

# Intern rapport

## Intern rapport nr. 2209

### EPS- den lette løsningen



Statens vegvesen

20.03.2001

Vegteknisk avdeling

# Intern rapport nr.

## EPS – Den lette løsningen

### Sammendrag

Rapporten viser status for bruk av EPS i Norge innenfor :

- Bruksområder
- Omfang
- Prosjekteringsregler
- Ulykker
- Langtidsmålinger
- Prosjekteksempler

Emneord: *Ekspandert polystyren, fundamentering, setninger, stabilitet, lette masser*

Kontor: *Geoteknikk*

Saksbehandler: *Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund*

*/ roalda*

Dato: *20.03.2001*

---

Statens vegvesen, Vegdirektoratet  
Vegdirektoratet, vegteknisk avdeling

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

# Innhold

<b>1. Introduksjon</b>	<b>1</b>
<b>2. Anvendelse</b>	<b>2</b>
<b>3. Prosjekteringsregler</b>	<b>7</b>
<b>4. Langtidsmålinger</b>	<b>11</b>
<b>5. Eksempler på bruk av EPS</b>	<b>18</b>
<b>6. Spesielle prosjekter</b>	<b>40</b>
<b>7 Konklusjon</b>	<b>42</b>



## 1. Introduksjon

Statens vegvesen tok i 1972 for første gang i bruk EPS som et superlett fyllingsmateriale i en vegkonstruksjon. Det første prosjektet omfattet en vellykket ombygging av vegfyllinger inn til landkarene på ei bru fundamentert på peler til fast grunn. Før ombyggingen hadde fyllingene som var lagt på 3 m med torv over 10 m med bløt marin leire, en setningshastighet på mer enn 20 cm i året. Setningsproblemene ble imidlertid løst ved å skifte ut 1 m vanlige fyllmasser med to lag EPS blokker, hvert lag 0,5 m tykt.

Senere har også vegmyndighetene i andre land funnet metoden fordelaktig for bygging av



veg over bløt grunn og for tilsvarende byggeaktiviteter hvor redusert last er vesentlig. Grunnen er selvsagt at EPS kan produseres med en densitet som er nær 100 ganger lettere enn vanlige fyllmasser, men det er også andre fordeler. Metoden er nå i vanlig bruk i mange land i Europa, Asia og Nord-Amerika. I Norge har mer enn 350 vegprosjekter blitt gjennomført ved bruk av EPS med et totalvolum på rundt 500.000 m<sup>3</sup>.

EPS representerer selvsagt ikke den eneste løsning på last- og setningsproblemer på bløt grunn. Flere andre lette fyllmaterialer bør også vurderes sammen med alternative løsninger så som masseutskifting og jordforbedring, bruk av peler etc. Tilgjengelighet og kostnader er viktige faktorer i denne sammenheng, men i mange tilfeller vil bruk av EPS være fordelaktig og i enkelte tilfeller utgjøre den eneste praktiske løsningen. I en publikasjon "Lightweight



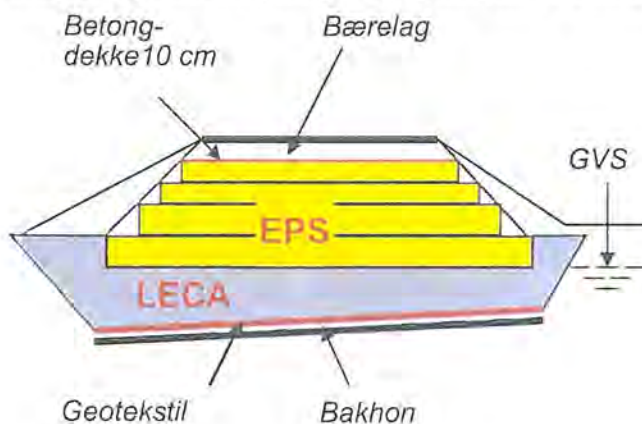
Figur 1 E6 Vestby 4 felts motorvei med 13000m<sup>3</sup> EPS i tilløpsfyllingene

Filling Materials" utgitt av PIARC, World Road Association, er lette fyllmasser i vanlig bruk presentert sammen med eksempler på anvendelse. Dette omfatter gjennomgang av materialparametere, dimensjonering, byggebeskrivelse og eventuelle økologiske hensyn, krav til bærelag, kvalitetssikring, tilgjengelighet og økonomi.

## 2. Anvendelse

### *Forskjellige bruksområder*

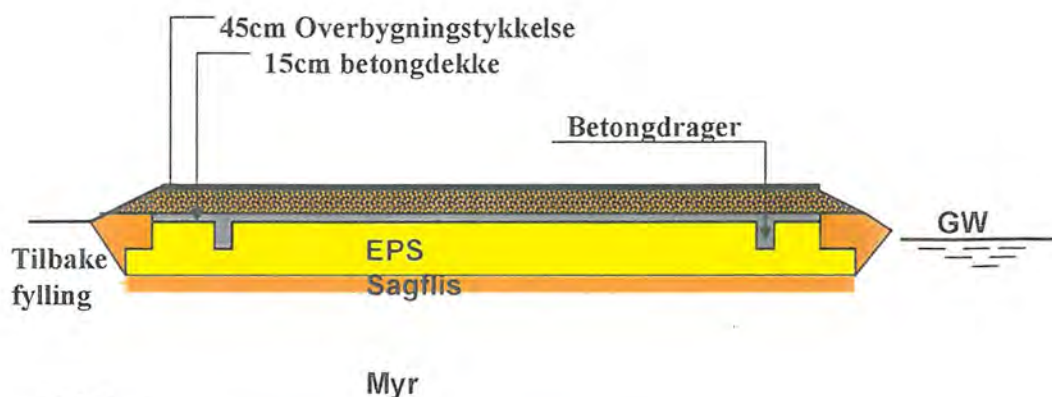
Siden det første prosjektet hvor bruk av EPS ga en vesentlig lastreduksjon på undergrunnen, har flere andre anvendelsesmåter blitt utviklet. Den mest vanlige anvendelsen er som lett fyllmasse for å redusere lasten på undergrunnen eller etablere en kompensert lastsituasjon hvor spenningsnivået i undergrunnen blir lik eller mindre enn det var før. Sistnevnte situasjon vil selvfølgelig eliminere både stabilitets- og setningsproblemer (figur 1). EPS har derfor også vært anvendt for å oppnå kompensert fundamentering av bygninger. Vanligvis er EPS mest benyttet som lett fyllmasse for vegformål, men EPS blokker har også vært benyttet i jernbanefyllinger og fyllinger for andre formål.



Figur 2. E 18 Lysaker. Kompensert fundamentering med EPS

I noen prosjekter har også EPS blokker blitt plassert under grunnvannsnivået. Dette gir muligheter til å utnytte de oppdriftskrefter som oppstår. For at slike løsninger skal fungere tilfredsstillende er det absolutt nødvendig at høyeste mulige flomnivå er kjent eller kan kontrolleres. Siden EPS blokkene er eksepsjonelt lette vil oppdriftskreftene i neddykket posisjon være tilsvarende høye, og hvis vannivået kommer over det nivået som var forutsatt under prosjekteringen, kan hele fyllingen lett kunne flyte bort.





### Leire

Figur 3. Rv 610 Sande Osen. Neddykket EPS fylling

I deler av Nederland med svært bløte organiske leirer har EPS blitt brukt for å oppnå en fullstendig kompensert løsning i både eldre sterkt setningsskadete boligområder (lokalveger og hageområder etc) og i etablering av ny bebyggelse med tilstøtende vegsystemer, parkeringsareal, hager osv. På bildet fig. 4 ligger EPS fyllingen under grunnvannstanden – dette forutsetter et system med drenering og infiltreringssystem slik at grunnvannstanden til enhver tid holdes konstant.



Figur 4. Drenering / infiltrering av vann i en neddykket EPS konstruksjon i Nederland

EPS blokkene kan da gis en mekanisk beskyttes med stål - eller aluminiumsplater, treplank, betongelementer, gabioner eller sprøytebetong utenpå den vertikale veggen.

I vanlige fyllinger gis sideavslutningen på EPS blokkene ofte en helning på 2:1. For å beskytte EPS materialet dekkes blokkene med vanlige fyllmasser med en helning på 1:1½ eller 1:2. Denne jordkilen representerer liten tilleggsvekt og vil ofte være tilnærmet lik vekten av bærelaget slik at vekten på EPS blokkene blir omtrent lik over hele fyllingen. I noen tilfeller kan det imidlertid være fordelaktig å benytte en vertikal sideavslutning for EPS-

Dette har vist seg som egnede løsninger i bebygde områder hvor begrenset areal er tilgjengelig og ved utbedring av ras i vegfyllinger i steile terrengflater.



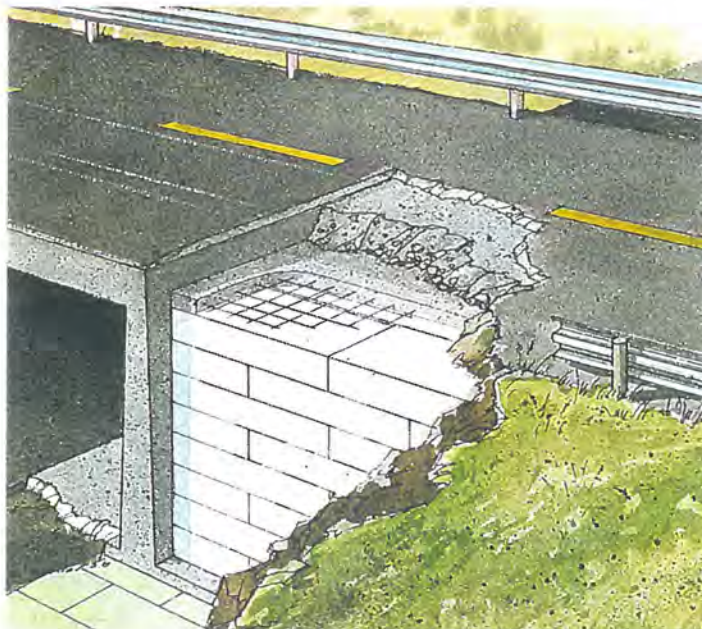
Figur 5. EPS fylling med vertikal avslutning. Eidsvoll 1993





**Figur 6. Akagawa Bridge i Japan. Verdens høyeste vertikale EPS fylling.**

veggen reduseres betydelig. Fra forsøk i Japan og Norge er det vist at forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning i EPS-materialet er nær 0,1 forutsatt at tilstøtende jordfylling er avsluttet med stabil skråningshelning. Selv med en vertikal avslutning av jordfyllingen vil horisontaltrykket overført fra EPS blokkene være av samme beskjedne størrelsesorden hvis



**Figur 7. Redusert horisontaltrykk mot brulandkar**

redusert vertikallast og lavt forhold mellom horisontal og vertikalspenning.

En nyere anvendelse av EPS-blokker er som underlag for brufundamenter. Det kreves da materiale med større trykkstyrke og noe høyere kostnad pr. volumenhet. Slike løsninger har vært benyttet både for ettspenns bruer med inntil 5 m høye fyllinger (se figur 8 og kap. 5) og nylig også for flerspenns bruer. I alle tilfellene har EPS fyllingene fungert tilfredsstillende.

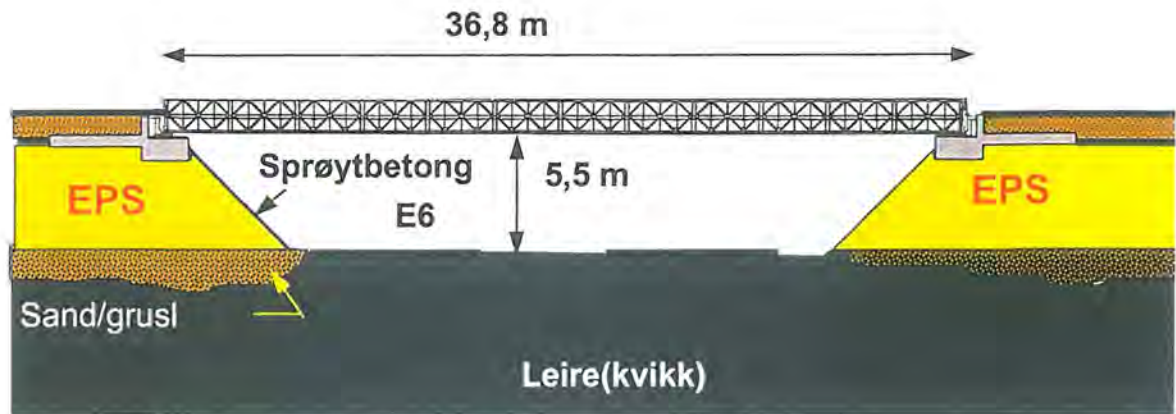
I Japan har man utnyttet mulighetene til å bygge vertikale fyllinger i enda større utstrekning. Flere prosjekter har blitt utført med vertikale endeavslutninger på mer enn 10 m. Bildet viser en 13 meter høy tilløpsfylling til Akagawa Bridge. I Norge er det planlagt vertikale EPS fyllinger på inntil 10 m i forbindelse med ombygging av E6 utenfor Moss.

Ved å legge EPS blokkene inn mot brulandkar eller støttemurer kan horisontalbelastningen mot

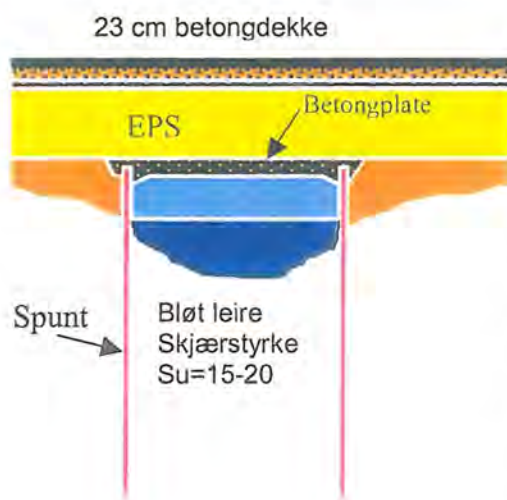
veggen reduseres betydelig. Fra forsøk i Japan og Norge er det vist at forholdet mellom horisontal- og vertikalspenning i EPS-materialet er nær 0,1 forutsatt at tilstøtende jordfylling er avsluttet med stabil skråningshelning. Selv med en vertikal avslutning av jordfyllingen vil horisontaltrykket overført fra EPS blokkene være av samme beskjedne størrelsesorden hvis lengden av EPS-fyllingen er lik eller større enn høyden av fyllingen. Legges EPS-blokkene med en lite gap til landkaret eller støttemuren, er det vist at EPS-blokkene vil forbli i ro og at ingen horisontalkrefter overføres til veggen. Selv om dette kan gi fordeler i mange situasjoner må en også huske på at det da ikke er noe passivt mothold bak muren. For bruer betyr dette at bremse- og temperaturkrefter må opptas ved en eller flere av de andre opplagerpunktene for brua.

EPS-blokker er også benyttet som fyllmasse inntil kjellermurer for bygninger. Hensikten er da igjen å redusere horisontalbelastningen mot kjellermuren på grunn av





Figur 8. Løkkeberg beu – fundamentering av bru på EPS fyllinger.



Figur 9. E 18 Semsbyen. Forenklet

mulige stabilitetsproblemer som vil kunne foreligge ved konvensjonelle bruløsninger.

En annen anvendelse av EPS i forbindelse med bruer er som et lett fyllmateriale over brudekket. En forenklet kulvertløsning har vært anvendt med stålspunt som rammes langs begge elvebredder. En tynn betongplate støpes så på toppen av stålspunten som et brudekke. Det fylles så videre opp med EPS-blokker og bærelag og vegdekke ovenpå EPS blokkene (figur 9 og kap 5). Lasten som overføres til brudekket blir dermed begrenset til vekten fra vegoverbygningen og vekten av kjøretøyer. Denne løsningen kan være spesielt egnet i tilfeller hvor det er lagt restriksjoner på anleggsaktiviteter for å hindre forurensning av vassdrag. Samtidig kan løsningen også ta vare på

Annen kjent bruk av EPS blokker er som oppfyllingsmateriale for hageanlegg nær inntil eksisterende byggverk uten at det oppstår setninger som kan være skadelig for byggverket. EPS-blokkene dekkes da med organisk materiale for å fremme vekstforholdene. Tilsvarende bruk er også kjent fra golfbaner anlagt på bløt undergrunn. Slike anvendelser er benyttet i Japan. Bruk av EPS som byggemateriale for tribuner på baseball arenaer er også kjent fra Japan. I slike tilfeller har det øvre laget av blokker blitt påført et tynt lag med beskyttende, harde materialer for å unngå at tilskuerne forårsaker mekanisk skader på blokkene.

#### Anvendelse på verdensbasis

Etter hvert som kunnskap og erfaring med bruk av EPS som lett fyllingsmateriale øker, har metoden blitt tatt i bruk i et økende antall land og nye anvendelser har kommet til. Fra starten i 1972 var prosessen først langsom, men kunnskapsoverføring om metoden tar seg nå opp både i hastighet og omfang. I hovedsak har det vært vegmyndigheter og byggemiljøet representert ved konsulenter og entreprenører som har vært pådrivere i denne sammenheng. Hoveddelen av de laboratorie- og feltforsøk som har vært utført for å dokumentere at



metoden fungerer tilfredsstillende, har vært finansiert av andre kilder enn plastindustrien. Riktignok har produksjonsprosessen vært forbedret under vegs for å oppnå et mer homogent EPS produkt, og med mindre variasjon i geometriske dimensjoner, men denne utviklingen er satt i gang ut fra andre hensyn enn bruk av EPS som lett fyllingsmateriale.

Med øket bruk av EPS som lett fyllingsmateriale vil flere antagelig se nytten av en videre utvikling. I land som Norge anvendes EPS i hovedsak til innpakning av elektronisk og annet utstyr, oppbevaring av fisk og i byggeindustrien. Forbruket her utgjør omtrent 90 % av det volum EPS som produseres årlig. Bare omlag 10 % av årsproduksjonen anvendes som lett fyllingsmateriale.



Figur 10. Bruk av EPS som lett fyllmateriale i internasjonal sammenheng

Ser en på mulighetene på verdensbasis når det gjelder bruk av EPS som lett

fyllingsmateriale, kan et skifte i den prosentvise anvendelsen av produsert EPS forventes. Etter det vi vet anvender følgende land i Europa EPS som lett fyllingsmateriale i tillegg til Norge; Frankrike, Nederland, Sverige, Finland, Storbritannia, Irland, Spania og Tyskland. I Nord-Amerika har Canada anvendt EPS i mange år allerede, men metoden sprer seg nå også til USA. Den største interessen og potensialet synes imidlertid å ligge i Asia hvor Japan nå er den desidert største brukeren på verdensbasis. I tillegg har Filippinene, Syd-Korea, Malaysia og Thailand gjennomført en del prosjekter. Andre land i både Asia og Latin-Amerika har også vist interesse for metoden og flere land ut over de som er nevnt ovenfor kan ha tatt den i bruk.

Til nå har vegprosjekter hvor EPS har vært benyttet, typisk omfattet noen tusen kubikkmeter med EPS. Det største prosjektet en kjenner til omfatter rundt 70.000 m<sup>3</sup> med EPS på et sted. I noen av de asiatiske land som er nevnt ovenfor, vurderes nå EPS anvendt på vegprosjekter som er flere kilometer lange. For veger med ca 20 m bredde og 2 m eller større tykkelse med EPS blir det totale EPS volumet omfattende. Hvis disse prosjektene kommer til utførelse, vil bruken av EPS som lett fyllingsmateriale øke dramatisk, og dette vil uten tvil tiltrekke seg interesse både fra plastindustrien og andre.

Et grovt anslag når det gjelder antall utførte EPS prosjekter ligger på størrelsesorden 1500 på verdensbasis med et totalvolum i området 1,5 - 2 millioner kubikkmeter (1996). Det har imidlertid i senere tid vært svært store prosjekter spesielt i Japan og USA. I forbindelse med bygging av veger til vinter OL i Salt Lake City har det vært benyttet mer en 1 million kubikkmeter med EPS – spesielt i forbindelse med vertikale fyllinger.



### 3. Prosjekteringsregler



Figur 11. Kontroll av trykkfasthet

I forbindelse med det første EPS prosjektet på Flom bruer i 1972 satte Veglaboratoriet opp et relativt enkelt sett med prosjekteringsregler. Disse er beskrevet i SVV håndbøker, henholdsvis håndbok 016 – Geoteknikk i vegbygging og håndbok 188 – Veg på bløt grunn samt i blankett 482, 483 og 484 fra Vegdirektoratet

Dette omfattet bestemmelse av materialstyrke definert som trykkstyrken til en 50 x 50 x 50 mm kube ved 5 % deformasjon testet i et enaksialt trykkapparat med en deformasjons-hastighet på rundt 10 % av prøvehøyden pr. minutt. Ut fra denne styrkedefinisjonen ble kravet til EPS for bruk i vanlige vegprosjekter satt til  $\sigma = 100$  kPa.

*Dimensjonerende trykkstyrke skal være minst 100 kPa dersom ikke annet er spesifisert. Gjennomsnitt for alle kontrollerte blokker skal være minst 100 kPa. Gjennomsnitt for en enkelt blokk (6 målinger) skal ikke være mindre enn 90 kPa, og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 kPa. Trykkfastheten skal angis som spenning ved 5 % deformasjon, målt med enaksialt trykkapparat. Målingene skal foretas på prøver med størrelse 50 x 50 x 50 mm.*



Figur 12. Tvilssom kvalitet av EPS fylling

Det ble også gitt regler for akseptable variasjoner i materialstyrke innen samme blokk og mellom flere blokker. For å hindre uønskede åpninger mellom blokkene ble det også satt opp regler for akseptable avvik i blokkenes geometriske dimensjoner og overflatejevnhet.

Det ble angitt regler for hvordan blokkene skulle plasseres for å unngå gjennomgående vertikale fuger mellom blokkene, oppnå jevne fyllinger og sikre en viss jord-overdekning eller annen form for mekanisk beskyttelse på vertikale

vegger samt oppnå beskyttelse mot løsemidler og sikre feste for rekkverksstolper og annet vegutstyr.

*Minste sidekant på blokkene bør være minst 0.5 m dersom ikke annet er spesifisert. Lengden bør være minst 2,5 m. Blokkene skal være rettvinklet og ha plane overflater. Maksimalt tillatt avvik for dimensjon (høyde, bredde, lengde) er +/- 1 %. Maksimalt tillatt avvik for jevnhet er 5 mm målt med 3 m rettholt..*

*Tykkelsesforskjell mellom naboblokker (blokker i samme lag) skal ikke være mer enn 5 mm*



EPS med trykkstyrke  $\sigma = 100$  kPa har vanligvis en densitet på  $\gamma = 0,2$  kN/m<sup>3</sup>. For å ta hensyn til fuktopptak ble det for stabilitets- og setningsberegninger spesifisert en tyngdetetthet på  $\gamma = 1,0$  kN/m<sup>3</sup> for blokker plassert både under drenerte (reduisert til  $0,5$  kN/m<sup>3</sup> senere) og neddykkede forhold. For kontroll av oppdrift ble  $\gamma = 0,2$  kN/m<sup>3</sup> forutsatt benyttet. Videre ble det også angitt hvorledes vegens overbygning skulle dimensjoneres. For å redusere den permanente lasten på EPS-blokkene og undergrunnen mest mulig ble det anbefalt å støpe en lastfordelingsplate av betong over EPS-blokkene. I dag benyttes følgende regler:

*Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved setnings- og stabilitetsberegning skal settes lik:*

*$\gamma = 0,5$  kN/m<sup>3</sup> for fyllinger som ligger drenert.*

*$\gamma = 1,0$  kN/m<sup>3</sup> for fyllinger som ligger under grunnvannstanden.*

*Det må kontrolleres at sikkerhet mot oppdrift er tilstrekkelig. EPS-blokkene skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand. Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal settes lik  $\gamma = 0,2$  kN/m<sup>3</sup>. Det benyttes en sikkerhet mot oppdrift på  $\gamma = 1,3$  basert på den høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 100-års periode.*

Andre land har senere utarbeidet noe endrede prosjekteringsregler uten at det har vært store avvik. For definisjon av materialstyrke har forskjellige tester vært utført. I denne sammenheng har både  $100 \times 100 \times 100$  mm kuber og sylindriske prøver med varierende diameter / høyde forhold vært testet. Videre har styrketaket vært definert for forskjellige deformasjonsnivåer, bla. 1, 2 og 10 % deformasjon i tillegg til 5 % som vel har vært mest vanlig. Produsentene dokumenterer vanligvis trykkfastheten ved 10% deformasjon. I Sverige benyttes både 2 og 5 % mens man i England har fokusert sterkt på 1% deformasjon. Konklusjonen her er imidlertid at det er såpass komplisert og vanskelig å oppnå statistisk gode resultater ved 1% slik at den trolig ikke er aktuell. Det arbeides med en ny CEN standard som trolig vil gi åpning for å måle trykkfastheten ved 2, 5 og 10% deformasjon.

Variasjonene mellom de enkelte lands regler er imidlertid beskjedne. Det er selvsagt mulig å raffinere reglene ytterligere, men ved Vegteknisk avdeling tror vi at det bør være enkle regler for enkle løsninger. De opprinnelige prosjekteringsreglene er derfor beholdt så og si uendret siden starten siden disse har vist seg å være tilfredsstillende.

Når det gjelder dimensjonering av bærelag har forsøk vært utført ved Bundesanstalt Für Strassenwesen (BASt) i Tyskland i samarbeid med Universitetet i Delft, Nederland. Her har bærelag over EPS med og uten betongplate vært undersøkt i et fullskalaforsøk i en forsøkshall. Resultatene viser klart at en vegoverbygning med betongplate vil ha en lenger levetid. Bæreevneporsøk utført på EPS-fyllinger i Norge med og uten betongplate over EPS-blokkene indikerer at bærelagstykkelsen må økes med 300 - 400 mm med vanlige bærelagsmasser uten betongplate for å oppnå samme spennings- og deformasjonskarakteristikk som fyllinger med betongplate. Nevnte forsøk viser også at den totale tykkelsen av EPS-fyllingen har liten innvirkning på vegens bæreevne.

Omfattende fullskala og laboratorieforsøk har også vært gjennomført i Japan når det gjelder materialegenskaper. I tillegg har bruk av EPS i jordskjelvsammenheng og for vibrasjonsdempende formål i veg vært undersøkt og finnes tilgjengelig i litteratur.

Utnyttelsen av EPS 20 har i hovedtrekk vært å utnytte 30 % av materialets trykkstyrke ved 5% deformasjon (permanent last).

*Dimensjonerende trykkfasthet for EPS skal være minst 100 kN/m<sup>2</sup>. For spesielle konstruksjoner, og konstruksjoner der permanent last (vekt av overbygning) på EPS-laget er større enn 30 kN/m<sup>2</sup>, skal nødvendig trykkstyrke vurderes i det enkelte tilfelle. Det kan regnes med maksimalt tillatt lastnivå tilsvarende 30 % av materialets trykkstyrke ved 5 % deformasjon.. Utnyttelsen av EPS kan økes ved at det brukes en høyere EPS kvalitet i topplaget(ene) av fyllingen*

## Uhell

Av de mange EPS prosjektene som har vært gjennomført på verdensbasis er det bare meldt om fem uhell. To tilfeller er knyttet til variasjoner i vannivå og oppdriftskrefter. De tre andre uhellene er forårsaket av brann.

Den 16. oktober i 1987 ble Europa utsatt for uvær med høye vindhastigheter og store nedbørsintensiteter. Norge ble også utsatt for flom og i Oslo-området fløt den første EPS-fyllingen som ble bygget i 1972 opp sammen med en tilliggende motorvegfylling bygget noen år senere. Hva gikk galt? Hadde faren for oppdrift ikke vært vurdert? Jo slike beregninger hadde vært foretatt, men høyeste vannstand forutsatt på prosjekteringsstadiet i 1972 var 0,85 m lavere enn flomnivået som inntraff i oktober 1987. Det var således flomantagelsene i 1972 som ikke var dekkende.



Figur 13. RV 159 Flom bruer. Oppdrift av EPS blokker pga. flom

Også det andre tilfellet rapportert fra Thailand omfattet uventet høy vannstand som førte til at en ferdig vegstrekning ble skyllet bort. Det er derfor vesentlig at sikkerheten mot oppdrift blir nøye vurdert når vegfyllinger med EPS blir prosjektert. Ofte er områder med bløt undergrunn lokalisert til lavtliggende flomområder. I slike tilfeller er en sikker forutsigelse av høyeste mulige vannstand vesentlig for å kunne oppnå en sikker og varig veg.

Vanlig EPS er et brennbart materiale og vil brenne opp hvis det blir antent. Av denne grunn bør visse sikkerhetstiltak iverksettes når vanlige EPS-materialer benyttes. Dette kan omfatte inngjerding av materiallager på byggeplassen og bruk av døgnvakt eller plassering av blokkene direkte i fyllingen etter hvert som de ankommer med døgnkontinuerlig skiftarbeid om nødvendig. Alternativt kan en selvslukkende kvalitet av EPS benyttes til en kostnadssøkning på omlag 5 %. Når EPS-blokkene er dekket med bærelagsmaterialer over og jordlag på sidene vil det imidlertid ikke være nok surstoff tilgjengelig til at en brann kan utvikles.





Figur 14. Antenning av EPS fyllinger. E6 Vestby 1995

EPS er oppløselig i bensin- og oljerelaterte produkter. Betongplaten over EPS-blokkene vil imidlertid gi beskyttelse mot slike løsemidler. Hvis betongplaten utelates, kan duk av Polyetylen benyttes til å beskytte blokkene isteden. Mulighetene for bensin - eller oljesøl på en EPS-fylling er selvsagt meget liten, men selv om en tankbil skulle velte på et slikt sted og innholdet i tanken skulle renne ut på vegen, vil ovennevnte tiltak være tilstrekkelig til å beskytte EPS-blokkene. I alle fall vil det ta noe tid før løsningsmidlene trenger gjennom jordlaget på skråningene, noe som gir mulighet til korrigerende tiltak. Men selv om løsningsmidler skulle nå frem og skade de ytre blokkene, vil reparasjonstiltak være enkle å foreta. Skade på EPS-blokker i vegfyllinger på grunn av løsemidler har imidlertid, etter det vi vet, ikke oppstått.

To uhell forårsaket av branner har oppstått i Norge og begge var forårsaket av sveisearbeid i byggefasen utført på brulandkar med tilliggende EPS-fyllinger. I det første tilfellet gikk ca 1500 m<sup>3</sup> opp i røyk i løpet av 10 minutter. Betonglandkaret ble skadet på grunn av varmeutviklingen med betong som skallet av fra armeringsjernene. Siden brannen var forårsaket av sveiseaktiviteter på brulandkaret, måtte entreprenøren som var ansvarlig for sveisearbeidet, både reparere landkaret og erstatte EPS-blokkene for egen regning. En tilsvarende hendelse oppsto i 1995 og igjen måtte entreprenøren som utførte sveisearbeidene dekke reparasjonsutgiftene. Et tredje branntilfelle er rapportert fra Japan. Så brannfaren må ikke bli oversett, og ved noen vegkontor i Norge har en besluttet kun å benytte den noe dyrere selvslukkende materialkvaliteten for å utelukke branntilfeller.



#### 4. Langtidsmålinger - bestandighet



Figur 15. Utgraving av EPS blokker etter inntil 20 år i marken.

Polystyren er et meget stabilt materiale kjemisk sett og det er ikke ventet at materialegenskapene vil forringes når blokker plasseres på bakken og beskyttes som beskrevet i det ovenstående. Fra sykliske lastforsøk er det vist at materialet kan ta en ubegrenset mengde lastvekslinger så lenge belastningsnivået er lavere enn 80 % av materialstyrken.

Siden det første vegprosjektet ble utført i 1972 er det foretatt flere målinger for å overvåke eventuelle endringer i materialegenskapene. I denne sammenheng er prøver tatt fra eksisterende fyllinger for å kontrollere eventuelle endringer i trykkstyrke og densitet. Forskjeller i vannopptak for neddykkede blokker og blokker i drenert tilstand er også undersøkt. For å undersøke spenningsfordeling innen en blokk og i fyllinger med flere lag er det utført både fullskala feltforsøk og laboratorieforsøk. Langtidsdeformasjoner i form av kryp er også undersøkt både i laboratoriet og på eksisterende fyllinger.

I Norge er det tatt prøver fra totalt fem fyllinger med gjentakelser over tid. Lokalitet og prøvehyppighet vil fremgå av nedenstående tabell.

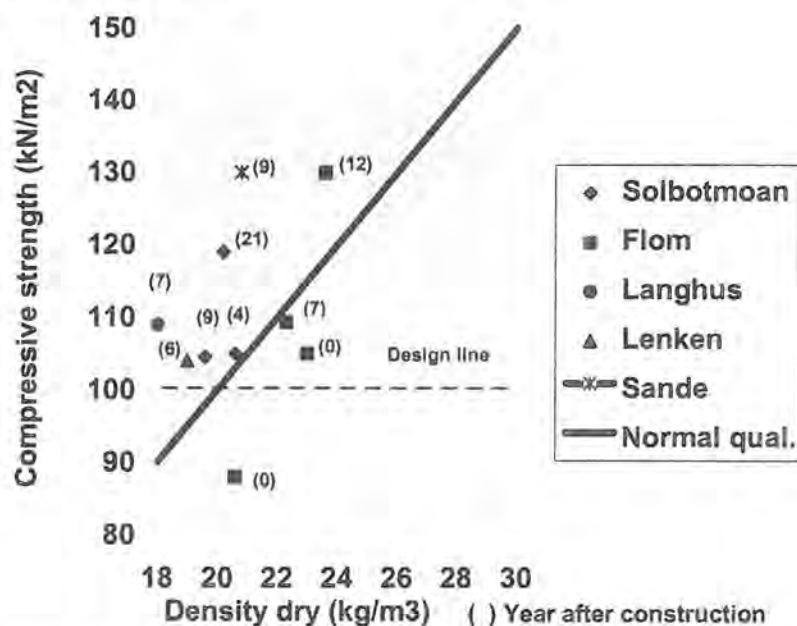
Tabell 1 Uttak av prøver fra EPS fyllinger

Fylling	Byggeår	Uttak av prøver - antall år etter bygging			
Rv 159 Flom bru	1972/73	0	7	12	24
Rv 154 Solbotmoan	1975	4	9	21	
Fv 91 Lenken i Asker	1978	6			
Fv 26 Langhus	1977	7			
Rv 610 Sande - Osen	1982	9			



## Materialstyrke

Som nevnt i det ovenstående er kravet til trykkstyrke satt til minst  $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$  hvis ikke andre krav er stilt.



Figur 16. Trykkstyrke som funksjon av densitet og alder.

av en prøve. Denne ble utført på materiale fra den første fyllingen like etter at denne var utført i 1972 og er mer en indikasjon på variasjoner i materialstyrke ved levering innenfor de statistiske variasjoner som anses akseptable.

Fra figur 16 kan en se at hoveddelen av prøvene viser trykkstyrker over det som er vanlig i forhold til målt densitet. Selv om det ikke er mulig å foreta eksakte sammenligninger mellom trykkstyrke ved utførelse og senere, siden det ikke er mulig å utføre trykkforsøk på samme prøve mer enn en gang, viser dataene tydelig at det ikke er noen tegn til reduksjon i materialstyrke over et tidsforløp på 24 år. Hvis en skal se på endringer går dette i retning av en mindre økning av trykkstyrke over tid. Hvis så er tilfelle kan dette muligens forklares ved en fortsatt kjemisk reaksjon som fører til større materialstivhet i de første ukene etter produksjon. Det er også en tendens til at materialstyrken er noe større i midten av blokkene enn mot ytterkantene.

Videre er det ingen tegn til variasjoner i trykkstyrke om prøvene er trykktestet i fuktig eller tørr tilstand. Dette indikerer at vannopptak over år i bakken ikke vil ha noen innvirkning på materialstyrken.

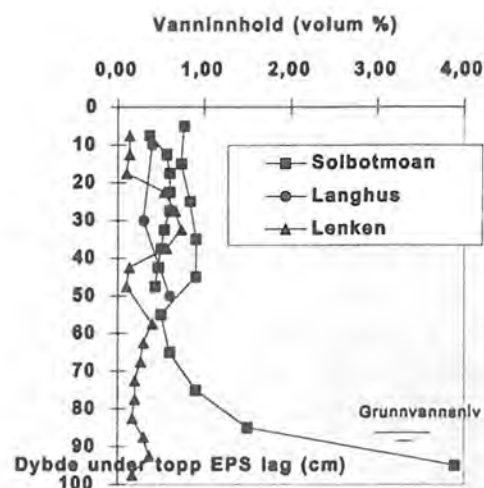
En hovedindikator på mulig nedbrytning av blokkene over tid vil være en reduksjon i materialstyrken. Styrkemålinger på prøver tatt fra fyllinger som har ligget i bakken i opp til 24 år er vist i figur 16 som en sammenheng mellom målt tørr densitet og trykkstyrke. Med henvisning til det som er sagt over når det gjelder akseptable variasjoner i styrke for nye blokker, gir alle målingene trykkstyrker over  $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$  med unntak

## Materialdensitet

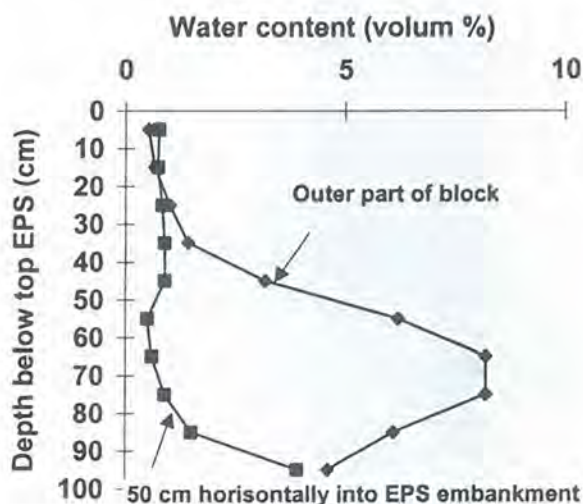
Den eneste forandringen i prosjekteringsreglene som er gjort siden den første fyllingen i 1972 er at beregningsmessig tyngdetetthet for blokker plassert over grunnvannstanden ved drenerte forhold er redusert fra  $\gamma = 1,0$  kN/m<sup>3</sup> ( $\rho = 100$  kg/m<sup>3</sup>) til  $\gamma = 0,5$  kN/m<sup>3</sup> ( $\rho = 50$  kg/m<sup>3</sup>) ved setnings- og stabilitetsberegninger. For blokker plassert i helt eller delvis, eventuelt periodevis neddykket tilstand benyttes  $\gamma = 1,0$  kN/m<sup>3</sup> ( $\rho = 100$  kg/m<sup>3</sup>) som før. Endringene er basert på måledata fra eksisterende fyllinger.

EPS som plasseres i undergrunnen kan oppta vann på to måter. Den ene måten er at vann trenger seg inn i hulrommene mellom polystyrenkulene på grunn av vanntrykk eller kapilærsug. Selv om kulene er vanntette er de ikke damptette. Vanddamp vil derfor kunne trenge inn i disse ved en temperaturgradient gjennom materialet, og vanddampen vil kunne kondensere i visse sjikt avhengig av metningsgrad og temperatur.

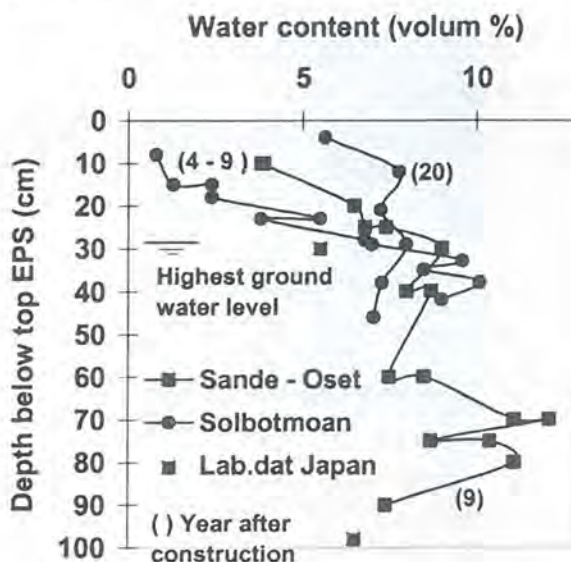
Med blokktykkelser på 0,5 m og blokker i flere lag vil temperaturgradienten være meget liten og mulig vannopptak på grunn av kondensering av vanddamp anses derfor som tilsvarende liten. Vannopptak på grunn av vanntrykk og kapilærsug avhenger av materialets densitet og hvor godt kulene er sveiset sammen. Flere forsøk, i hovedsak på små prøver i laboratoriet, har vært utført i mange land for å undersøke vannopptakseffekter. Både kvaliteten av forsøkene og resultatene varierer en del. Måling av vannopptak i eksisterende fyllinger i Norge viser samsvar med noen av laboratorieforsøkene. Måling av vanninnhold i



Figur 17. Vanninnhold som funksjon av dybde i delvis neddykket EPS fylling.



Figur 18. Horizontal gradient for vann i EPS fylling.



Figur 19. Vanninnhold som funksjon av dybde for neddykket EPS fylling.



prøver tatt fra blokker som har ligget drenert, dvs over høyeste grunnvannstand eller flomnivå, viser vanninnhold under 1 volum % etter mer enn 20 år i bakken (figur 17 og 18). Det synes videre ikke å være nevneverdige endringer i vanninnhold med tiden. Prøver tatt fra overflaten av blokker som har hatt kontakt med omkringliggende jord, viser noe høyere vanninnhold (se figur 18), men bare 50 cm inn i blokken er vanninnholdet igjen under 1 volum %. I gjennomsnitt er densiteten for blokker som ligger drenert derfor  $\rho < 30 \text{ kg/m}^3$ . Dette er godt under den beregningsmessige verdi som er foreskrevet i prosjekteringsreglene for slike fyllinger.



Figur 20. Rv 681 Sande – Osen. Oppgraving av EPS fylling som har ligget neddykket i 9 år.

I blokker som periodevis har vært neddykket er det målt vanninnhold opp til 4 volum %. For blokker som ligger neddykket permanent er vanninnhold nær 10 volum % registrert med noe økning over tid ( fig 19 og 20). Videre økning ut over 10 volum % er imidlertid ikke forventet. For neddykkede blokker er derfor gjennomsnittlig densitet av størrelsesorden  $\rho = 90 - 95 \text{ kg/m}^3$  etter rundt 20 år i bakken. Vanninnholdet avtar raskt over vannspeilet og viser vanninnhold tilsvarende drenerte forhold allerede ca 200 mm over høyeste vannstand.

### Deformasjon

Veglaboratoriet gjennomførte i etterhånd av Løkkeberg bru (bru fundamentert på 5 meter høye EPS fyllinger, se kap 5) flere belastningsforsøk i kontrollerte former i forsøkshall 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

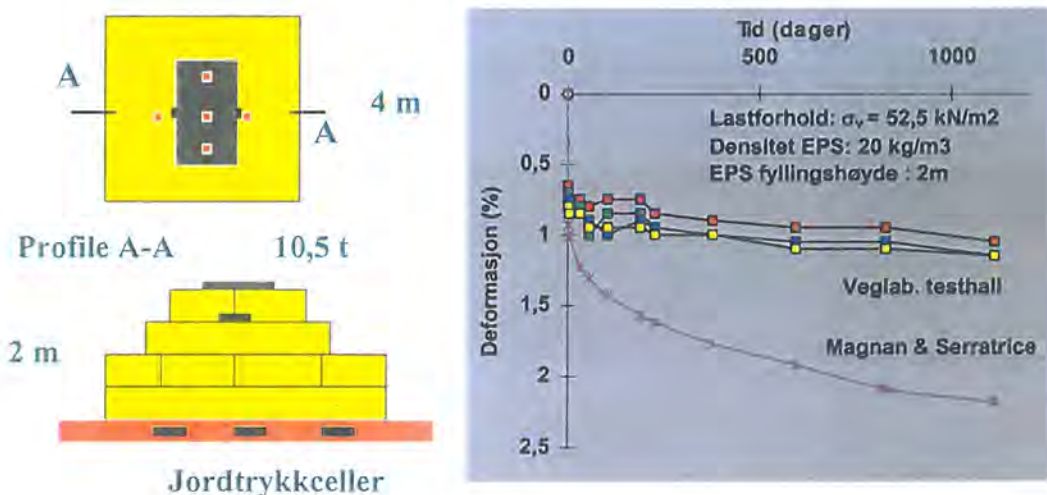


Figur 21. Skalaforsøk med belastning av EPS fylling



varighet (inntil 3 måneder) og viste i hovedsak at ved meget store laster (opp i mot  $100 \text{ kN/m}^2$ ) fikk man store plastiske deformasjoner i øverste blokk på en 3 m høy fylling i tillegg til at eksentrisitet førte til ytterligere deformasjon. Deformasjonene i resten av fyllingen var vesentlig mindre enn man kunne ha forventet.

I det siste forsøket ble det bygd opp en 2 m høy fylling av blokker med normal størrelse og styrke  $\sigma = 100 \text{ kPa}$  i Veglaboratoriets forsøkshall. Fyllingen ble instrumentert med jordtrykksmålere og deformasjoner i EPS laget ble observert over en periode på ca 3 år. Generelt utnyttes bare ca 30 % av materialstyrken når det gjelder permanente laster, dvs  $q_d < 30 \text{ kPa}$  for blokker av vanlig kvalitet ( $\sigma = 100 \text{ kPa}$ ). I noen tilfeller har en tillatt høyere utnyttelse av materialstyrken relatert til permanente laster. I dette tilfellet ble blokkene belastet med  $q = 52,5 \text{ kPa}$  i form av stålplater. Underlaget besto av 15 cm sand på et betongdekke og har derfor ingen setningsforskjeller under fyllingen.



Figur 22. 2 meter prøvetrylling av EPS med 52,5 kPa last. Deformasjonsmålinger

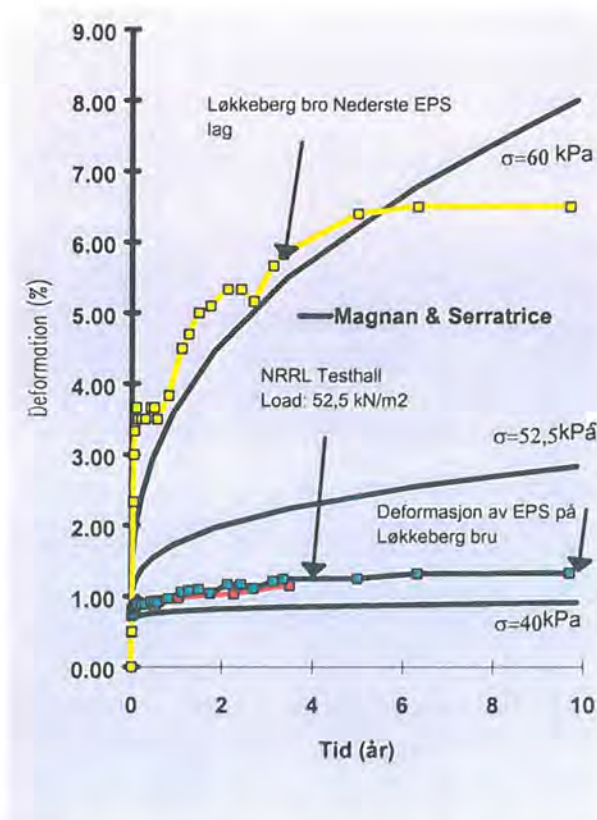
Forsøket ble fulgt opp med jevnlig målinger som viste deformasjoner under 50% av beregnede deformasjoner (Magnan & Serratrice) og vesentlig mindre kryphastighet som vist i fig 22.

For en vegkonstruksjon med en viss tykkelse og et fundament som er mindre enn EPS-fyllingens utstrekning vil teoretiske betraktninger basert på erfaringer med småprøver (maks  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$ ) være lite relevante til å bestemme deformasjoner og kryp.

I fig. 23 er det gjort et forsøk på å sammenligne de teoretisk utledete kryptkurvene med måleresultater fra Løkkeberg bru og det tidligere beskrevne skalaforsøket med en vertikal belastning på 52,5 kPa på en 2 m fylling av EPS.

Figuren viser at det nederste laget i EPS fyllingen har en kryphastighet som ihvertfall de første årene er tilnærmet lik de teoretisk utledete kryptkurvene ved samme belastningen, 60 kPa (kfr. gjennomsnitt av jordtrykk målt under fyllingen på Løkkeberg, fig 7, og 8).





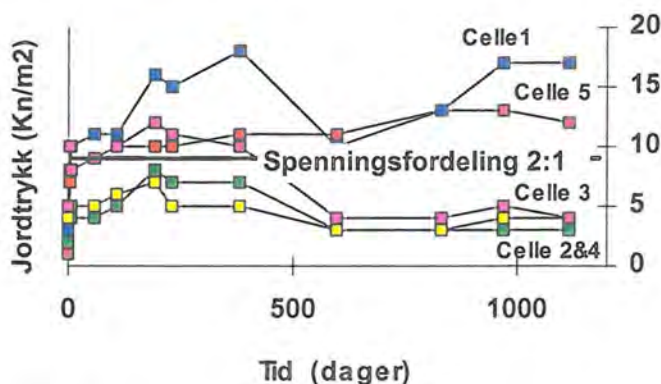
Figur 23. Sammenligning av skalaforsøk og målinger utført på Løkkeberg

Når det gjelder deformasjon av fyllingens totale høyde viser målingene på Løkkeberg bru (påført last 55 kPa) og skalaforsøket på Veglaboratoriet (påført last 52,5 kPa) at deformasjonene etter 10 år er mindre enn halvparten av de teoretisk utledete kurvene ved samme last, 52,5 kPa.

Erfaringene tilsier at målingene som har blitt utført ligger i et område tett opp under der de plastiske deformasjonen blir dominerende. De teoretisk utledete kurvene er basert på plastiske deformasjoner over en viss last og tar ikke hensyn til den aktuelle lastspredningen i fyllingen.

## Spenningsfordeling

Ut fra spenningsmålinger fra Veglaboratoriets forsøkshall og Løkkeberg bru ved bruk av hydrauliske trykkseller (Glötzl) fordelt i og under fyllingene, er det gjort forsøk på å vurdere



Figur 24. Spenningsmålinger utført i et skalaforsøk

spenningsfordelingen i EPS-blokker. Spenningsmålinger i sjikt mellom blokkene er selvsagt vanskelig og måleresultatene varierer også ganske mye. I hovedsak er imidlertid målte spenninger ganske lave og indikerer at omhylningskurven for spenningsbølen kan ligge innenfor en helning på 2:1 målt fra ytterkant av belastningsarealet. Avhengig av lastplattens stivhet og mulige lasteksentrisiteter kan det

imidlertid oppstå lokale spennings-konsentrasjoner. For å oppnå størst mulig utnyttelse av trykkfasthet ser det ut til at det kan være fornuftig å bruke en høyere kvalitet i toppen av fyllingen

En feilkilde ved sammenligningen mellom de skalaforsøket og Løkkeberg bru kan skyldes at underlaget til EPS fyllingen (henholdsvis bløt leire med størst setninger i midten av vegens tverrprofil pga setninger i undergrunnen, kap. 5 og et betonggulv) har betydning for de målte deformasjoner og spenningsfordelingen. Setningene i midten av vegens tverrprofilet kan medføre spenningskonsentrasjoner/reduksjoner som muligens kan forklare en del av resultatene fra Løkkeberg bru.

### **Konklusjon**

Ut fra de langtidsobservasjoner som er beskrevet ovenfor, må det være rimelig å anta at EPS fyllinger vil kunne ha en normal livslengde på minst 100 år. Dette forutsetter at mulig oppdrift forårsaket av varierende vannstand er tatt behørig hensyn til, at blokkene er tilstrekkelig beskyttet mot mulig søl av løsemidler og at påført spenning fra permanent last holdes på et nivå under 50 % av materialstyrken.



## 5. Eksempler på bruk av EPS

### 5.1 Kompenserte løsninger

#### Lysakerkrysset

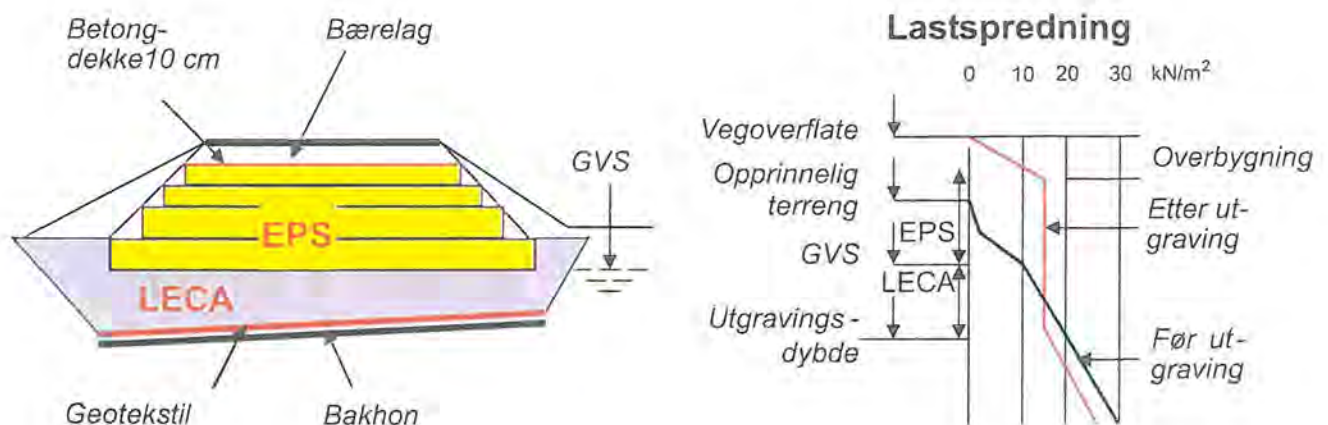
I 1987 ble det etablert et nytt Lysakerkryss med forbindelse fra Drammensveien (E18) til Fornebu. 2 av rampene ligger i et tidligere tjernområde på eksepsjonell dårlig grunn med torv og svartjord til - 0,5 m dybde. Humusinnholdet avtar gradvis og materialene går over til ren siltig leire i 1-2 m dybde under terreng. Leira er meget bløt, sensitiv, og normalt konsolidert 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. Som det framgår av fig. 25 vil lasten på undergrunnen være mindre etter ombygging. 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 25. Tverrprofil og lastfordeling på grunnen

### Vegens oppbygging

Vegen er bygd opp med bakhon, lettklinker og EPS som vist i typisk tverrprofil av rampene på figur 26. På avplanert utgraving er det lagt fiberduk kl. II. Videre kommer 2 lag, krysslågt bakhon (bord). Bakhon er valgt for at det sikrer jevn lastfordeling på grunnen, er effektiv strekkarmering, gir god lastfordeling og bæreevne i arbeidssituasjonen.



**Figur 16. Lysakerkrysset – utlegging av EPS.**

På bakhonlaget ligger løs lettklinker, Leca 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 med betongplate

8 år etter ferdigstillingen viste 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.

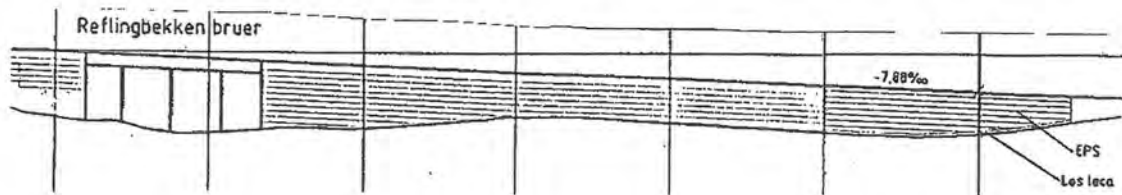
I tillegg er det både i Lysaker øst og vest brukt store mengder EPS til andre konstruksjoner som vanlig avlastning, reduksjon av horisontaltrykk, vertikale vegger, omlegging av veger, parkeringsplasser mm.



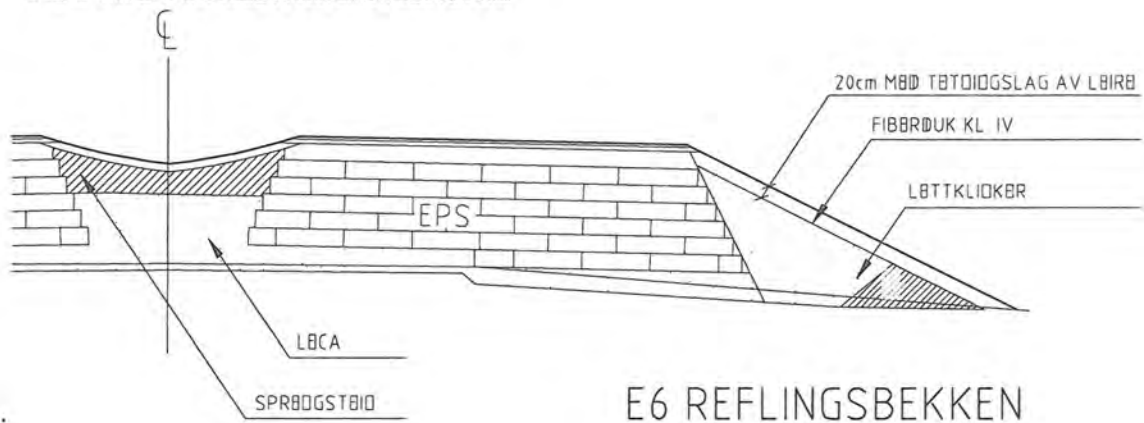
### Omlegging av E6 ved Vestby til 4 felts veg.

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 bygget 2 myrbruere, en for hvert løp, fundamentert på lukkede stålrørspeler. 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.



Figur 27. E 6 Reflingsbekken. Lengdeprofil

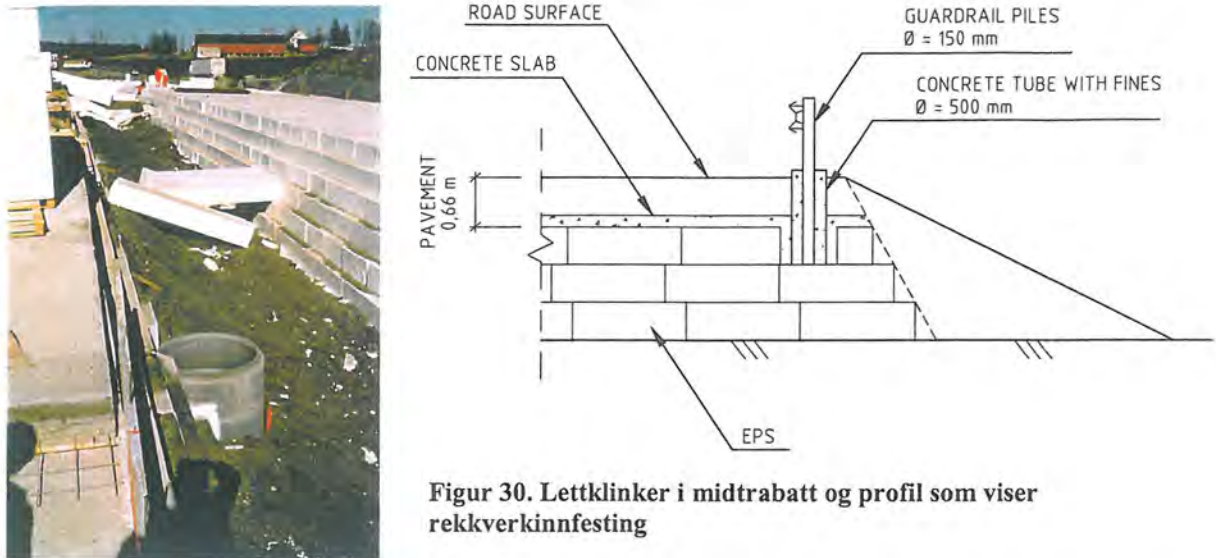


Figur 28. E6 Reflingsbekken. Tverrprofil.



Figur 29. Oppfylling med inntil 5 m EPS inntil brulandkar

Det er i hovedsak brukt EPS (totalt nærmere  $15000 \text{ m}^3$ ). 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



Figur 30. Lettklinker i midtrabatt og profil som viser rekkverkinnfesting

samt at stabiliteten var tilstrekkelig. I tillegg ble lettklinkeren brukt som røromfyllingsmasse.

Kostnadene fra entreprenøren var for EPS på dette prosjektet 415 kr/m<sup>3</sup>, mens lettklinker kostet 225 kr/m<sup>3</sup>.

I forbindelse med overgang fra bru til EPS fylling ble det etter kort tid observert tversgående sprekker i asfalten. Det var spesielt i overgangen mellom avlastningsplate (15 cm tykkelse) og betongplaten (15 cm tykkelse) over EPS fyllingen (ligger butt i butt) at asfalten sprakk opp. Denne fugen ser ut til å virke som en sprekkeanviser. Det var store bevegelser i sprekken med fare for at det slås ut biter av asfalten.

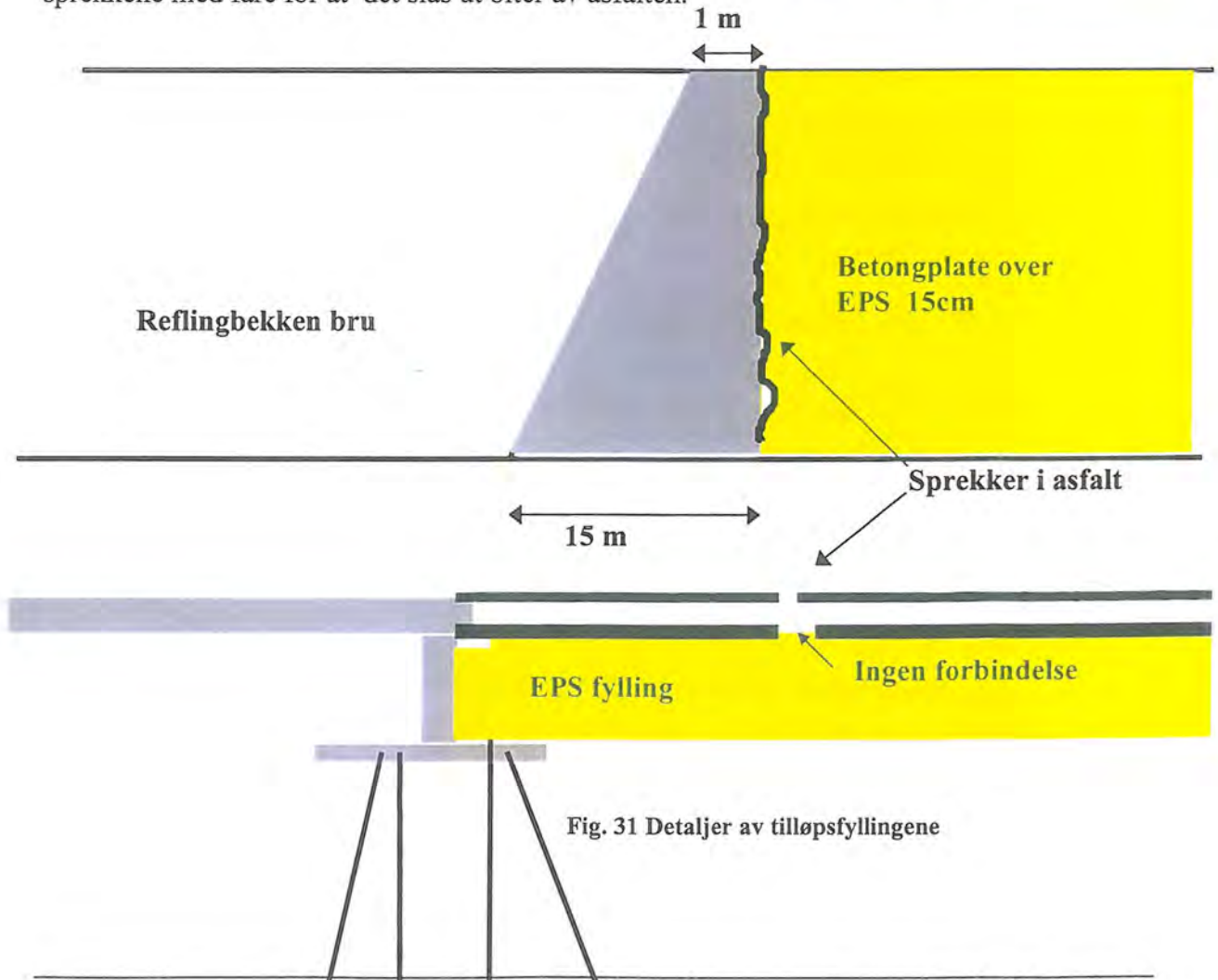


Fig. 31 Detaljer av tilløpsfyllingene





**Figur 32. Sprekk i overgang mellom avlastningsplate og betongplate over EPS laget**

Avlastningsplaten var utformet annerledes i forhold til det vanlige ved EPS fyllinger inntil landkar på grunn av at brua ligger skrått i forhold til vegen. Normalt skal det brukes en avlastningsplate C45 på fra 3 - 6 m lengde med minimum 20 cm ekstraarmert betong. I dette tilfellet er avlastningsplata ca 1m mot midtrabatten og tilsvarende ca 15 m mot vegens ytterkant. I tillegg er betongtykkelsen av avlastningsplata noe tynnere enn det som anbefales

For å løse problemet ble overbygningen fjernet i området rundt sprekkene og det ble montert ca 2 m lange stålplater over fugen mellom avlastningsplate og betongplate over EPS innfestet med bolter.

I tillegg ble det benyttet 2 armeringsnett av stål i asfalt i en noe lengre sone (minst 5 m lange nett) samt i forsterkningslaget / bærelaget.

## 5.2 Flytende EPS konstruksjon

### 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 material 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.*



Figur 33. Rv 610 Utlegging av EPS på trau av sagflis

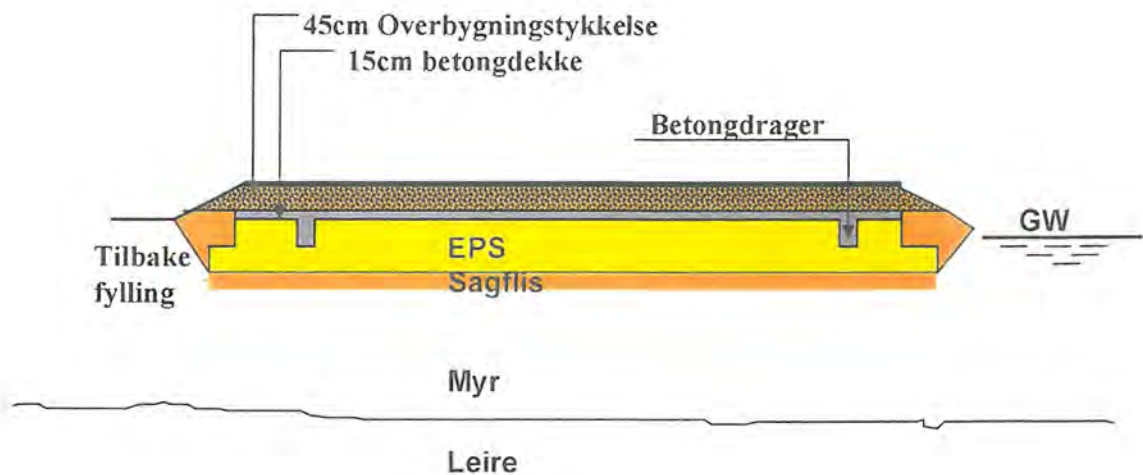
Det nederste laget med EPS ble plassert på et lag av planert sagflis i traubunnen. Neste lag ble lagt på tvers med tømmermannsforbindere mellom blokklagene. I det øverste laget ble det lagt en spalte på 25 cm på hver side av veggen. Disse spaltene ble armert og støpt sammen med et 15 cm tykt betongdekke på toppen av EPS-fyllingen slik at de fungerer som en bjelke og hindrer at blokkene forskyver seg på tvers av veggen og motvirker setningsforskjeller i

veggen lengderetning.

Permanent drenering ble lag 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.



Figur 33. Rv 610 Tverrprofil av neddykket EPS fylling.

Det ble utført prøvegraving av veggen 9 år etter for å kontrollere hvordan EPS materialet hadde tålt å ligge i neddykket tilstand i denne perioden. Materialstyrke, densitet og generell tilstand ble kontrollert (se kap 4) uten at det ble registrert noen form for nedbryting. For øvrig så det ut til at konstruksjonen fungerte bra.



### 5.3 Vertikale avslutninger

Vertikale EPS konstruksjoner har de senere årene blitt stadig vanligere byggemetode i Norge og i utlandet.

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 store kostnadsbesparelser ift. konvensjonelle støttemurkonstruksjoner. Vertikale EPS konstruksjoner vil også konkurrere i pris med konvensjonelle vertikale støttemurkonstruksjoner 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 tilbakefyllmasse inntil støttemurkonstruksjoner og bak landkarvegger for å redusere jordtrykket.

#### **Rv 181 Eidsvoll. Kombinert EPS fylling og Reinforced Earth vegg.**

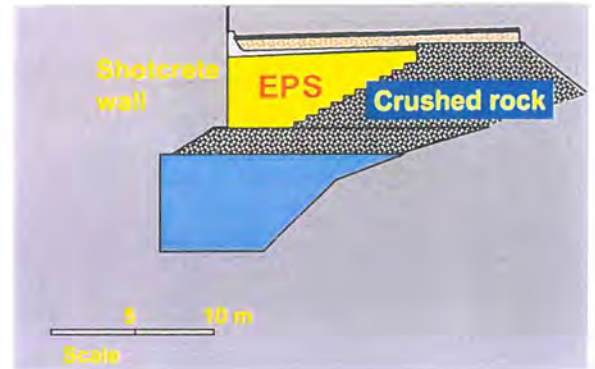
I forbindelse med bygging av Sundet bru over Vorma er det bygget tilknytningsveger langs foten av en åsrygg. Det var prosjektert fyllinger på opptil 13 meter. Det var nødvendig med vertikale avslutninger fordi områdene foran fyllingen var båndlagt av NSB til framtidig jernbaneformål.

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 av EPS fyllingen 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/m<sup>2</sup> (1992).

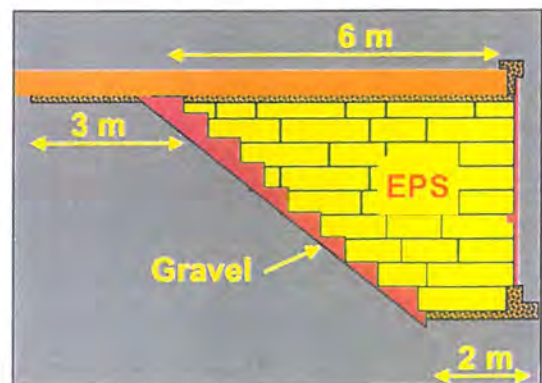
Alternativt forslag var en 10 mm tykk kledning av GRC plater (glassfiberarmerte plater) som estetisk nok vil vært en bedre løsning. Kostnadene for denne løsningen var uten installasjonskostnader ca 450 kr/m<sup>2</sup>.



Figur 44. Kombinert EPS og Reinforced earth vegg

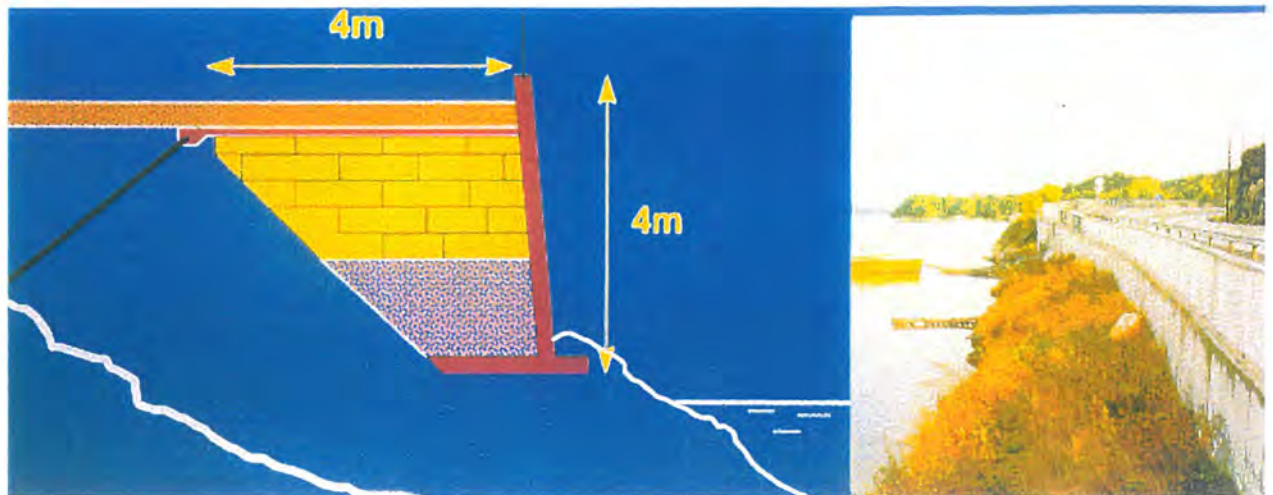
#### E6 Vassum – nå omkjøringsveg

I 1992 ble det på et relativt trangt parti av daværende E6 ved Nesset (nå Nordbytunnelen) bygget flere vertikale støttemurer med EPS og delvis lettklinker i forbindelse med utvidelse av vegen (g/s veg). Delvis var det vanskelig å gå inn i fjellskjæring på innsiden av vegen (bratt og delvis bebygd) og delvis ville det blitt store utslag av fylling ut i sjøen samtidig som stabiliteten i området var anstrengt. I tillegg lå det fritidshus tett inn til vegen på sjøsiden som krevde vertikale løsninger. Det ble brukt både vertikale EPS løsninger med front av trepanel ( fig 45 ) og prefabrikkerte støttemurer av betong med en kombinasjon av lettklinker og EPS som bakfyllmasse (fig. 46) – delvis ble denne muren også forankret inn i fjell for å ta opp horisontalkrefter fra kollisjon i en av faseplanene hvor E6 var lagt helt ut mot sjøsiden.



Figur 45. E6 Nesset. Frontkledning av tre





Figur 45. E6 Nesset. Frontkledning foran EPS/lettklinkerfylling med slanke støttemurer.

### Rv 315 Nyveien Vertikal EPS vegg

På Rv 315 ved Holmestrand ble veien utvidet for å få plass til en G/S veg. Vegen er fundamentert i urmasser med bratt skråning (1:1).

Det var ikke mulig å fundamenterer 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 %.



Figur 46. Rv315 Nyveien - trekledning

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 impregneret trepanel.



### Arendal Øst-Vest. Barbudalen

I forbindelse med bygging av Øst - Vest forbindelsen i Arendal har det vært nødvendig å



Figur 48. Arendal Øst- vest. EPS fylling

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.



Figur 49. Arendal Øst- vest. Trekledning foran EPS fylling

Lokalvegen, som ble bygd på 1960 tallet har en støttemur på yttersiden 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 veggen ble utført med inntil 7 m med selvslukkende EPS med minimum trykkstyrke  $100 \text{ kN/m}^2$ . 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.

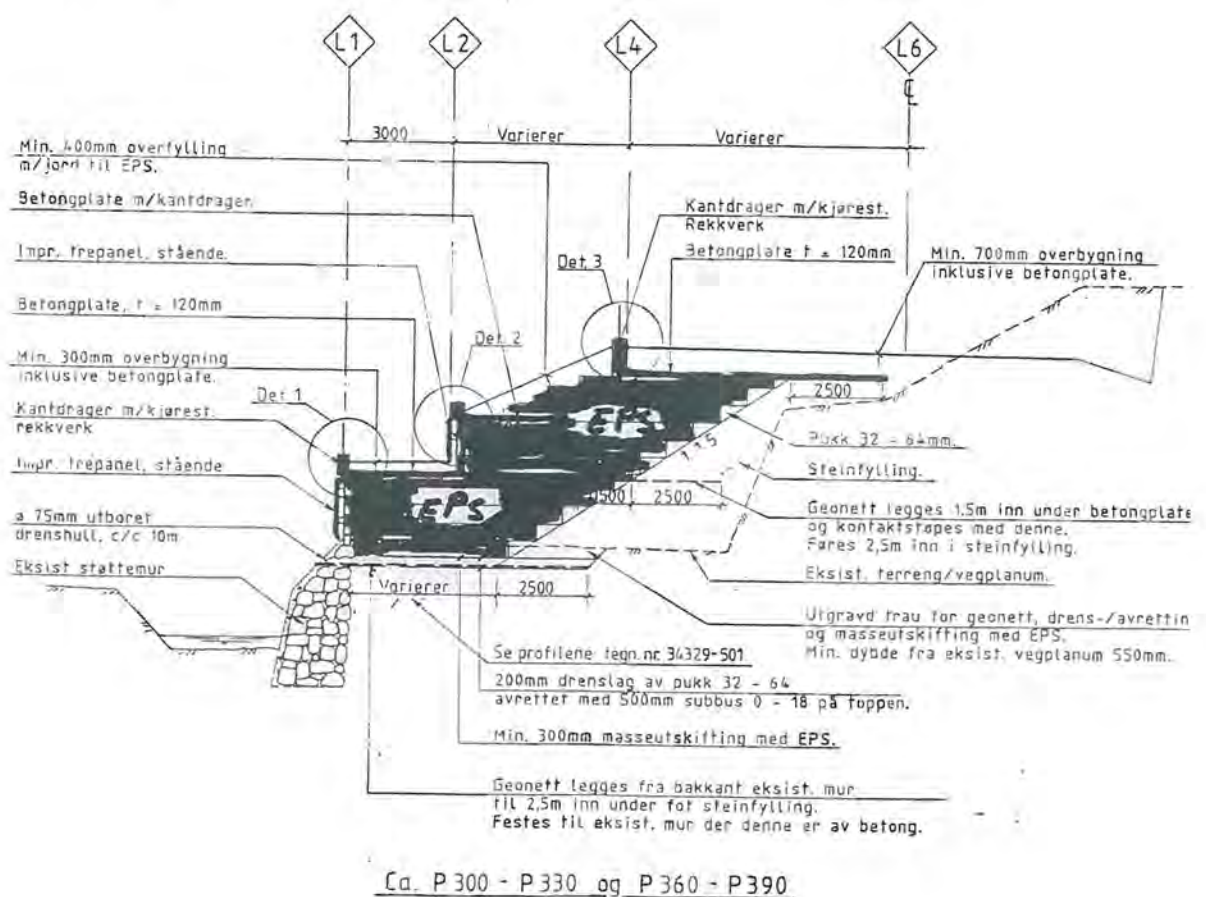
Det er støpt 2 betongplater (C45 med armeringsnett K503, RW500B) i EPS fyllingen, en i nivå med gang og sykkelvegen på yttersiden av veggen og en på toppen av EPS fyllingen under lokalvegens overbygning. Blokkene er tilpasset til traubunn med trinnvis regulering av traubunn tilpasset blokkenes



tykkelse. Tilpasning mot underkant betongplater og andre konstruksjoner ble foretatt ved tilskjæring av tilstøtende EPS blokker. I tilknytning til betongplatene er det lagt 2 geonett (min strekkstyrke 25 kN/m<sup>3</sup> 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 impregnert trepanel (23\*148mm) som er festet delvis til horisontale bjelkelag (brannhemmende impregnert 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.

Øvrige detaljer vedrørende utførelsen er vist i fig. 50.



Figur 50. Arendal Øst- vest. Tverrprofil med detaljer.

### 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



Figur 51. E 18 Nordre tem bru – forenklet bruløsning

spuntkonstruksjonen for å redusere vekten på spuntnålene. En spuntvegg med motstandsmoment 2400 cm<sup>3</sup>/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. E-18 traseen er prosjektert for senere utvidelse til 4 felts veg. Utvidelse av denne spuntkulverten vil være vesentlig rimeligere enn f.eks. for 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/m<sup>2</sup> (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.*



## Fylling for trikk og vegtrafikk i Oslo (Gaustadbekkdalen)

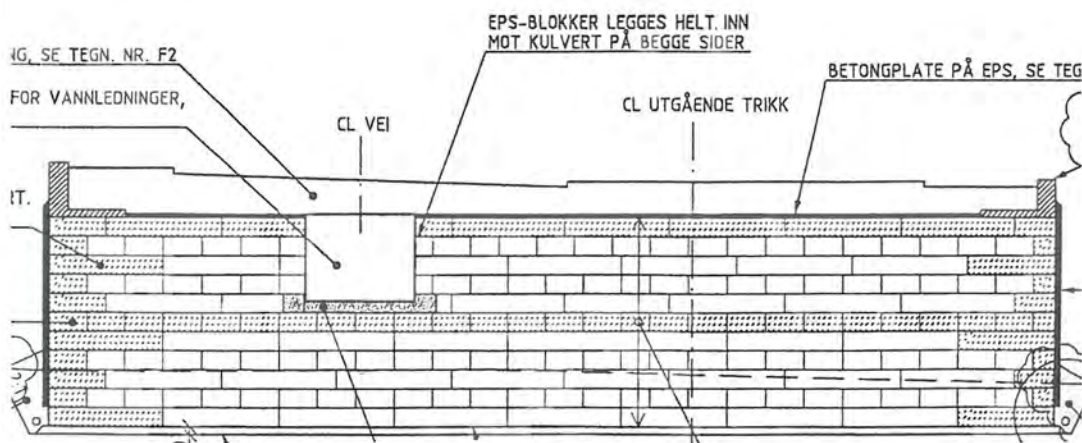
I forbindelse med bygging av ny trikkelinje og parallell veg ved kryssing av Gaustadbekkdalen i Oslo var det opprinnelig prosjektert en bru pga vanskelige grunnforhold. Et alternativ med fylling av EPS ble noe rimeligere og ble valgt av byggherren, Oslo sporveier. Konsulent for utførelsen var Norconsult. Det er totalt brukt ca 13000 m<sup>3</sup> med EPS og fyllingshøyder på inntil ca 6 m. Det er muligheter for på et senere tidspunkt å kunne føre kryssende veg gjennom fyllingen ved at det er spuntet og pelet for ny veg. Denne er inntil



Figur 52. Kryssing av Gautadbekkdalen med EPS fylling. Lokalveg og trikk.

videre lukket og er ikke synlig. Det er benyttet resirkulert materiale (betong og tegl) i overbygningen over betongplaten som dekker EPS fyllingen.

De vertikale og midlertidige frontene til EPS fyllingen (720m<sup>2</sup>) er dekket av sprøytbetong med resirkulert sand fra knust betong og tegl i en tykkelse på ca 15 cm. Generelt er sprøytbetong ikke den mest estetisk gunstige kledningen men i dette tilfellet skal det bl.a bygges parkeringshus inntil fyllingen på sikt.



Figur 53. Kryssing av Gaustadbekkdalen. Tverrprofil. Tegning fra Norconsult.

I fig 54 er det vist eksempel på bruk av sprøytbetong for en vertikal EPS mur på Eidsvoll.



Figur 54. Front av sprøytbetong

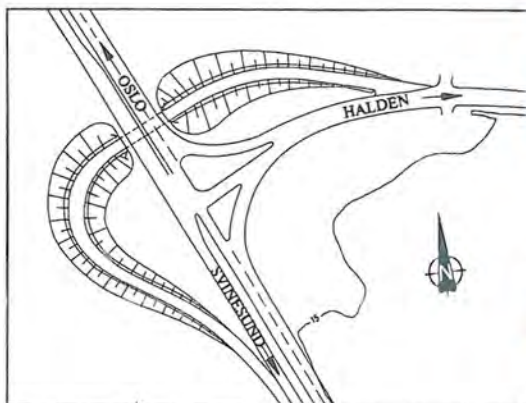


## 5.4 Fundamentering på EPS

Tidligere prosjekter i Norge har vist at det er mulig å fundamenterer brulandkar direkte på EPS fyllinger. Det første prosjektet, Løkkeberg bru i 1989, gjaldt ei ettspenss midlertidig bru hvor begge landkar ble satt direkte på høye EPS-fyllinger. Da skadelig utvikling ble registrert på ei overgangsbru over E 6 ved Hjelmungen i Østfold, ble også EPS tatt i bruk.

### 5.4.1 Løkkeberget bru - Midlertidig bru fundamentert på en EPS-fylling

*Orientering om prosjektet*



Figur 55 Oversiktskart



Figur 56. Tilløpsfyllinger av EPS

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 planskrysset. 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 12 år etter fullførelsen og det ble først i 1999 oppnådd enighet om linjevalg for ny kryssing av riksgrensen.

Bru og ramper ble prosjektert i et område med bløte noe forkonsoliderte leiravsetninger hovedsakelig kvikkleire av tykkelse mellom 6 og 16 m.



Figur 57. Forskalingsarbeid for brulandkar i EPS fylling

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 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/m<sup>2</sup> eksklusiv dynamiske laster.

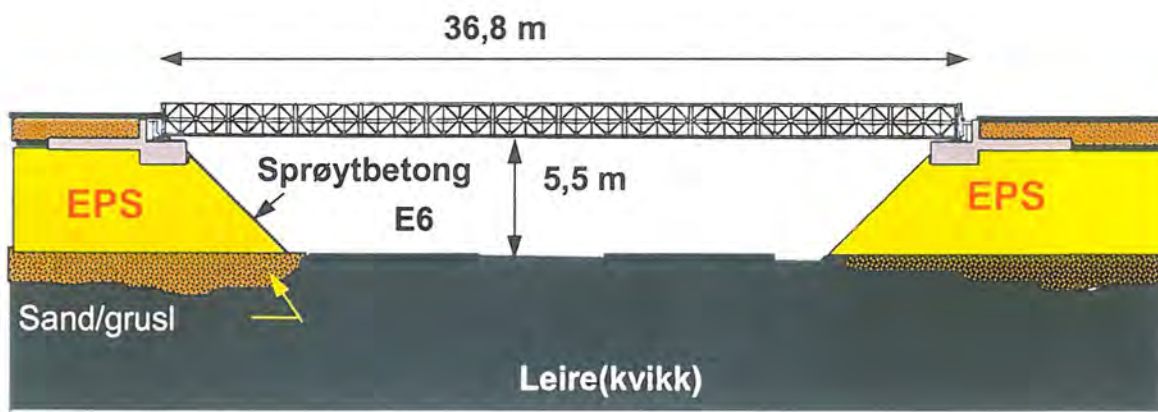


Fig. 58 Lengdeprofil Løkkeberg bru



Figur 59. Acrow stålbru heises på plass på fyllingshoder av EPS

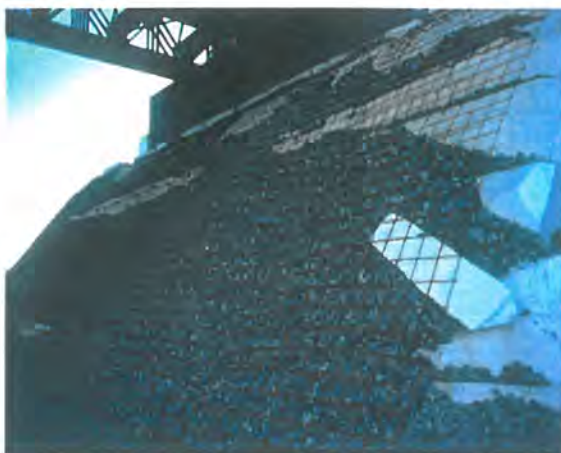
Fyllingshoder av EPS og landkar er dimensjonert og utformet for å oppta både vertikale og horisontale laster inkludert bremskrefter. Mellom EPS blokkene er det regnet med friksjonskoeffisient  $\mu = 0,5$ , mens det mellom EPS blokkene og betongfundamentet og EPS blokkene og underliggende grusmasser er benyttet  $\mu = 0,7$ .

Begge brulandkarene er fundamenteret på henholdsvis 4,5 og 5 m høye EPS fyllinger. I det øvre EPS laget under brufundamentet er det benyttet

trykkstyrke på  $\sigma = 240$  kPa (40 kg/m<sup>3</sup>). I den resterende øvre halvdel av fyllingen er det brukt en trykkstyrke på  $\sigma = 180$  kPa (30 kg/m<sup>3</sup>), mens det i den nedre halvdel er benyttet vanlig lett fyllingskvalitet med en trykkstyrke på  $\sigma = 100$  kPa (20 kg/m<sup>3</sup>). Denne kvaliteten er også brukt på tilløpsfyllingene.

Det er støpt en trykkfordelingsplate i betong (10 cm) over EPS fyllingen og i midten av fyllingen (avretting). Landkarsfundamentets areal er 7,4 x 7,5 m med en tykkelse på 100 cm under brulagene og 50 cm på resten.

Brua, som veier 68 tonn, ble heist på plass med en 225 tonns kran ved hjelp av løftebjelker som vist i figur 59. Sprøytebetong ble sprøytet direkte på fronten av EPS fyllingen



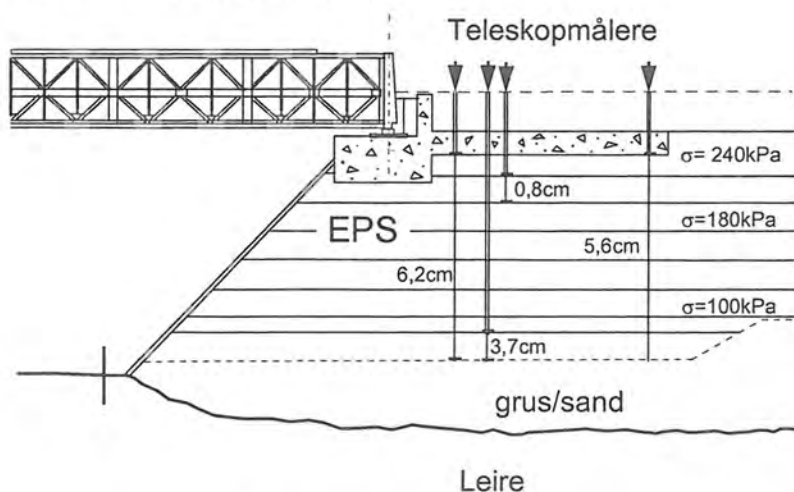
Figur 60. Løkkeberg bru. Front av sprøytbetong.

(mot E6), mens det på sideskråningen ble benyttet vanlige jordmasser. Total overbygningstykkelser over landkarsfundamentet er 80 cm. Totalsetningene (inkludert deformasjonen i EPS blokkene) i bruksperioden var beregnet til totalt 30 cm i brukstiden for konstruksjonen. Etter 6 år var det registrert setninger i denne størrelsesorden og brua ble jekket opp med 30 cm for å oppnå tilstrekkelig fri høyde med tanke på at brua vil være i bruk i mer enn 5 år til inntil ny Svinesundforbindelse er bygget.



Figur 61. Jekking av Løkkeberg bru

### Instrumentering og oppfølging



Figur 62. Deformasjon i EPS lager

Konstruksjonen har gitt gode muligheter for oppfølging med forskjellige målinger.

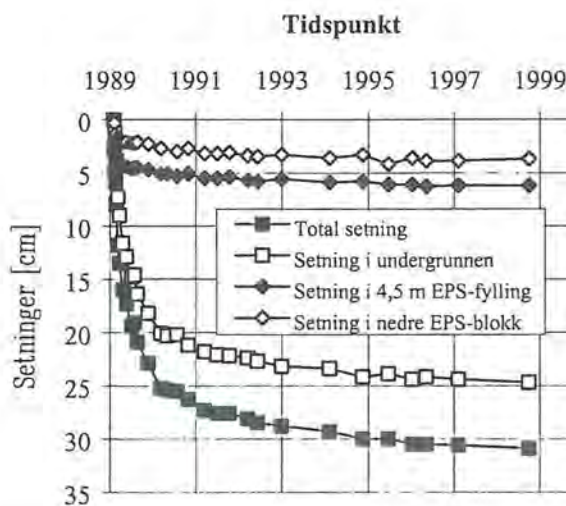
Deformasjoner har blitt målt med totalt 4 teleskopmålere gjennom EPS laget både under anleggsarbeidene og fram til nå 12 år etter.

I tillegg er det montert slangesetningsmålere i 2 forskjellige nivåer for å se på deformasjoner i

tverrprofilen. Målingene viser godt samsvar når det gjelder totale setningene og deformasjon i hele EPS fyllingen.



12 år etter at konstruksjonen ble fullført har det blitt registrert små deformasjoner i hele EPS laget på ca 6 cm (1,3% av EPS fyllingens høyde) se fig 62 og 63. Storparten av deformasjonene i EPS laget kom umiddelbart ved pålastning. Krypdeformasjonene for hele

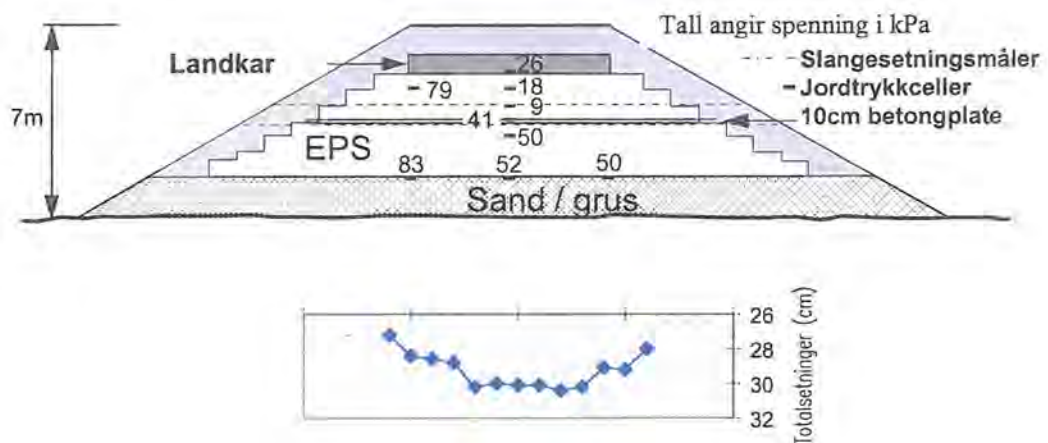


fyllingshøyden av EPS er svært liten og langt mindre enn den aktuelle lasten skulle tilsi utifra teoretiske betraktninger av Magnan & Serratrice. Omtrent halvparten av den totale deformasjonen 3,7 cm eller 6% deformasjon er målt i den nederste 60 cm blokken med EPS og også den kom nokså umiddelbart. Denne målte deformasjonen i det nederste EPS laget (høyere enn det som defineres som brudd, 5%) skulle tilsi store krypdeformasjoner, noe som ikke er registrert. Tvert imot måles det forholdsvis lite kryp som vist i fig 63.

Figur 63. Setninger og deformasjon av EPS i 10 år.

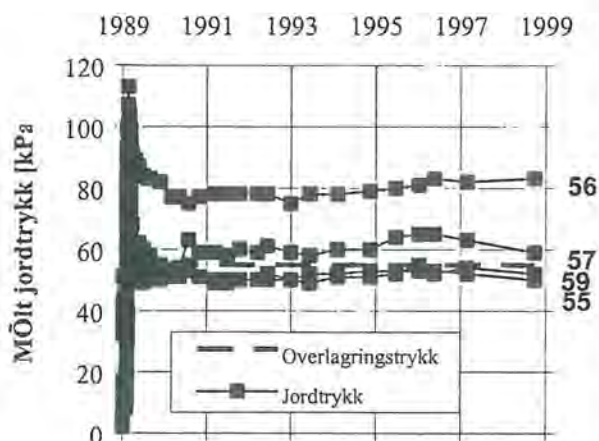
For å studere spenningsfordelingen gjennom EPS fyllingen ble det plassert 7 jordtrykksmålere i forskjellige nivåer i EPS fyllingen og 3 målere i sandlaget under EPS fyllingen. Observasjonene viser at spesielt for de cellene som ligger i EPS fyllingen er det randeffekter (samvirke EPS/jordtrykkceller av stål) som influerer på spenningsresultatene, fig 64 og 65.

For å studere spenningsfordelingen gjennom EPS fyllingen ble det plassert 7



Figur 64 Spenningsfordeling i EPS fylling, Løkkeberg bru. Tallene i tverrprofil angir spenning i kPa.

Målingene samsvarer bra med overlagingstrykket og de deformasjonene som er målt i fyllingen, spesielt i nedre halvdel. I fig 65 er målingene utført i sandlaget under fyllingen vist (celle 55,56 og 57) samt en måling 2 m høyere i EPS laget (celle 59). 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.



Figur 65. Jordtrykksmålinger over en 10 årsperiode



Figur 66. Lastøkning som følge av en spenningsøkning på 6 kPa fra en fullt oppløstet dumper.

Både spenningsfordeling og deformasjoner 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 (fig 64) gjennom tverrprofilen av vegfyllingen hvor de største deformasjoner måles i midten av vegfyllingen.

Å forklare lastkonsentrasjonene under det nederste laget og den dertil store initielle deformasjonen i det nederste laget er vanskeligere. Inntil videre er konklusjonen at det fortsatt er mekanismer i slike fyllinger som ikke er kjente.

Jordtrykksmålingene har blitt verifisert ved at man i ettertid plasserte en fullastet dumper (33 tonn) over landkaret. I det tilfellet hvor dumperen står med hele tyngden på fundamentet skulle dette tilsi en spenningsøkning på 6 kPa. Fig 66 viser at vi også her har en tendens til lavere økning i vertikalspenninger enn man kunne ha forventet i området under fundamentet.

Det er viktig å understreke at denne bru-fundamenteringen i en EPS fylling ser ut til å være vellykket teknisk sett. 12 år etter åpningen fungerer bru og fylling på en utmerket måte.

#### 5.4.2 Hjelmungen bru

Som beskrevet tidligere viste byggingen av Løkkeberg bru og skalaforsøk utført ved Vegteknisk avdeling at det er mulig å fundamenterer brulandkar direkte på EPS fyllinger. På bakgrunn av dette ble bruk av EPS valgt da Hjelmungen bru måtte refundamenteres på grunn av tildels store skader på landkarene.

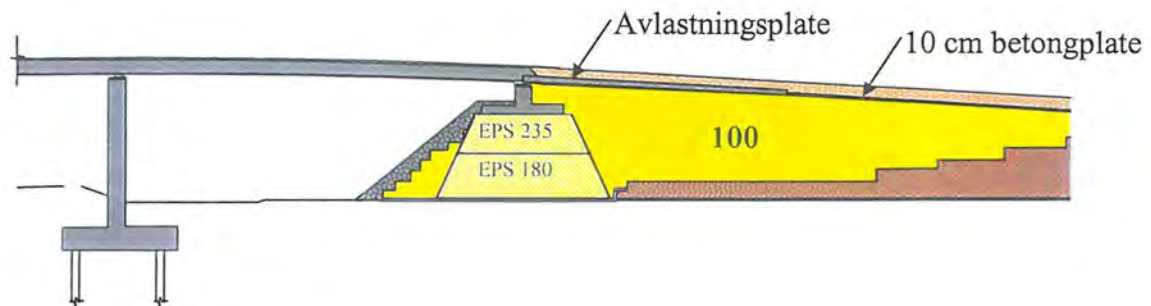
Hjelmungen bru er en 54 m lang bru over tre spenn som fører en lokalveg over E6 i Østfold. Brua ble bygget i 1992 og den var opprinnelig fundamentert på rammede betongpeler til fast grunn. De 5 m høye tilløpsfyllingene var før refundamenteringen dels bygget opp av vanlige fyllmasser og dels av avfallsmasser fra Leca-blokk produksjon med tyngdetetthet  $\gamma = 8 \text{ kN/m}^3$ . Undergrunnen består av 11 - 14 m med bløt, sensitiv marin leire, delvis kvikk og med høyt vanninnhold.

Ved rutineinspeksjon ble det i 1994 oppdaget skader og deformasjonsmålinger ble startet. Disse viste at brulandkarene hadde forskjøvet seg og påført brua skade. Setninger i



undergrunnen syntes å være årsaken. Før reparasjonsarbeidene startet var setninger av størrelsesorden 600 mm målt og setningshastigheten ble like før ombygningsarbeidene startet målt til 100 mm/år, uten avtagende tendens. Størrelsen av setningene var langt over det som var beregningsmessig forventet og skyldes delvis at tilløpsfyllingene var tyngre enn forutsatt og delvis en overvurdering av forkonsoliderings-effekten i de øvre leirlagene.

Setningsutviklingen viste at raske reparasjonstiltak var nødvendig. Siden setninger forårsaket av tilløpsfyllingene var hovedproblemet, ble det besluttet å redusere lasten på undergrunnen med 30 - 40 kPa for å gjenopprette den tidligere spenningstilstanden i leirmassene. Dette omfattet utskifting av tilløpsfyllingene med EPS-blokker samt refundamentering av landkarene på såle direkte på EPS-fyllingene. Løsningen er vist på figur 67.



Figur 67. Prinsippskisse for refundamentering av Hjelmingen bru

Reparasjonsarbeidene startet i desember 1995 og var avsluttet våren 1996. Ett landkar ble refundamenterert av gangen mens brudekket ble gitt alternativ understøttelse som vist på bildet, figur 68.



Figur 68. Oppbygging av EPS-fyllinger. Brua bæres av midlertidige understøttelser.

Tykkelse og tyngdetetthet i fyllmassene som ble fjernet ble registrert for å kunne ha sikrere data for last og deformasjonsberegninger. Etter at de opprinnelige landkarene var fjernet ble betongpelene inspisert for mulig skade før de ble kappet i terrengnivå.

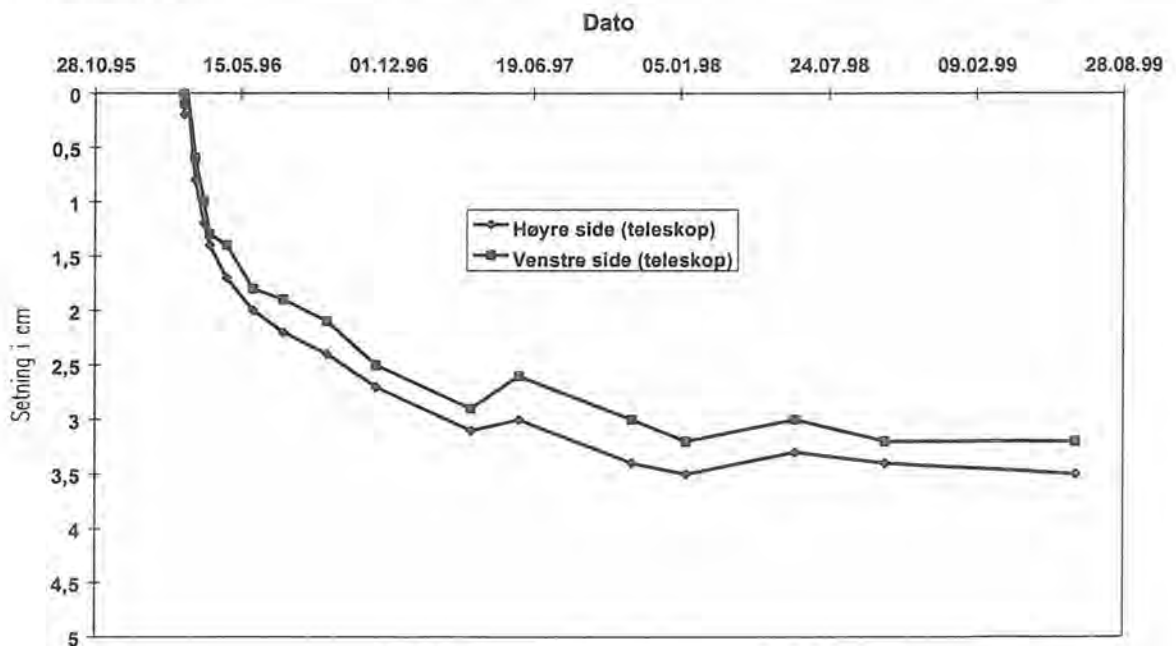
Ved oppbyggingen av tilløpsfyllingene ble det benyttet EPS med tre forskjellige trykkstyrker. I sonen direkte under brulandkaret innenfor det markerte området vist på figur 14 ble det benyttet materiale med en trykkstyrke på  $\sigma = 235 \text{ kN/m}^2$  i de tre første lagene. Videre ned ble det benyttet en kvalitet på  $\sigma = 180 \text{ kN/m}^2$  innenfor sonen. I resten av EPS-fyllingen ble det anvendt materiale med normal kvalitet  $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ . Kravet til trykkstyrke ble fastsatt ut fra en vurdering av antatt spenningsfordeling i fyllingen og ønsket om å holde spenninger forårsaket av permanent last under 30 % av materialstyrken. Strengere geometriske krav enn vanlig ble benyttet for å oppnå en så jevn fylling som mulig for dermed og redusere initialdeformasjonene når reaksjonskraften fra brudekket ble overført til det nye landkaret.

Bak begge landkar ble det støpt en 10 m lang 200 mm tykk friksjonsplate for opptak av horisontalkrefter på landkarene. Over de øvrige deler av EPS-fyllingene ble det støpt en vanlig betongplate med 100 mm tykkelse. Over betongplatene ble det lagt vegoverbygning med tykkelse 400 mm.

For å overvåke effekten av ombyggingarbeidene ble det installert utstyr for registrering av setninger og jordtrykk. Setninger er registrert med slangesetningsmålere plassert i sandputa under nederste EPS-lag. Nivellementsplanter ble etablert på topp veg samt at det ble montert to teleskopstenger for måling av både totalsetninger og setninger i EPS-laget.

Setninger og jordtrykk er nå fulgt opp i 5 år. Totalsetningene for landkaret i akse 1 ligger i størrelsesorden 2 - 4 cm. I akse 4 er det registrert inntil 8 cm setninger. Årsaken til dette skyldes antagelig at det ved en feil ble lagt ut 0,5m EPS for lite i forhold til det som var prosjektert.

Ved hjelp av teleskopstenger er det registrert i underkant av 3,5 cm deformasjoner i EPS fyllingen, dette tilsvarer 0,7% av fyllingshøyden. Registrerte deformasjoner i EPS fyllingen er vist på figur 69.



Figur 69 Registrerte deformasjoner i 5m EPS



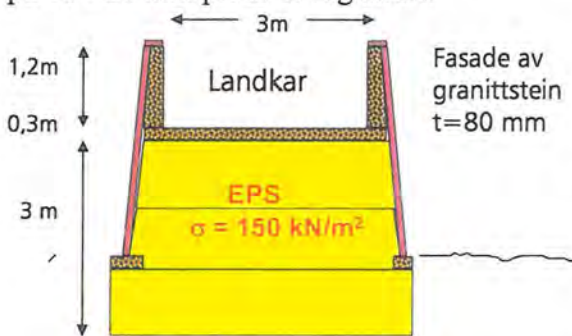
Til tross for at påløpte setninger er noe større enn det som var forventet synes bruk av EPS for å reparere brua å ha vært vellykket. Reparasjonsarbeidene var relativt enkle å utføre.

Deformasjoner i EPS fyllingen ligger innenfor det som var forventet, 0,7 % av fyllingshøyden som samsvarer godt med tidligere utførte forsøk og fullskalamålinger. Imidlertid er lastspredningen i EPS-materialet mindre enn det en tidligere har antatt.

### 5.4.3 Fundamenter for forgjengerbru

Oppgradering av nordre innfartsåre til Fredrikstad omfatter flere nye overgangsbruer. Tre slike forgjengerbruer har kontinuerlige bæresystemer av laminert tre.

Grunnforholdene i området består av meget bløt, marin leire delvis kvikk. Under leira finnes faste, granulære løsmasser over fjell. Leirlaget varierer i tykkelse over området fra typisk 10 - 50 m og er meget setningsømfintlig. Vedvarende terrengsetninger med setningshastighet på 10 - 20 mm pr. år er registrert.



Med foreliggende reaksjonskrefter fra søylene var det ikke mulig å anvende sålefundamenter i leira. Pelefundamenter ble derfor valgt her. For å unngå store setninger ved landkarene ble det valgt å benytte EPS-blokker i tiløpsfyllingene for to av trebrueene. Det ble også besluttet å fundamenter landkarene direkte på EPS-fyllingene, figur 70 og 71.

Figur 70. Rv 109 tverrprofil av landkar

For å oppta reaksjonskreftene fra bruplate ble det valgt å benytte EPS-blokker med trykkestyrke  $\sigma = 150 \text{ kN/m}^2$ . Totalhøyden av EPS fyllingen er 3 m med tre lag av 1 m tykke



Figur 71 Rv 109 Rolvsøyvegen. Gangbruer fundamentert på EPS

blokker. Den nederste blokken er plassert under terrengnivå for å oppnå en kompensert fundamentering. For å beskytte EPS-blokkene er det benyttet en ytre kledning av granittblokker på sideskråningene som har en helning 10:1. EPS-blokkene ble levert fra

produsenten med denne helningen. Over den øverste EPS-blokken er det støpt en betongplate med sidevanger. Granittblokkene gir ellers landkarene et estetisk fordelaktig utseende.

Bruene ble åpnet for trafikk i oktober 1996. Setningsutviklingen ved landkarene vil bli fulgt opp over tid, og justeringsmuligheter er lagt inn ved søylene for å unngå for stor differensialsetninger langs bruaksen hvis behov for tiltak skulle oppstå.

#### **5.4.4 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 brua ligger den tidligere beskrevne EPS fyllingen (se 5.3) mens det på andre siden var nødvendig med EPS i fyllingen av stabilitetsmessige årsaker.

Brua ble fundamentert på såle direkte i EPS fyllingen til tidligere beskrevne lokalveg. I dette tilfellet er det valgt en såle på 2x7 meter som gir en utnyttelsesgrad av EPS blokkene på 30 %. EPS lagene har en gjennomgående trykkstyrke på 200 kN/m<sup>2</sup>

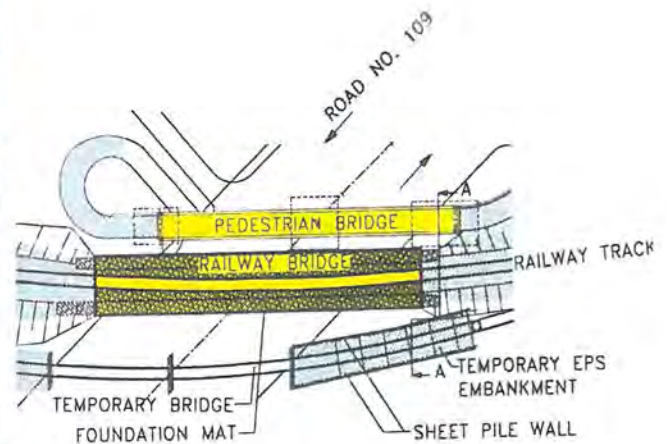


## 6. Spesielle prosjekter

### 6.1 Bruk i jernbanefyllinger

I Norge har EPS-blokker også vært anvendt i jernbanefyllinger. I et av de første prosjektene ved Bøle i Telemark ble det lagt en 2,5 m tykk EPS-fylling bak ei jernbanebru for å oppnå tilfredsstillende stabilitetsforhold. Det ble anvendt EPS-blokker med trykkstyrke  $\sigma = 150 \text{ kN/m}^2$  ( $\rho = 30 \text{ kg/m}^3$ ) med en 150 mm tykk betongplate over og ballast og sviller over denne igjen. Etter at brua var bygget ble det utført belastningsforsøk for å måle resulterende deformasjoner fra passerende tog. For dette formål ble det benyttet et lokomotiv med 155 kN aksellast. Måleresultatene viser at deformasjonene målt på toppen av betongplaten var minimale og ubetydelige i forhold til deformasjoner målt på jernbanesvillene. Dette bekrefter at deformasjonene i hovedsak er relatert til ballastlaget og ikke til EPS-fyllingen. Tog passerer nå brua daglig i normal hastighet.

### 6.2 Jernbaneundergang i Fredrikstad

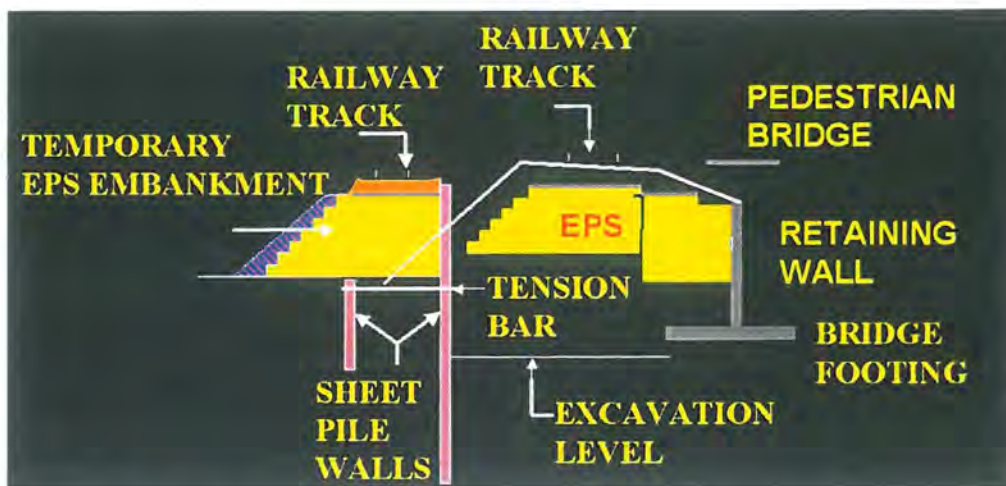


Figur 72. St Croix omlegging av jernbane.

I forbindelse med etablering av en ny hovedtrafikkåre i Fredrikstad var det behov for å utvide en jernbaneundergang ved St. Croix for å oppnå både større bredde og fri høyde. For å kunne opprettholde jernbanetrafikken i byggeperioden ble det bestemt å legge om jernbanespetet midlertidig 10 m vest for eksisterende bru. Prosjektet omfattet også en ny forgjengerovergang over den nye vegen og parallelt med den nye jernbanebrua. Siden dette var i et bymessig område, var tilgjengelig areal for ombyggingsarbeidene begrenset. En planskisse over prosjektet er vist i figur 72.

Grunnundersøkelser viste tykke lag av bløt, noe overkonsolidert marin leire ved undergangen. Fjell var påtruffet i dybder fra 30 m til 60 m under terreng. Fundamentering av





Figur 73. St. Croix. Tverrprofil av midlertidig og ferdig omlagt jernbane.

undergangen på peler til fjell ville derfor bli kostbart og komplisert på grunn av eksisterende rørlednings- og kabelnett.

Ved å utnytte overkonsolideringseffekten i leira ble det besluttet å bygge en kontinuerlig kulvertramme for den nye jernbanebrua og ei separat gangvegbru på sålefundamenter. For å oppnå tilfredsstillende stabilitetsforhold i fyllingene bak brulandkarene ble EPS introdusert. Det ble også bestemt å benytte EPS i forbindelse med den midlertidige jernbanebrua og tilliggende fyllinger. Med denne løsningen ble det også mulig å begrense utfyllingsområdet og dermed unngå konflikter mot eksisterende bygninger og byggingen av den nye jernbanebrua. Dette er illustrert på skissen figur 73.



Figur 74. St. Croix. EPS i tiløpsfylling til jernbanebru

Både for fyllingene inntil den midlertidige og permanente jernbanebrua ble det besluttet å benytte EPS-blokker med trykkstyrke  $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$  og selvslukkende materiale. For fyllingene inntil fotgjengerbrua ble det valgt materiale med vanlig trykkstyrke  $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ . I denne sammenheng skal også bemerkes at siden fyllingene for fotgjengerbrua representerte noe tilleggslast på undergrunnen, ble det lagt inn en gjennomgående vertikal fuge mellom fyllingene for jernbanebrua og fyllingene for fotgjengerbrua (se figur 73). Hensikten var å

hindre påvirkning mellom fyllingene forårsaket av setninger i fyllingene for fotgjengerbrua.

Oppå alle EPS-fyllingene ble det støpt en 100 mm tykk betongplate. For jernbanefyllingen ble det lagt et 600 mm tykt ballastlag av knust stein over betongplata, mens det for fyllingene inntil forgjengerbrua ble benyttet en vegoverbygning på 400 mm. Det totale volum EPS involvert var nær  $3.700 \text{ m}^3$ . Hovedfordelen ved å benytte EPS i dette tilfellet var kanskje knyttet til den midlertidige omleggingen av jernbanelinjen som utgjør hovedforbindelsen mellom Norge og sentraleuropa. Den største fyllingshøyden for denne fyllingen var 6 m og det totale volum EPS-blokker på rundt  $3000 \text{ m}^3$  kunne benyttes til andre formål etter at prosjektet var ferdig og åpnet for vanlig trafikk i juli 1993.



## 7. Konklusjoner

Av de mange alternativer som foreligger for å løse lastproblemer assosiert med byggeaktiviteter på bløt undergrunn synes bruk av EPS som lett fyllmasse å kunne være en potensiell vinner i mange tilfeller. De økonomiske fordelene kan variere noe avhengig av lokale produksjonskostnader, men transportkostnadene er vanligvis lave, blokkene er lette å håndtere på byggeplassen og kan lett tilpasses nærliggende objekter. Dette kan ofte resultere i kortere byggetid. Selv om alternative løsninger alltid bør vurderes, vil EPS ofte ikke bare innebære en lett løsning, men også den riktige løsningen.

Ut fra et globalt perspektiv er det grunn til å tro at bruk av EPS som lett fyllingsmateriale vil øke markert i årene som kommer. Erfaringene fra de mange prosjekter som er utført verden over gir ingen grunn til bekymring så lenge det tas hensyn til foreliggende begrensninger. I hovedsak gjelder dette oppdriftskrefter. I tillegg må brannfare i byggefasen og tiltak for å hindre dette vektlegges.