Figure 3.7 Løkkeberg bridge, Norway

although deformations in the bottom block layer was 4 % initially and later creep effects amount to further 2.5 %. Deformations in the bottom layer correspond with the theoretical values predicted by Magnan & Serratrice.

Stress distribution

Based on stress observations from the testhall experiments and the Løkkeberg bridge using hydraulic cells distributed in and below the fills, attempts have been made to evaluate the stress distribution in EPS blocks. Measuring stresses between blocks are of course difficult and the results obtained vary quite a bit. In general measured stresses are, however, relatively low and indicate that the outer perimeter of the stress bulb may lie within a slope with a gradient 2:1 measured from the outer edge of the loading area. However, depending on the stiffness of the loading area and possible load eccentricities, local stress concentrations may occur.

Durability

From the observations discussed above it may be fair to conclude that no deficiency effects are to be expected from EPS fills placed in the ground for a normal life cycle of 100 years. This should hold true provided possible buoyancy

$\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ has been loaded to a value of $q_{dw} = 52.5 \text{ kN/m}^2$ and the resulting deformations observed over a period of 3 years. The results are shown in figure 3.5 together with calculated deformations to be expected according to the theories introduced by Magnan & Serratrice.

As may be seen the observed deformations are only about half of the calculated values and creep deformations with time are also much smaller.

In a full scale test where a bridge has been founded directly on 5 m high EPS fills deformations have been monitored. Here three different qualities of material strength have been used with design strengths of $\sigma = 240 \text{ kN/m}^2$ in the upper layer directly below the bridge abutment, $\sigma = 180 \text{ kN/m}^2$ in the remaining layers halfway down the fill and $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ in the bottom half. In the upper layer only 25 % of the material strength has been utilised while in the bottom layer the corresponding figure is 60%. The bridge has now been in operation for more than 6 years and the observed deformations are plotted in figure 3.6 together with data from the laboratory test and theoretical values mentioned above calculated for various stress levels

The figure clearly shows that the average deformation at the Løkkeberg bridge are small and around 1 % of the total fill height.

Also observed creep effects are almost negligible for the total fill

forces resulting from fluctuating water levels are properly accounted for, the blocks are properly protected from accidental spills of dissolving agents and the applied stress level from dead loads is kept below 50 % of the material strength.

4. SPECIAL APPLICATIONS

Use in railway fills

In Norway EPS has also been used in connection with railway lines. In one of the first cases a 2,5 m thick fill of EPS blocks with material strength $\sigma = 150 \text{ kN/m}^2$ ($\rho = 30 \text{ kg/m}^3$) was constructed behind the abutment of a railway bridge in order to obtain satisfactory stability conditions. A 150 mm thick concrete slab was cast on top of the EPS with the ballast layer and tracks on top of the concrete slab. After the bridge was completed, load tests were carried out in order to measure deformations due to train live loads. For this purpose a locomotive with axle loads of 155 kN was used. The observations obtained from the test show that deformations measured on top of the concrete layer were minor and negligible compared to the deformations measured on the sleepers supporting the rails. This proved that the significant part of the deformations occurred in the normal ballast layer used for railways and not in the EPS structure. Trains have since been passing the bridge at normal speeds on a regular basis.

Railway underpass in Fredrikstad

In connection with a new main road through the city of Fredrikstad in southern Norway, a railway underpass had to be reconstructed at St. Croix in order to increase the free height under the railway bridge. In order to maintain railway services during the reconstruction period, it was necessary to construct a temporary railway bridge approximately 10 m to the west of the existing bridge. The project also included a new pedestrian overpass bridge across the road to the east of and parallel to the new railway bridge. With the site being located in a city, the space available for reconstruction activities was somewhat limited. A plan view of the project is shown on figure 4.1.

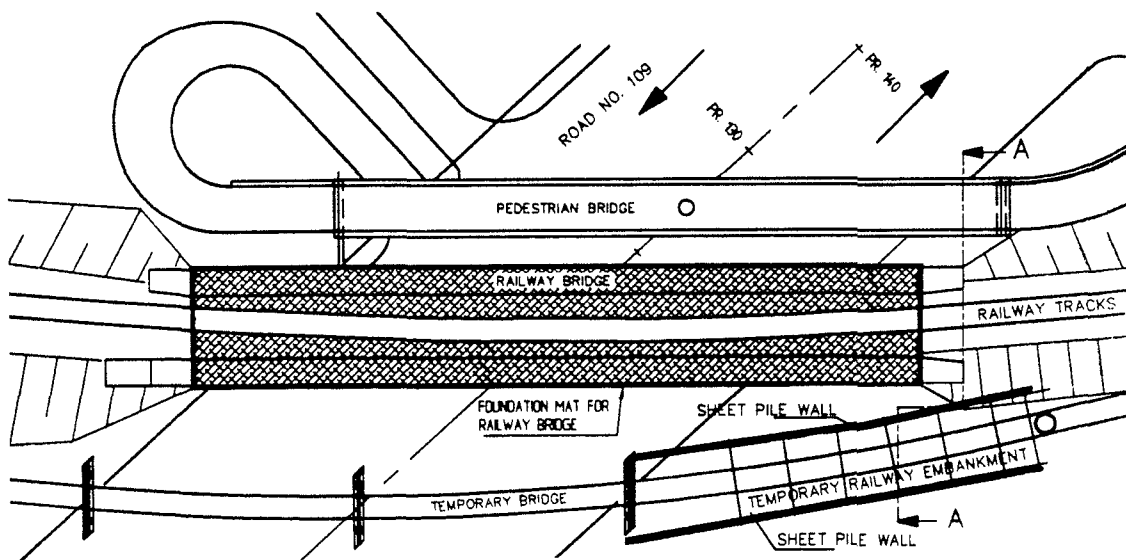


Figure 4.1 Plan view of St Croix

Site investigations showed thick layers of soft, somewhat overconsolidated marine clay at the site. Bedrock was located at depths varying from around 30 m to 60 m below ground level. Piled foundations down to bedrock would therefore be expensive and complicated due to existing utility pipes etc.

Taking advantage of the overconsolidation effect in the clay, it was decided to use a continuous culvert design for the new railway bridge and separate footings for the pedestrian bridge. In order to provide adequate stability conditions for the fills adjacent to the bridge abutments, EPS was introduced. Also it was decided to use EPS in connection with the temporary railway bridge and adjacent fills. With the latter solution it was also possible to restrict the fill area in order to prevent conflicts between existing buildings and construction activities on the new bridge. This design configuration is illustrated on figure 4.2.

Both for the permanent and the temporary railway bridge it was decided to use EPS of material strength $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$ and selfextinguishing quality. For the pedestrian bridge the normal strength of $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ was specified. Also it may be noted that since the fills adjacent to the pedestrian bridge represented some additional load on the

subsoil, a continuous vertical joint was introduced between the EPS fills for the railway bridge and the pedestrian bridge in order to allow any differential movements to take place without interference between the fills.

On all EPS fills a 100 mm thick reinforced concrete slab was cast on top of the EPS. For the railway fills a 600 mm thick load distributing ballast layer of crushed rock was placed above the concrete slab, while a road base of 400 mm thickness was used for the footpath. The total volume of EPS involved was close to 3,700 m³. The main advantage of using EPS in this case was perhaps achieved in connection with the temporary realignment of the railway line which constitutes the main railway link between Norway and Central Europe through Sweden. The maximum height of this EPS fill, carrying both passenger and heavy freight trains, was 6 m, and the total volume of some 3000 m³ EPS blocks could be reused when the project was completed and opened for traffic in July 1993.

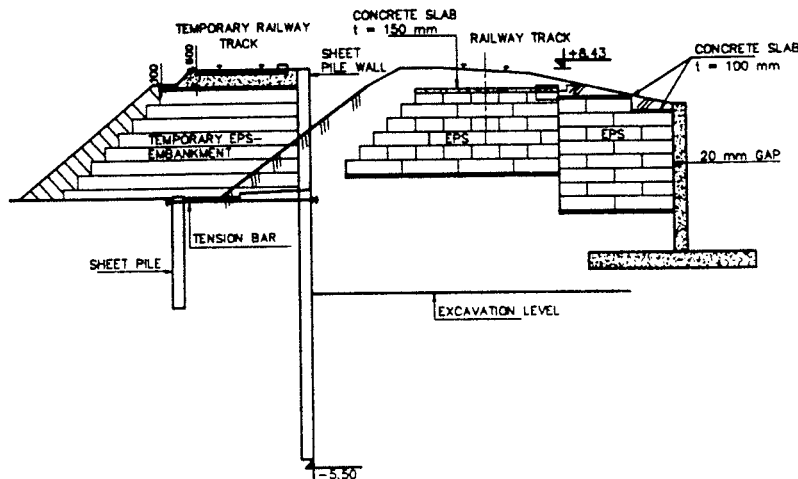


Figure 4.2 Cross section A - A at St. Croix.

Support for bridge abutments

For previous projects in Norway it had been demonstrated that fills of EPS could be used to support bridge foundations. The first project at Løkkeberg in 1989 involved a single span, temporary steel bridge where both abutments were founded directly on 5 m high EPS fills. When distress signs were discovered on a bridge carrying a local road across the main Euroroad E 6 at Hjelmungen, close to the Swedish border, the use of EPS for repair purposes was considered.

The three span, 54 m long bridge with a continuous concrete deck was completed in 1992 with abutments and pillars founded on concrete piles to firm ground. The 5 m high fills adjoining the bridge consisted partly of ordinary filling material and partly of waste material from the production of Leca building blocks with a unit weight of $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$. The fills were resting on subsoils consisting of some 11 - 14 m of soft, sensitive marine clay, partly quick and with a high water content.

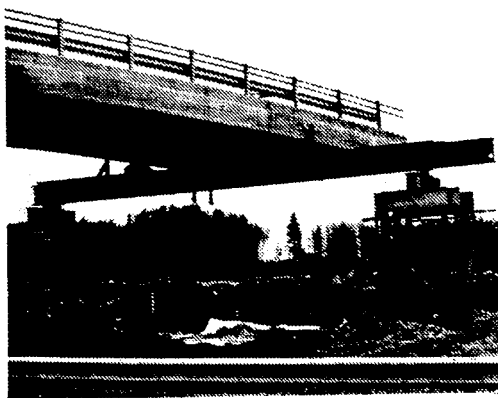


Figure 4.3 Temporary bridge support

During routine inspections bridge damage was discovered in 1994 and deformation observations were initiated. These observations indicated that both bridge abutments had moved and inflicted damage on the bridge. Subsoil settlements beneath the adjoining fills seemed to be the immediate cause of the movements. Before repair works were initiated, settlements of the order of 600 mm had been observed with no tendency to any decrease in the settlement rate. These large settlements, greatly in excess of the calculated values, are probably caused partly by heavier approach fills than specified in the design and an overestimation of an apparent preconsolidation effect in the upper layers of the subsoil.

From the observation programme it became clear that immediate repair measures had to be initiated. Since settlement caused by the approach fills was the main problem, it was decided to reduce the load on the subsoil by some 30 - 40 kN/m² in order to re-establish the initial subground stress conditions. This involved replacing parts of the fills with EPS blocks and supporting new bridge abutments directly on the EPS. Repair works were started

in December 1995 and completed during the spring of 1996. One abutment was treated at a time while the bridge deck was provided with a temporary support as shown in figure 4.3. Thickness and density of the original filling materials were recorded as they were removed in order to have accurate data for control of load and settlement calculations. After removing the old abutments, the concrete piles were inspected regarding possible damage before being cut at ground level. No pile damage were observed. Construction of the EPS fills could then be started. In this case three different qualities of EPS have been employed. In the zone directly beneath the bridge abutment as indicated by the dotted lines in figure 4.4, a material quality of $\sigma = 235 \text{ kN/m}^2$ is specified for the first three layers beneath the bottom slab of the abutment. Further down a material quality of $\sigma = 180 \text{ kN/m}^2$ is used within the indicated zone. In the rest of the EPS fill a normal quality of $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ is specified. These quality requirements have been decided based on evaluation of stress distribution in the material in order to keep the stress level for dead loads within 30 % of the material strength. Stricter geometric requirements than normal were also enforced related to block dimensions in order to obtain an even fill and reduce the initial deformations when the load from the bridge deck was transmitted to the new abutment, figure 4.5.

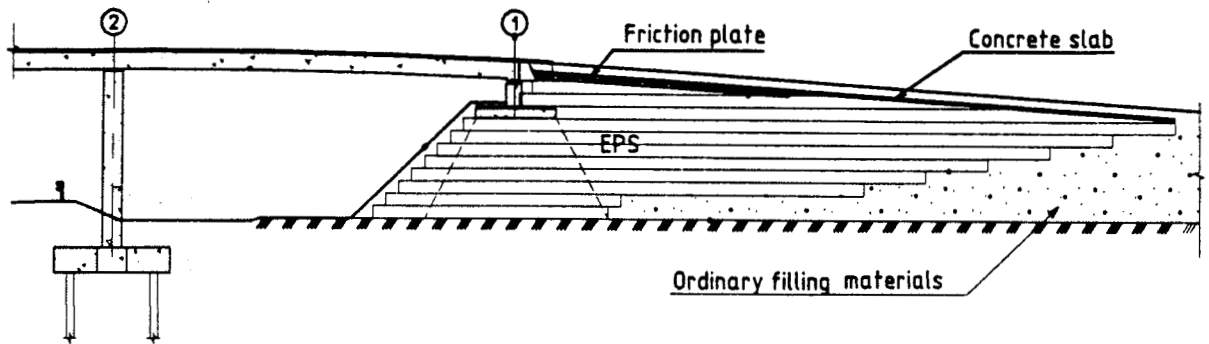


Figure 4.4 Supporting bridge abutments directly on EPS. E 6 Hjelmungen, Norway.

Behind both abutments a 10 m long and 200 mm thick concrete apron is specified to be cast above the EPS fill as a friction plate in order to take up horizontal forces on the abutment. On the rest of the EPS fill a concrete slab of 100 mm thickness is specified. To complete the road pavement 400 mm of pavement material will be placed on top of the concrete slab.

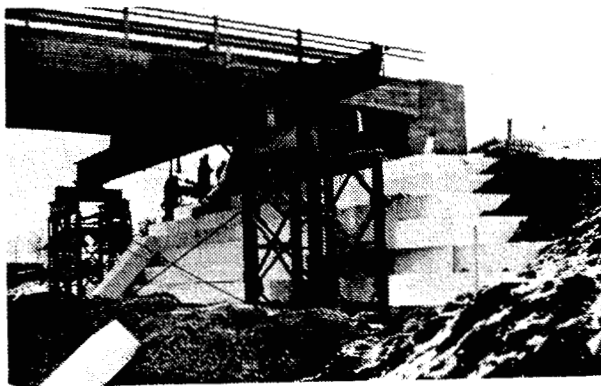


Figure 4.5 Abutment at E 6 Hjelmungen

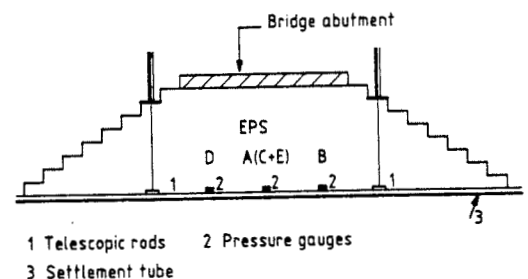


Figure 4.6 Cross section with monitoring equipment

In order to monitor the behaviour of the reconstructed bridge both settlement and stress gauges have been installed. The different types of gauges and their location in relation to the bridge abutment are indicated in cross section figure 4.6. Prior to reconstruction the settlement rate of the adjoining fills were observed to be 100 mm/year and constant. During the two first months after reconstruction observed settlements have been a negligible 0 - 2 mm, with the abutment having experienced the full reaction load from the bridge deck for one month. Observed stresses beneath the EPS fill indicate a higher stress under the central part of the abutment slab than under the edges as shown in figure 4.7. Calculated loads on the abutment are indicated by the heavy line in the diagram. Problems associated with providing enough lifting force when jacking up the bridge deck may, however, indicate that the reaction load from the bridge deck is somewhat higher than calculated. The higher stress level observed under the central part of the abutment is expected to be reduced somewhat as minor local soil deformations here may redistribute stresses.

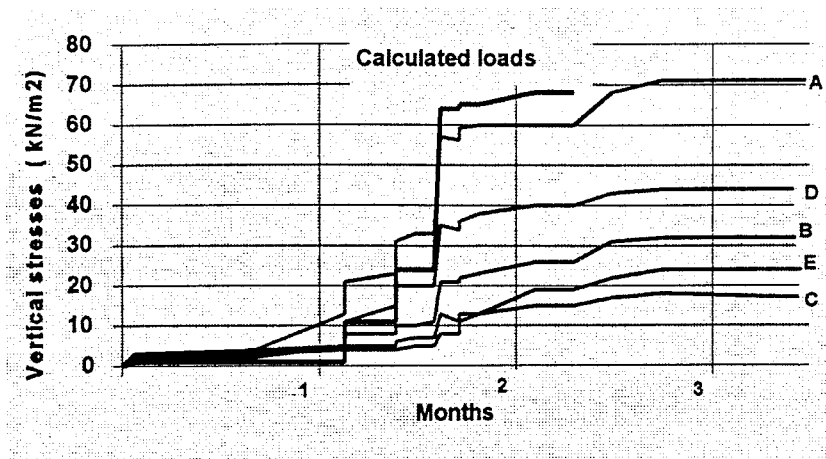


Figure 4.7 Observed stress beneath EPS fill.

The behaviour of the reconstructed bridge will be followed closely in the future. So far the use of EPS for reconstructing the bridge and providing support for the new bridge abutments seem to have been successful. The actual construction work has been relatively easy to perform. Settlements seem to have been halted although observations over a longer period of time is needed in order to confirm this. The vertical stresses observed underneath the EPS indicate a somewhat lesser load distribution in the EPS material than was to be expected from previous laboratory and full scale tests.

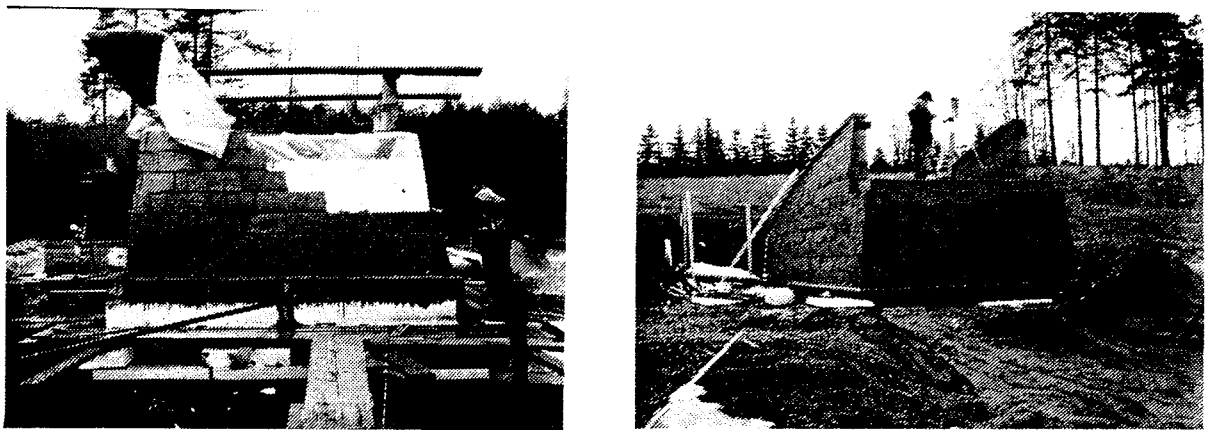


Figure 4.8 EPS abutments with stone facings.

A similar design, using EPS fills to support the abutments and reduce loads on the subsoil, is now being implemented on two new pedestrian overpass bridges to be constructed during the spring of 1996 in the City of Fredrikstad. These three span bridges with continuous concrete decks are to be supported on concrete piles to bedrock at the pillars. The sides of the EPS fills will be terminated in nearly vertical walls with slope gradients of 10:1 and protected by slabs of natural stones for aesthetic effects as indicated on figure 4.8..

5. CONCLUSIONS

Of the many alternatives available for solving load problems associated with construction activities on soft subsoils, the use of EPS blocks as a lightweight filling material seems for several reasons to be a potential winner in many cases. The economic benefits may vary somewhat depending on local production costs, but transport costs are usually low, the blocks are easy to handle on site and may easily be adjusted in shape to fit adjoining structures. This will normally lead to shorter construction times. Although alternative solutions should always be considered, EPS may often provide not only the light solution but the right solution.

From a global perspective it is believed that there will be a marked increase in the use of EPS as a lightweight filling material in the years to come. The present experience now existing in many countries have not indicated any deficiencies associated with such uses of EPS provided possible pitfalls are prevented. The one major factor to be considered in this connection is buoyancy forces. In addition possible fire hazards during the construction period and the alternative methods available to prevent fires should be considered.

6. REFERENCES

- Aabøe, R., (1993), *Deformasjonsegenskaper og spenningsforhold i fyllinger av EPS (Deformation characteristics and stress conditions in fills of EPS)*, Internrapport nr. 1645, Statens vegvesen (Public Roads administration), Veglaboratoriet (Road Research Laboratory), Oslo, Norway.
- Braaten A., Oset F. & Johansen T.H., (1996), *Refundamentering på EPS - Hjelmingen bru, (Reconstructing butments on EPS - Hjelmingen bridge)*, NGM - Nordic Geotechnical Conference, June 1996 in Reykjavik, Iceland.
- Duskov M, (1994), *EPS as a light weight sub-base material in pavement structures*. Delft University of Technology. Holland.
- EPS Construction Method Development Organisation, Japan, (1994) *Contribution to international Geotechnical Symposium on Polystyrene Foam in Below Grade Application*, Honolulu, Haway.
- Frydenlund, T.E. & Aabøe R., (1994), *Expanded Polystyrene - a lighter way across soft ground*, Proceedings XIII ICSMFE, New Delhi, India.
- Frydenlund, T.E. *Expanded Polystyrene(1990) Expanded Polystyrene - a lighter way across soft ground*, EPS seminar in Oraka, Japan
- Magnan & Serratrice, (1989), *Propriete mecanique du polystyrene expanse pour ses application en remblais routier. Bulletin LCPC*, France.
- Norwegian Road Research Laboratory, (1992), *Use of Expanded Polystyrene in Road Embankments - Design, Construction and Quality Assurance*, Code of Practice (form 482).
- Norwegian Road Research Laboratory, (1992), *Quality Control of Expanded Polystyrene used in Road Embankments*, Code of Practice (form 483).
- Norwegian Road Research Laboratory, (1992), *Material Requirements for Expanded Polystyrene used in Road Embankments*, Code of Practice (form 484).
- Norwegian Road Research Laboratory, (1987), Meddelese nr. 61, Proceeding from international conference on the use of Expanded Polystyrene as a lightweight filling material in Oslo, Norway June 1985, PIARC Committee TC 12, *Lightweight filling materials*, to be published in 1996.
- Skuggedal, H. & Aabøe, R. (1991), *Temporary overpass bridge founded on expanded polystyrene*, Proceedings X ECSMFE, Florence 26 - 30 May 1991, Volume 2.
- Statens vegvesen (Norwegian Public Roads Administration), (1995), *Veg på bløt grunn, grunnforsterkning (Roads on soft ground, subsoil improvements)*, Håndbok 188 (Handbook 188), Vegdirektoratet (Directorate of Public Roads), Oslo, Norway.
- The Public Work Research, Institute of Ministry of Construction / Construction Project consultants, (1992), *Design and construction manual for lightweight fill with EPS*, Japan.

RV 19

STENMALEN

FYLLING AV EPS

PRESENTASJON AV PROSJEKTET

- **PROSJEKTET LIGGER I TØNSBERG**
- **DET ER EN DEL AV TP 10**
- **PROSJEKTET (Total kostnad 175 mill)**
- **ANLEGG HALFDAN WILHELMSSENS ALLÉ - STENMALVEIN**

PROBLEMSTILLING

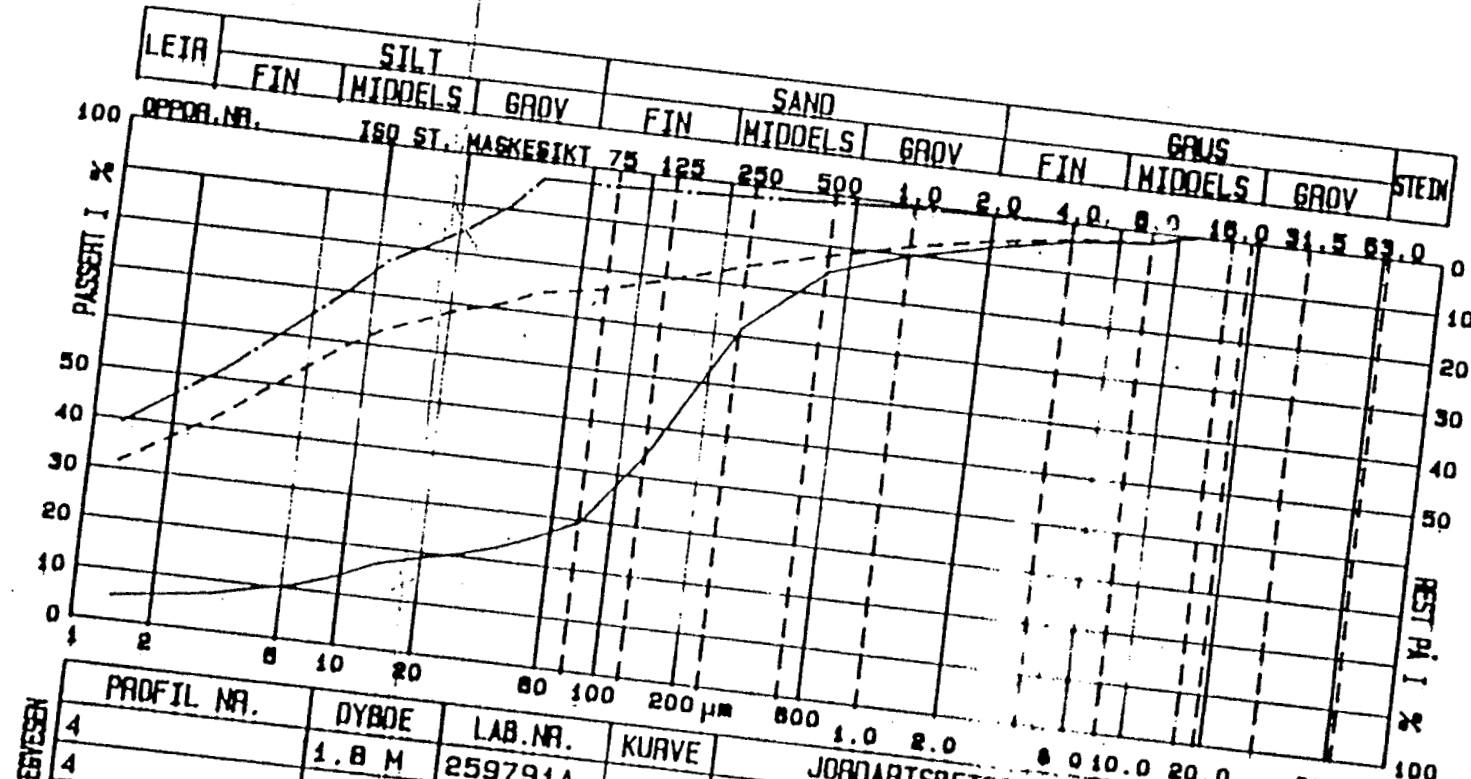
- **BYGGE GANG/SYKKELVEI LANGS EKSISTERENDE RIKSVEI**
- **BEVARE EKSISTERENDE TRÆR**
- **IKKE BERØRE FOTBALLBANEN PÅ DEN ANDRE SIDEN**

GRUNNFORHOLD

• **GEOTEKNISK RAPPORT Z-360A**
13 MARS 1992

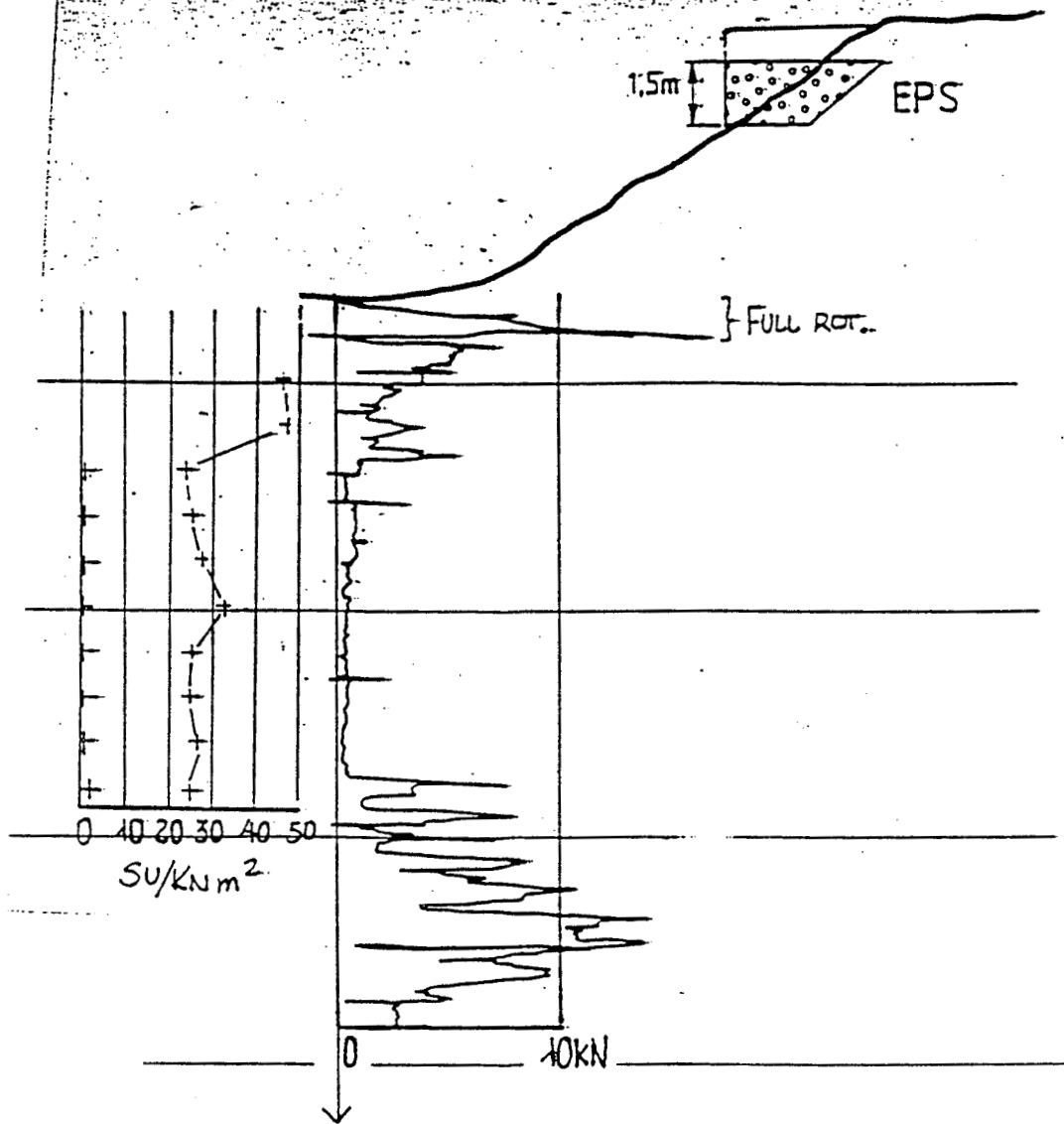
• **BLØT SENSITIV LEIRE**

• **5-6 M DYBDE MEGET KVIKK**



STATENS VERVESEN	PROFIL NR.	DYBDE	LAB. NR.	KURVE	JORDARTSBETEGNELSE	C_u	TELEGR.
4		1.8 M	259791A	---	SILTIG LEIRIG SAND	32.	T4
4		4.8 M	259791B	---	LEIRE	-	T4
4		7.8 M	259791C	---	LEIRE	-	T3
						

PR. NR. 80 (6)



Tegningsgrunnlag:

Vestfold vegkontor

Vedlegg til rapport: Z-360A nr.1 av 13.03.92

TVERRPROFILER
80 - 110 - 140 - 170 - 200 - 220

Målestokk

1:200

Boret:

Tegn.: *efc 25/09/91*

Saksbeh.: RAA

GRUNNUNDERSØKELSE

RV-210 STENMALEN

G/S-veg

Tegningnr.

Z 360A-02

MULIGE LØSNINGER

- **FYLLING MED MOTFYLLING**
- **BRU**
- **EPS FYLLING**

IDÉ FASEN

• EPS FYLLING (LAB. RAPPORT)

• BRU

• EPS FYLLING

SAMMENDRAG

ALTERNATIV 1: KOSTNADER MED BYGGING AV "BRYGGE" MOT GAMLE IDRETTE	kr.	1.931.655,-
ALTERNATIV 2: KOSTNADER MED BYGGING AV STØTTEMUR I BUNN AV EKSIST. SKRÅNING.	kr.	1.998.375,-
ALTERNATIV 3: KOSTNADER MED UTFYLLING AV SKRÅNING PÅ BEKOSTNING AV BANENS AREAL.	kr.	2.126.465,-
ALTERNATIV 4: KOSTNADER MED UTFYLLING AV SKRÅNING OG UTVIDELSE AV GAMLE IDRETTE	kr.	2.769.085,-
ALTERNATIV 5: KOSTNADER MED BYGGING AV STØTTEMUR I UTTERKANT AV GS-VEI OG BRUK AV EPS-FYLLING	kr.	1.779.223,-
ALTERNATIV 6: SOM ALTERNATIV 5, MEN GS-VEI ER SENKET I FORHOLD TIL KJØREVEI. MAKS. STIGNING CA. 10%	kr.	1.690.673,-

STTEN

880,00

RØD BETONGSTEIN

GRÅ BETONGSTEIN

FALL 2%

GJERDE

BRYGGE - SE TEGNING J3

EKS. TERRENG

EKSISTERENDE VEGETASJON

18

3,1m

JØREFELT

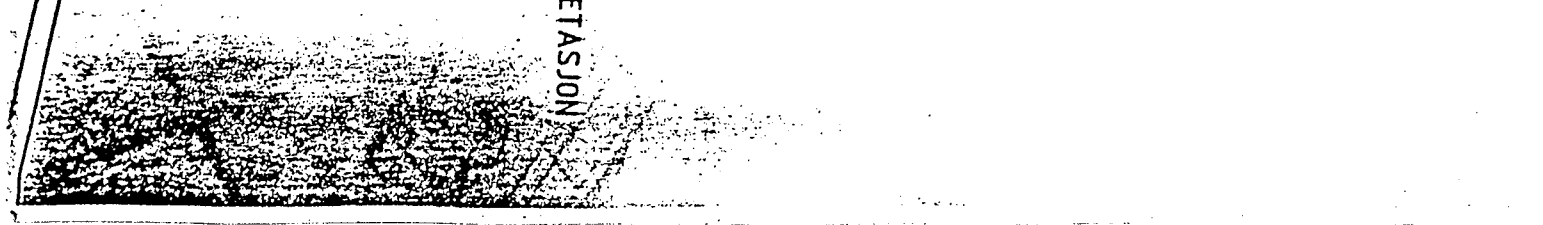
1,3m

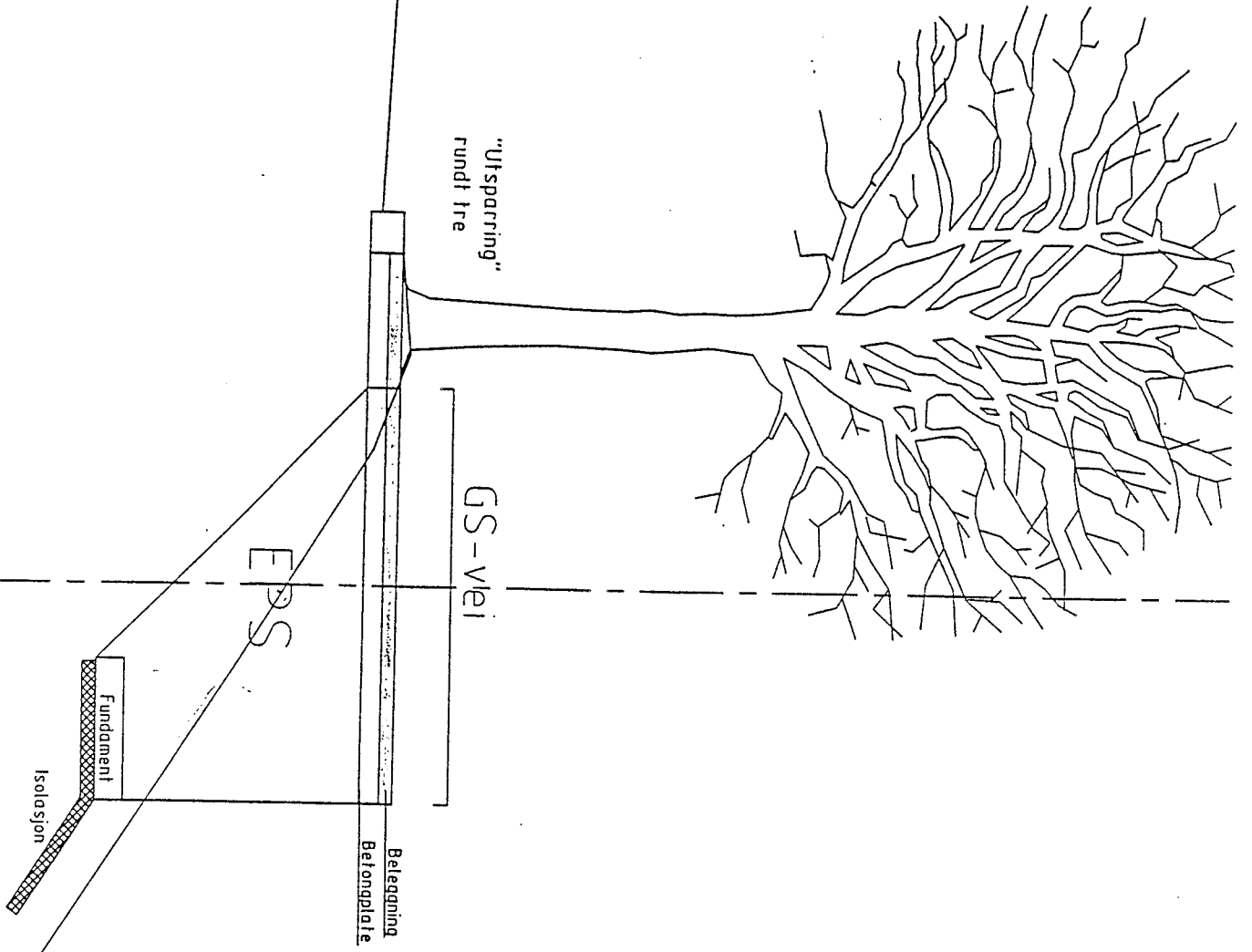
VEGETASJONS
FELT

3,0m

BRYGGE

0,25m





BRU

**NOB BJELKE BRU, 8 M SPENN,
19 SPENN, TOTAL LENGDE 152 M.**

FORDELER:

- "LUFTIG OG ÅPEN"

ULEMPER:

- KOSTBAR (NÅR ALLE KOSTNADER MEDREGNES)
 - KOMPLISERT Å BYGGE
 - UREALISTISK: BEGRENSENDE PARAMETERE IKKE IVARETATT.
- NOB BJELKENES HØYDE,
AVSKJÆRING AV RØTTENE
- SIKRING AV BYGGEGROP FOR
FUNDAMENTER

EPS FYLLING

FORDELER

- RIMELIG
- SKÅNER RØTTENE PÅ TRÆRNE
- ENKEL Å BYGGE
- RASK Å BYGGE

ULEMPER

- KANSKJE IKKE SÅ PEN SOM BRU

OPPRINNELIG LØSNING

- MENGDE CA 450M³
- FORUTSATT SKRÅNINGSFALL 1:2
- FUNDAMENTERT DIREKTE PÅ GRUSPUTE

BYGD LØSNING

- MEDGÅTT MASSE CA 1000 M³

FORDI

- ISOPOREN SIDEFORSKJØVET 1 M
DVS: $1 \times (2 + 0.67) \times 152 = 406 \text{ M}^3$
- ORDINÆR FYLLING MED
TRAPPING MOT ENDEN

TEKNISK KVALITETSKONTROLL

KRAV:

MATERIALKRAV TIL EKSPANDERT
POLYSTYREN TIL VEGFYLLINGER
(VEGLAB. DES 91)

TRYKKSTYRKE

NOMINELL TRYKKSTYRKE 100 KN/M²

KRAV:

INGEN ENKELT BLOKK LAVERE ENN 90% AV
NOMINELL VERDI

JAVNHET

KRAV:

MAKS AVVIK: +/- 5 MM (3 M RETTHOLDT)

JACKONS RESULTATER

TRYKKSTYRKE

PRØVE	LAST	DEF	MAKS LAST
1	114.3	4.94	283.2
2	115.1	4.96	286
3	123	4.95	306.2
4	106	4.94	264.2
5	102.8	4.97	259.3

JAVNHET (MÅLT I MM)

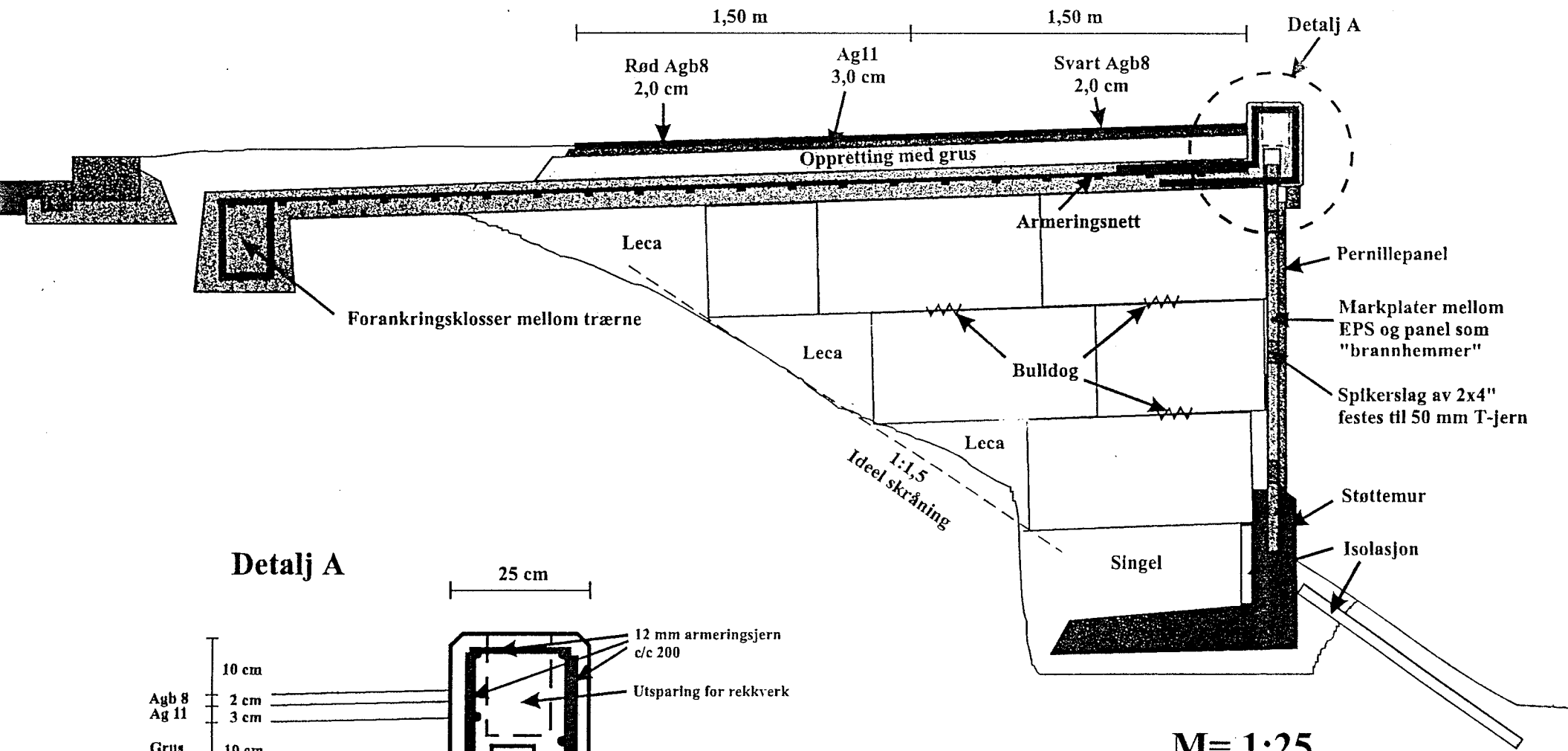
PRØVE	(1-5)	(5-10)
1	1	1
2	1	1
3	1	0
4	1	1
5	0	0

EGNE MÅLINGER
(VEGLAB. VESTFOLD)

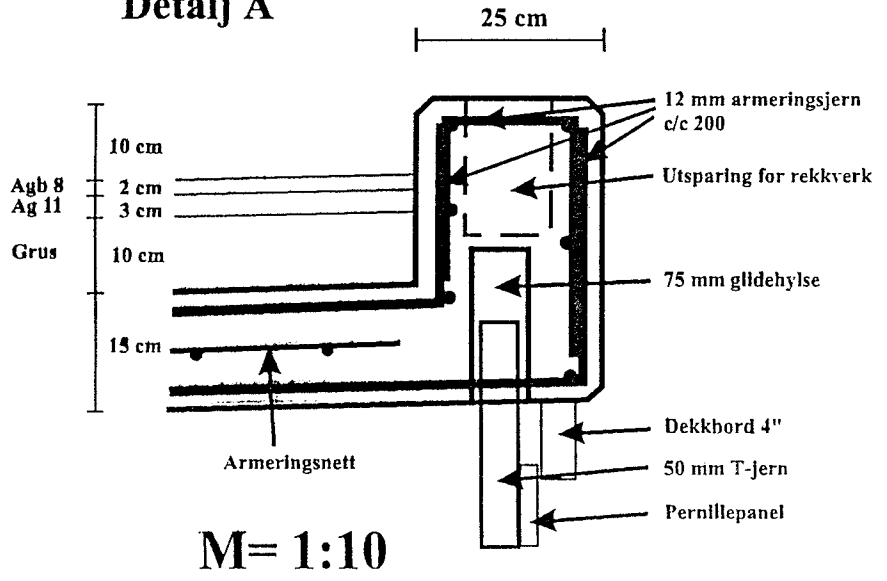
TRYKKSTYRKE:

PRØVE	LAST	DEF.	MAKS LAST
1	122.6	4.91	

JAVHET:
IKKE MÅLT



Detalj A



E16 Slidre - Torvplater som frontkledning på armert jord støttekonstruksjoner - Pilotprosjekt og fullskalaforsøk

Sammendrag

I 1995 ble det utført et fullskala prøveprosjekt med torvplater som frontkledning på en armert jord støttekonstruksjon i Slidre i Valdres. Bakgrunnen var et pilotprosjekt utført i 1994 av Valdres Torvindustri.

Torvplatene har gode egenskaper med å holde på fuktighet og etablere vegetasjon. Fullskalaforsøket var en støttekonstruksjon med 5 m høyde og helning 70°.

Erfaringene fra prosjektet viser at torvplater er godt egnet til å etablere vegetasjon på bratte skråninger.

Kostnaden ble kr 960,- pr. m² front. Dette er en konkurransedyktig pris sammenlignet med plasstøpt betongmur og armert jord med front av betongblokker.

Erfaringene viser at byggemetoden kan videreutvikles.

En enkel utførelse er å legge torvplater i fronten på gabioner (steinkurver). En annen metode er å bruke en torvblokk med tilstrekkelig egenstabilitet slik at den kan stables i fronten uten bruk av forskaling.

Denne byggemetoden gir grønne konstruksjoner med god støydemping til en konkurransedyktig pris.

Emneord: *Torvplater, armert jord, pilotprosjekt, fullskalaforsøk*

Seksjon: *3520 - Geologi- og geoteknikkontoret*
Saksbehandler: *Jan Vaslestad*
Dato: *Februar 1997*

/BN

Statens vegvesen, Vegdirektoratet
Veglaboratoriet

Postboks 8142 Dep, 0033 Oslo
Telefon: 22 07 39 00 Telefax: 22 07 34 44

Innhold

- 1. Innledning**
- 2. Pilotprosjekt**
- 3. Fullskala prøveprosjekt**
- 4. Målinger og oppfølging**
- 5. Kostnader**
- 6. Erfaringer**
- 7. Videreutvikling**

Referanser

Vedlegg 1 Produktbeskrivelse vekstblokk

- " 2 **E16 Einang-Husaker. Armert jord støttemur med torvplatefront. Brev av 1995-08-22 fra Veglaboratoriet**

KURS I STØTTEKONSTRUKSJONER, HELL 4.-5. JUNI 1997.

HVORFOR BRUKE JORDARMERTE STØTTEKONSTRUKSJONER?

Oddbjørn Johnsen
Teknologiskenteret
SVV - Troms.

1. VALG AV METODE.

Generelt.

Min forelesning konsentrerer seg om bruken av jordarmerte støttekonstruksjoner, spesielt konstruksjoner med tørrmur som frontløsning. Jeg vil også komme inn på bruk av vanlig "gammeldags" tørrmur uten jordarmering.

Bruk av støttemur av betong OG BETONGSTEIN er etter mitt syn alt for ofte brukt i forbindelse med vegbygging og annet anleggsarbeide i Norge. Spesielt sett på bakgrunn av at Statens Vegvesen har satt seg som mål å ta miljøet og estetikken på de nye veganleggene på alvor ved å foreta betydelige forberdringer av tidligere tiders praksis.

Enhver mur-løsning har som hovedformål å overvinne et prosjektert høydesprang i terrenget som er så bratt at det ikke er mulig å overvinne dette med jord- eller fyllmaterialenes stabile skråningshellninger. I disse miljøtider bør denne definisjonen etter mitt syn utvides noe. En mur kan også ha som hensikt å unngå/begrense store dominerende fyllingsutslag.

Bruksområde for støttemur av betong.

Selv om jeg i utgangspunktet er skeptisk til det store omfang som betongmurer utføres i , er det ikke å komme fra at i enkelte tilfelle er det helt umulig å unngå bruk av betongmur. Det kan være at en ønsker å plassere en tung konstruksjon på toppen av muren. Det er dette som i realiteten skjer når det bygges et vanlig landkar til ei bro. Et annet typisk eksempel er når det ikke er tilstrekkelig plass til, eller lite ønskelig å grave bak en murkonstruksjon for å få plass til en jordarmert konstruksjon. Riktignok har vi mulighet for en jordarmeringsløsning også i slike tilfeller , såkalt jordnagling, men metoden er svært sjelden aktuell p.g.a de høye kostnadene som metoden foreløpig medfører i vårt land.

I byer og tettsteder kan en plasstøpt betongmur gli bedre inn i naturen enn en naturstensmur. Alt avhenger av hva

slags arkitektur som dominerer området. En bør i alle fall unngå betongelementer som f.eks. "Trønderblokk" - bl.a. fordi avslutningen mot skråningen meget sjelden blir god på grunn av "terraseringen" av sidene på muren.

En slik tradisjonell støttekonstruksjon tar tid å bygge opp, etter utgraving skal det forskales, armeres og støpes. Denne operasjonen er ofte risikabel p.g.a at det arbeides mot en mer eller mindre bratt graveskråning i bakkant av arbeidsområdet. En sikker graveskråning er ofte betydelig slakere enn det som utføres i praksis. Dette er et meget viktig moment som ikke må neglisjeres når en skal vurdere hvilken metode som skal komme til anvendelse.

Bruksområde for jordarmeringsmur.

Fordelene med dette systemet burde være åpenbare. De alle fleste typer frontkledning er betydelig billigere enn betong. Byggetiden er kort og risikoen for skader på mennesker og materiell ved en utrasing i byggeperioden er svært liten. På grunn av at fronten utsettes for små påkjenninger står en veldig fritt for å velge et materiale som passer inn i det miljøet som muren skal plasseres inn i. I vårt land er det mest vanlige miljøet inn mot eksisterende veg typisk fjellterreng. Ved bruk av tørrmur som frontkledning oppnår en ofte i slike tilfelle en perfekt tilpasning til eksisterende terreng.

Bruksområde for tørrmur.

Med tørrmur menes i denne sammenheng når denne brukes om gravitasjonsmur på samme måte som betongstøttemur under punkt 1.1 og har derfor i utgangspunktet samme hensikt.

Tidligere ble slike murer satt opp av uthogde stein og utført med handmakt. Ettehvet ble dette en for dyr metode som derfor ble erstattet med betong. I dag er det mulig å utføre slike murer med maskin, noe som har medført en renesanse for metoden, spesielt på Vestlandet.

Sammenlignet med jordarmert mur med tørrmur som frontkledning, krever denne metoden mere stein pr. m², dessuten er kravet til steinens form noe strengere. Metoden egner seg svært godt i sidebratt fjellterreng hvor vi har et topplag av svakt fjell der en ikke kan stole på at topplaget er tilstrekkelig stabilt og forvitningsbetendig. Et annet eksempel er når skråningsutslag fra naturlig utfylt steinfylling vil havne utenfor en brink og lande mange 10-talls meter under vegnivå.

En fordel med denne type gravitasjonsmurer er at eventuelle forskyvninger ikke vises så lett som ved bruk av betongmur. Mykheten i konstruksjonen medfører også mindre konsentrerte vertikalkrefter ved tåpunktet enn for en betongmur. Nøye kontroll av bære-evne og totalstabilitet må imidlertid kontrolleres her som ellers.

De samme prinsipper gjelder for nær beslektede murer som betongblokk-mur og gabion-mur. Miljømessig og estetisk har slike murer mye av de samme problemene som ved betong-mur - det er svært vanskelig å få slike konstruksjoner til å gli naturlig inn i eksisterende landskap.

2. STØTTEMUR.

Forelesningen min omhandler de geotekniske forholdene rundt støttemurer som er plassert i jordterreng. Detaljer omkring dimensjonering omfattes ikke av dette innlegg.

Beregninger/dimensjonering - prosjektering.

Prosedyren ved enhver type mur, også jordarmert mur, starter med en kontroll/vurdering av områdestabiliteten. Dette gjelder spesielt der en har bakskråning bak muren eller at muren av estetiske eller andre hensyn ligger i skråning både over og under muren. Kontrollen går ut på

å sjekke kritiske glideflater som går bak og under konstruksjonen. Deretter foretas det en beregning av jortrykket og eventuelt andre "laster" som påvirker muren. Tilslutt utføres en endelig bære-evne beregning på grunnlag av opptredene jordtrykk og styrken i jordartene under fundament.

En skal være oppmerksom på at den siste punktet i virkeligheten også er en glideflateberegning av en glideflate som går helt lokalt under fundamentet hvor de mest konsentrerte påkjenningene opptrer.

En skikkelig utført bære-evneberegning jord innebærer også en kontroll av fare for velting av konstruksjonen. (kontroll av velting gjelder bare for konstruksjoner på fjell)
Til slutt vil jeg komme med en par advarsler angående viktige sikkerhetsforhold..

For enhver mur skal det utføres en eller annen geoteknisk prosjektering hvor en på grunnlag av tilstrekkelig nøyaktige grunnboringer tegner opp jordartsfordelingen og grunnvannsnivå under muren og i bakenforliggende skråning. På bakgrunn av dette tegnes alle sikkerhetstiltak opp som f.eks. masseutskifning, dreneringsdetaljer og utstrekning/kvalitet på bakfyllmasser.

Dette er helt nødvendig fordi det bare på den måten kan unngå å overse:

- farlige glidelag under fundament
- viktige dreneringstiltak som fører til uforutsett vanntrykk mot muren
- viktige sikringstiltak i byggeperioden som f.eks. plastring av bakskråning.

En fullverdig geoteknisk prosjektering innebærer også beskrivelse/opptegning av alle midlertidige og permanente grave/fyllingskråninger med eventuell plastring.

Utførelse/kontroll.

Ved utgraving er det viktig at gravemasser ikke legger på eller nær kanten av graveskråningene. Videre må en ved masseutskifting av bløte lag under muren sørge for at det graves tilstrekkelig ut fra kant fundament slik at massen ikke flyter inn i den bløte massen sideveis. 1:1,25 - regelen.

Oppfylling av med bakfyllmasse er en viktig arbeidsoperasjon. Massene skal i regelen bestå av fritt drenerende ikke telefarlige masser (grus/pukk) som komprimeres lagvis etter oppsatte kriterier. Det skal kontrolleres grundig at viktige detaljer som filterduk, drenerør og eventuelle isoleringsplater blir lagt i henhold til tegninger/beskrivelse.

3. JORDARMERT MUR

I motsetning til inlegget om konvensjonell støttemur, vil dette kapitlet bli behandlet mer i detalj. Dette gjelder spesielt dimensjonering og utførelse.

Prinsippet med jordarmering er enkelt og genialt. Jordmaterialet bak støtteveggen "forsterkes" ved at geotekstiler, stålstrips, plastnett e.l. bakes inn i jordmaterialet slik at strekk- og skjærkraft-kapasitet øker betydelig.

Beregning/dimensjonering - prosjektering

Å dimensjonere en jordarmeringsmur er egentlig en enkel beregningsoppgave. Selvfølgelig blir det straks mere komplisert hvis det skal utføres en veldig nøyaktig optimalisering av materialbruken i form av nett eller duk. En skal imidlertid være klar over at kostnadene med frontkledning og bakfyllmasse som oftest er helt dominerende for murens kostnader. Selv om en bruker en meget "konservativ" beregningsmodell og setter inn i denne svært forsiktige jordartsparemetere, vil dette slå relativt lite ut på totalkostnadene.

Dette inntrykket forsterkes av de jordarter som brukes som bakfyllmasse er fritt drenerende grove masser som komprimeres maskinelt. Dermed opptrer det små variasjoner i f.eks. vekt og ytre påkjenninger.

Dominerende parameter for beregning av påkjenning på armeringen, er utvilsomt bakfyllsmassenes friksjonsvinkel. En forutsetter drenerte forhold bak muren.

Antas fyllmassevekt = 20 kN/m³ vil en for det vanligste materiale - grus/gradert sand- for hver meter dybde få en utoverrettet kraft på ca. $20 \cdot 0,35 = 7 \text{ kN}$ * høyden, pr 1m mur. Totalt krav til kapasitet på duk beregnes ut fra dette.

For å beregne nødvendig forankringslengden på duken er også denne proporsjonal med vekten av jord over duken. F.eks. vil en duk som ligger på 1m dyp i grus, kreve en forankringskraft på ca. $20 \cdot 0,35 \cdot 1 \cdot 2 = 14 \text{ kN}$ for hver m² duk, ved 1m dukavstand. Sikkerhetsfaktoren med henblikk på uttrekk oftest minst det dobbelte av hva den er for avrivning av duken

For enkelthets skyld kan vi for alle overslagsberegninger kalkulere med en nødvendig duklengde $L = 0,7 \cdot H$, hvor H = total støttehøyde.

Det er minst like viktig å utføre en skikkelig geoteknisk prosjektering ved en jordarmeringskonstruksjon. Prosjekteringen bør innbefatte en detaljert opptegning av fordeling og lengde av armering, avlutningsdetaljer mot frontkledning samt selve frontkledningen. Brukes tørrmur som frontkledning bør tegningene også vise hvordan denne skal utføres, spesielt fordeling/plassering av låsestein og avrettingskult bør fremgå.

En fullverdig geoteknisk prosjektering innebærer også beskrivelse/opptegning av alle midlertidige og permanente grave/fyllingskråninger med eventuell plastring.

For beregning/prosjektering av konstruksjoner i armert jord er det laget et opplegg i rapport 10 og rapport 6

fra UTVALG FOR ARMERT JORD. For Statens Vegvesen gjelder at alle støttekonstruksjoner med armert jord over 5m skal sendes inn til kontroll av de utførte beregninger.

Utførelse/kontroll

Det bør utarbeides kontrollplan for hver ny konstruksjon som bygges. Denne bør være relativt detaljert og minst inneholde følgende punkter:

- Kontrollplan for bakfyllmasse.
- Prosedyre for utsetting av murflate etterhvert som muren bygges opp.
- Prosedyre for utsetting av flate for hvert lag i bakfyllmassene. Laser er ypperlig.
- Sjekkliste for arbeide som skal være utført før selve muringen starter opp.
- Sjekkliste for hvert nummererte lag med armering i konstruksjonen.
 - type duk
 - lengde
 - høyde

For øvrig vises det til

Dette er et arbeide som bare unntaksvis bør utføres i vinterhalvåret. Hvis utførende arbeidsleder/maskinfører ikke har tilstrekkelig erfaring er det viktig å dra på befarung et sted tilsvarende arbeide pågår.

Armeringen må behandles forsiktig slik at en unngår unødvendige skader. Oppbevaring av plastarmering i solskinn må for all del unngås. Trafikk på duken må ikke skje før tilstrekkelig med masse er lagt over (40-50cm).

Brukes tørrmur som frontkledning bør gravemaskinen for opplegging av murstein, utstyres med hydraulisk klo for formålet. Stein som legges på jordarmeringa, bør legges rett på plass uten alt for mye snuing og vending.

4. TØRRMUR

Estetikk

Hovedprinsippet er at muren skal tilpasses terrenget. Murtoppen må være så jevn som mulig, uten for mange endringer. Kulturhistoriske verdier nær muren, steintype/farge og god forankring av mur mot sideterreng er viktige tilpasningselementer.

Prosjektering

For murer uten jordarmering med kritisk høyde over 5m, bør etter mitt syn, bruke Statsbanenes gamle forskrifter/diagram fra 1941. Vi bør tilstrebe å få frem et bedre teoretisk grunnlag enn idag.

Ved å legge skråningene noe slakere enn NSB-forskriftene, 2:1, kan vi trolig øke sikker høyde til 7m. Dette bør kontrolleres ved beregning f.eks. etter grafisk metode.

Utførelse/kontroll

Stein til tørrmur er ikke lett å finne i store deler av landet. Det er ikke nok at steinen skal passe inn rent estetisk, Steinene skal ha en form som gjør at det er økonomisk forsvarlig å mure. Hovedsaken er at det forefinnes en skifrig bergart der en oppnår to parallelle flater. Glimmer- og leirskifer er ofte for småskifrig til en maskinell muring. Derimot kan glimmergneis eller tilsvarende krystalline skifre være interessante. Steinene må sprenges ut på en spesielt skånsom måte.

Muren skal fundamenteres frostfritt. Det skal masseutskiftes ned til h100. Ved murer større enn 4m bør ca. hver 4-5te stein være store flate steiner, såkalte låsesteiner. Steinene skal legges med forband både sidevegs og bakover i muren.

Det skal kontrolleres at muren bygges med prosjektert helning, at bakfyllmassene er som foreskrevet og at fiberduk og eventuelt drenerør lagt på plass.

Generelt - støttekonstruksjoner

Hittil =

- overvinne høydesprang

Utvikling videre:

Miljøkrav:

- begrensning av dominerende skråninger

Optimalisering - dyre konstruksjoner.

- innkorting av bruer/kulverter / underganger.

- mer kostnads effektive rasikningsvoller.

Hvorfor bygges det så lite jordarmerte murer?

Administrative feil:

- ikke medtatt i anbud eller byggeplan.
- Lite samarbeide ennå miljøgruppe / geotekn. gruppe.
- elendig kompetanse-spredning om gevinstpotensilet.
- mangelfull prisbank

Howdan byggas det se lte jordarmen-
murer

Holdninger:

- Liten interresse

Has konsulerter/betongkonstruks-
torer.

Syns i lte

- erfarne geoteknikere
dette er "ordenlig" geotekniker.

- overdreven redsel for
nye materialer i bruk

Ofta er det brøket gale alternativer til betongmur!!

- gabion/blokkstein - ofte dårlig miljøtilpassning.
- alt for høye natursteinsmurer bygges uten armering (7-10m)
- betongpaneler (vidal/egen utviklede) er for kostbare

Gjinstpotensialer for andre

Konstruksjoner Oversees.

- innkorting av kulvertar
- fjerning av vingemur fra undergangar
- innkorting av kruspenn
- redusert høyde på snørens vell

+
Miljøsevind

Erfaringsrapport. Permanent spunt Moholtlia. Opplegg for kvalitetssikring

Sammendrag

Rapporten beskriver arbeidet med bygging av to permanente spuntvegger i Moholtlia i Trondheim.

Den tar for seg hovedelementene i arbeidet og angir hva som er viktig å kontrollere for å få et kvalitetsprodukt.

Spunten ligger i foten av en høy skråning. Grunnforholdene består hovedsakelig av fast leire med lag av bløt sensitiv leire i dybden over fjell.

Den nederste spuntveggen er 55 m lang og den øverste er 150 m lang. Fri høyde for begge spuntveggene er 3-4 m i forhold til ferdig veg. Hele lengden til spunten varierer fra 4-12 m.

Begge spuntveggene er slått til fjell og er forankret med 1 delvis 2 stag til fjell. Spuntfot er fordyblet. Spuntveggene er isolert og forblendet.

Emneord: *Løsavleiringer og fjell, bæreevne og jordtrykk, grunnforsterkning, kvalitet (sikring), spuntvegg, permanent forankring*

Seksjon: Laboratoriet
Saksbehandler: Svein E. Hove
Dato: Mars 1992

/JFB

Statens vegvesen, Sør-Trøndelag

Vegkontoret

Rapporten kan fås ved henvendelse til Veglaboratoriet, Arkivet:
Postboks 6390 Etterstad, 0604 Oslo, tlf: 02-639900, fax: 02-467421

**ERFARINGSRAPPORT
PERMANENT SPUNT MOHOLTLIA
OPPLEGG FOR KVALITETSSIKRING**

- I INNLEDNING**
- II FORUNDERSØKELSER**
- III STATISK VIRKEMÅTE**
- IV ANLEGG SARBEIDET**
- V TEKNISK KVALITETSSIKRING**
- VI KOSTNADER**
- VII KONKLUSJON**

BILAG 1 BILDER
BILAG 2 PROTOKOLLER

TEGNINGER

Tegning nr -25 Oversikt m=1:1 000/1:50 000

'' -26 Opriss

'' -27 Snitt