

En studie av brufundamentering på EPS-fylling på bløt grunn

**Lars Marius Målerud
Brekke**

Master i veg og jernbane

Innlevert: mai 2016

Hovedveileder: Inge Hoff, BAT

Medveileder: Jan Vaslestad, Statens Vegvesen

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



Oppgavens tittel: En studie av brufundamentering på EPS-fylling på bløt grunn	Dato: 09.05.2015 Antall sider (inkl. bilag): 187			
Project title: Bridge foundation supported by EPS geofoam embankments on soft soil	Masteroppgave	X	Prosjektoppgave	
Navn: Lars-Marius Målerud Brekke				
Faglærer/veileder: Inge Hoff				
Eksterne faglige kontakter/veiledere: Jan Vaslestad og Hauke Burkhardt (SVV)				

<p>Ekstrakt:</p> <p>I vegbygging møtes det ofte på geotekniske utfordringer. Dette kan være grunn med lav bæreevne, setningsømfintlige masser og jordtrykkproblematikk. For å unngå skade på konstruksjoner må avbøtende tiltak bli utført. Dette kan være tiltak som stabilisering av grunn, peling eller bruk av lette fyllingsmaterialer. EPS blir som oftest benyttet i vegfyllinger og tilløpsfyllinger. Gjennom årenes løp med bruk av EPS har det blitt utført mye testing, og overvåking av forskjellige type fyllinger. Det kan tenkes at potensialet for bruk av EPS i brufundament er mye større enn det bruken er i dag. I løpet av de siste 26 årene har det blitt bygd 3 kjørebruene og 2 gangbruene fundamentert på EPS i Norge. Alle disse bruene er lokalisert i Østfold hvor den generelle bæreevnekapasiteten er lav. De 3 kjørebruene er nøye fulgt opp, og dokumentasjonen på hvordan bruene har oppført seg er god. Gangbruene har ikke hatt den samme oppfølgingen. I denne oppgaven vil gangbruene over Fv. 109 i Fredrikstad bli evaluert og det vil bli sett på hvordan disse har klart seg ved hjelp av innmålinger, visuelle betraktninger, geotekniske rapporter og teoretiske beregninger. Videre ses det på muligheten for å benytte EPS som materiale i fundament ved en kjørebru, og en gangbru på Fv. 260 ved Frogner i Sørums kommun og hvilke økonomiske konsekvenser dette har for prosjektet.</p> <p>Abstract:</p> <p>In road building the projects often face geotechnical problems. This might be soil with low bearing capacity, settlements problem and problems with soil pressure. To avoid damage on the construction measures must be put in affect. This might be stabilizing the soil, piling or use of lightweight fill material. EPS is often used in road fills and abutments, and through the years there have been carried out lots of testing and monitoring of different types of EPS fills. It is possible that the potential for EPS used in bridge foundation is larger then the use is today. In the last 26 years there have been built 3 highway bridges and 2 pedestrian bridges founded on EPS in Norway which all are located in Østfold where the general bearing capacity is low. The 3 highway bridges are monitored and the documentation is good. The pedestrian bridges does not have the same documentation. This thesis will evaluate the performance of these bridges by using collected measured data, visual observations, geotechnical reports and theoretical calculations. The thesis will also look at the possibility for using EPS as a material in the foundation in 1 highway bridge and one pedestrian bridge on Fv. 260 at Frogner in Sørums municipality and see what the economical consequences are for the project.</p>
--

Stikkord:

1. EPS
2. Bru – Bridge
3. Fundamentering – Foundation
4. Lette fyllinger – Lightweight fill

(sign.)

Forord

Masteroppgaven er skrevet som avslutning på min erfaringsbaserte mastergrad i veg og jernbaneteknikk ved NTNU. Oppgaven er satt til 30 studiepoeng og har blitt arbeidet med fra september 2015 til mai 2016.

Arbeidet med erfaringsbasert master har vært krevende, da det har vært et parallelt løp med arbeid og skole, og lærerikt da det hele tiden har beriket mitt daglige arbeid med ny kunnskap som jeg har kunne benyttet meg av.

Ved valg av masteroppgavetema var det et naturlig valg å se på materialet EPS, da jeg ved avsluttende studier ved Høgskolen i Østfold skrev bacheloroppgave om EPS. Den gangen var temaet ``*Ekspandert polystyren i vegbygging – en tilstandsundersøkelse av tidlige EPS-fyllinger (2011)*`` hvor Jan Vaslestad var veileder. Da jeg tok kontakt med Jan og han hadde anledning til å være veilederen min, var det en glede å arbeide sammen med Jan igjen. Denne gangen med en litt annen vinkling på materialet EPS.

Jeg vil rette en takk til Jan Vaslestad og Hauke Burkart som har veiledet meg gjennom denne prosessen, og gitt meg det jeg har måtte trenge av materiale og innspill underveis. Det samme gjelder også seksjonssjef Arnt Ivar Weum som har lagt til rette, slik at jeg har fått muligheten til å gjennomføre dette studiet og masteroppgaven på best mulig måte. Vil også rette en takk til Pål Eikrem Målerud for hjelp med korrekturlesing. Til sist vil jeg rette en stor takk til Anette for støtte og oppmuntring underveis.

Moss, 9. mai 2016

Lars-Marius Målerud Brekke

Sammendrag

Formål

Denne oppgaven har tatt for seg en tilstandsvurdering av EPS-fyllinger. Vanligvis benyttes EPS i vegfyllinger og tilløpsfyllinger, men i denne sammenheng er det sett på utførelsen og tilstanden til bruere som er fundamentert kompensert på EPS. Oppgaven baserer seg på materiale hentet fra casestudier, bachelor- og masteroppgaver utført på området og fagkyndige med kjennskap til bruene og området.

Fra den første tanken om å bruk av EPS til vegformål har metoden blitt utviklet, perfektionert og standardisert i håndbøkene til Statens vegvesen og Vegdirektoratet. Bruksområdene er mange, uten at det i visse tilfeller som brubygging er et overforbruk. Ved å benytte EPS ved flere prosjektgjennomføringer vil dette være både tids- og kostnadsbesparende.

Innhold

Oppgaven er delt inn i tre deler.

Del A

Del A tar for seg bakgrunn for oppgaven, hva som er blitt gjort, hvordan det har blitt gjort og hvilke begrensninger som ligger til grunn.

Del B

Del B er oppbyggende teorikapitler som går i dybden. Det er gått i dybden på materialet EPS, historikk, produksjon, egenskaper, miljøaspekter og dimensjonering. Videre er det sett på hvilke fundamenteringsmetoder som benyttes i dag, og hvordan setninger påvirker installasjoner og konstruksjoner. Som innledning til forskningsdelen er det sett på tidligere studer av kjørebruere fundamentert på EPS.

Del C

Del C gjengir tilstandsvurderingen av de gjennomgåtte bruene ved Hassingen, Skovbøle, Leie og Høiendal. Det er også sett på mulighetene for å benytte EPS i landkar både for en ny kjørebru og en ny gangbru på Fv. 260 Frogner bru. Denne delen vil drøfte om dette vil kunne la seg gjøre teoretisk, og hvilke økonomiske konsekvenser dette vil ha sammenlignet med tradisjonell dypfundamentering.

Resultat

Vurdering av gangbruene er utført på bakgrunn av geotekniske rapporter, konstruksjonstegninger, utførte innmålinger, visuelle betraktninger, muntlig kommunikasjon med fagkyndige på geoteknikk, byggeledelse og konstruksjon. Gjennomgang av bruene viser at tilstanden konstruksjonsmessig er generelt god. Det samme gjelder også den teoretiske beregningen av den benyttede EPS kapasiteten. Det har fremkommet ved gjennomgang at de beregnede avvikene ikke skyldes EPS`en men at EPS ikke kan kompensere for områdesetninger. En kombinasjon med direkte fundamentert og pelet landkar vil gi differensialsetninger der det er områdesetningsproblematikk. Gjennomføring og resultater i sin helhet er presentert i del C.

For ny Frogner bru Fv. 260 er det mulig å benytte seg av kompensert fundamentering. Ved å benytte seg av EPS`ens høye trykkstyrke og lave egenvekt vil dette sammenlignet med stålkjernepeler reduserer kostnadene, og det anslås at EPS vil kunne gi en kostnadsbesparelse på inntil 90%. Gjennomføring og resultater i sin helhet er presentert i del C

Summary

Purpose

This paper has assessed the condition of different EPS fillings. Usually EPS is used in road fills or abutments, but in this context we have looked at the execution and condition of bridges that are built on EPS foundations. The paper is based on case studies, bachelor- and master theses in the subject and on experts both on the bridges and the area.

From the first thought of using EPS in road building purposes the method have been developed, perfected and standardized in the manuals of the Norwegian Public Road Administration. The areas of application are many, but still there are areas, like building bridges, where it is not used excessively. If EPS were used in more projects, this would be both cost- and time saving.

Content

The paper is divided into three parts.

Part A

Part A looks at the background for the paper, what has been done before, how it has been done and limitations that form the basis.

Part B

Part B consists of theory chapters. It looks in depth at the EPS material, history, production, characteristics, environmental aspects and dimensioning. Further we have looked at the different methods of making fundamentals that are used today, and how settlements affect installations and constructions. As an introduction to the research part we have looked at earlier studies of road bridges with EPS foundations.

Part C

Part C renders the assessment of the condition of the bridges at Hassingen, Skovbøle, Leie and Høiendal. We have also looked at the possibilities of using EPS in the abutments in both a new road bridge and a new pedestrian bridge at Fv. 260 Frogner bru. We have looked at how this could be done theoretically and what the economical consequences this would have compared to a traditional deep foundation.

Result

The assessment of the pedestrian bridges is conducted on the basis of geotechnical reports, construction plans, measured data, visual observations, and oral communication with experts in geotechnics, building management and construction. A review of the bridges shows that they are structurally sound; the theoretical calculation of the EPS capacity also shows the same. It has been uncovered that the calculated deviations does not stem from the EPS, but from the fact that the EPS cannot compensate for area settlements. This leads to differential settlements in an area where there are settlement issues if you combine direct foundations and piled foundation. Execution and results are shown in full in part C.

Regarding the new Frogner bru Fv. 260 it is possible to use compensated foundations. By making use of the EPS's high-pressure strength and low weight this will reduce the costs compared to steel core piles, and it is estimated that EPS could reduce the costs with up to 90 %. Execution and results are shown in full in part C.

Innholdsfortegnelse

Forord	iii
Sammendrag	v
Summary	vii
Innholdsfortegnelse	ix
Tabeller.....	xi
Figurer	xv
Del A: Grunnlag	1
1 Innledning.....	3
1.1 Prosjektbeskrivelse	3
1.2 Omfang og begrensninger av oppgaven	4
1.3 Oppgavestruktur.....	5
2 Metode.....	7
2.1 Metode for databehandling	7
2.2 Metode for litteratursøk	8
Del B: Teori og casestudier	9
3 Ekspandert polystyren (EPS)	11
3.1 Historisk bakgrunn.....	11
3.2 Produksjon	13
3.3 Miljøpåvirkning	14
3.4 Materialeegenskaper	15
3.5 Dimensjonering og legging.....	18
4 Fundamentering og geotekniske forhold.....	23
4.1 Fundamentering	23
4.2 Setninger	27
4.3 Skjærfasthet og vanninnhold.....	30
5 Kjørebuer på EPS.....	31
5.1 Løkkeberg bru	31
5.2 Hjelmungen Bru	33
5.3 Grimsøyveien bru.....	35
5.4 Myrbru ved Sygna.....	36
Del C: Evaluering av buer.....	39
6 Evaluering av gangbruene på Fv. 109 i Fredrikstad.....	41
6.1 Innledning	41
6.2 Innmåling og utførelse	43

6.3 Hassingen bru (peler)	44
6.3.1 Teknisk data.....	44
6.3.2 Geotekniske forhold	45
6.3.3 Skadekartlegging og datasammenligning	46
6.3.4 Vurdering av bruene	49
6.4 Skovbøle bru (EPS).....	51
6.4.1 Teknisk data.....	51
6.4.2 Geotekniske forhold	52
6.4.3 Bygging og fundamentering	53
6.4.4 Skadekartlegging og datasammenligning	56
6.4.5 Vurdering av bruene	58
6.5 Leie bru (EPS)	60
6.5.1 Teknisk data.....	60
6.5.2 Geotekniske forhold	61
6.5.3 Bygging og fundamentering	62
6.5.4 Skadekartlegging og datasammenligning	65
6.5.5 Vurdering av bruene	67
6.6 Høiendal bru (direkte fundamentert).....	69
6.6.1 Teknisk data.....	69
6.6.2 Geotekniske forhold	70
6.6.3 Skadekartlegging og datasammenligning	71
6.6.4 Vurdering av bruene	73
7 Frogner bru, FV 260.....	75
7.1 Prosjektbakgrunn	75
7.2 Geotekniske forhold.....	76
7.3 Fundamentering på EPS.....	77
7.4 Kostnader	80
8 Diskusjon og konklusjon	83
8.1 Diskusjon	83
8.2 Konklusjon	87
8.3 Veien videre	87
9 Referanser.....	89
9.1 Litteraturreferanser.....	89
9.2 Muntlige referanser	90
9.3 Internettreferanser	90
9.3 Rapporter.....	91
10 Vedlegg	93

Tabeller

Kapittel 3

- Tabell 3.1: ” *Krav til trykkstyrke ved testing av EPS-blokke*”
Laget av kandidat, data hentet fra Håndbok V221 ”Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger”, 2014. Hentet fra side 262. Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
- Tabell 3.2: ” *Hyppighet av kontroll for trykkstyrke*”.
Håndbok V221 ”Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger”, 2014. Hentet fra side 271. Statens vegvesen, Vegdirektoratet.
- Tabell 3.3: ``*Oversikt over EPS kvaliteter levert av Jackon*``
Tabell mottatt fra Jackon 15.10.2015
- Tabell 3.4: ``*EPS egenskaper*`` EPS White Book ``
EUMEPS background information on standardisation of EPS`` Utstedt av EUMEPS 2011, versjon 31/03/11. Side 50

Kapittel 4

- Tabell 4.1: ``*Økning i moment ved 10cm differensial setning på henholdsvis limtre, stål og betong*`` Christian Ask, Kewan Abdulmajid og Bjørn Gundersen ``Vurdering av kompensert brufundamentering på EPS``, bacheloroppgave ved høgskolen i Østfold, juni 2014. Side 28
- Tabell 4.2: ``*Betegnelse av leire ut fra drenert skjærfasthet*``
HB V220 “*Geoteknikk i vegbygging*”, Statens vegvesen og Vegdirektoratet 2014. Side 2-10
- Tabell 4.3: ``*Betegnelse av leire ut fra sensitivitet*``
HB V220 “*Geoteknikk i vegbygging*”, Statens vegvesen og Vegdirektoratet 2014. Side 2-11

Kapittel 5

- Tabell 5.1: ``*Måledata fra prøvene høsten 1992, fra myrbruen på Fv. 610*``
Simen Hermansen ``*Anvendelse av EPS i vegbygging – med fokus på brufundamentering og myr bru*``, masteroppgave ved universitetet for miljø- og biovitenskap, 2012
- Tabell 5.2: ``*Resultatene fra lab etter prøver fra EPS-myrbruen på fv. 610 i Sogn og Fjordane*`` Simen Hermansen ``*Anvendelse av EPS i vegbygging – med fokus på brufundamentering og myr bru*``, masteroppgave ved universitetet for miljø- og biovitenskap, 2012

Kapittel 6

- Tabell 6.1: ``Oversikt over landkarenes fundamenteringsmetode``
- Tabell 6.2: ``Høyder på bærende konstruksjonsdel Hassingen``
- Tabell 6.3: ``Beregnet differanse mellom fundamentene Hassingen``
- Tabell 6.4: ``Beregnet differanse 1995 og 2015 Hassingen``
- Tabell 6.5: ``Beregninger Skovbøle``
- Tabell 6.6: ``Krav og lastberegninger for EPS Skovbøle``
- Tabell 6.7: ``Deformasjon av EPS ved Skovbøle etter ligning 2``
- Tabell 6.8: ``Høyder på bærende konstruksjonsdel Skovbøle``
- Tabell 6.9: ``Beregnet differanse mellom fundamentene Skovbøle``
- Tabell 6.10: ``Beregnet differanse 1995 og 2015 Skovbøle``
- Tabell 6.11: ``Beregninger av lastreduksjon og belastning av grunn, Leie``
- Tabell 6.12: ``Krav og lastberegninger for EPS Leie``
- Tabell 6.13: ``Deformasjon av EPS ved Leie etter ligning 2``
- Tabell 6.14: ``Høyder på bærende konstruksjonsdel Leie``
- Tabell 6.15: ``Beregnet differanse mellom fundamentene Leie``
- Tabell 6.16: ``Beregnet differanse 1995 og 2015 Leie``
- Tabell 6.17: ``Høyder på bærende konstruksjonsdel Høiendal``
- Tabell 6.18: ``Beregnet differanse mellom fundamentene Høiendal``
- Tabell 6.19: ``Beregnet differanse 1995 og 2015 Høiendal``

Kapittel 7

- Tabell 7.1: ``Inndata og beregninger nødvendig avlastning av grunn``
- Tabell 7.2: ``Krav og lastberegninger Frogner bru Fv. 260``
- Tabell 7.3: ``Deformasjon av EPS Frogner bru ligning 2``
- Tabell 7.4: ``Priser på utførte prosjekter med bruk av EPS i vegfylling``
Elisabeth Kotsbak ``Kostnader ved bruk av fylling med lette masser og kalk- og sementpeler``, masteroppgave ved universitetet for miljø- og biovitenskap, 2008
- Tabell 7.5: ``beregnet anleggskostnad per m^3 hentet fra Jackon, erfaringstall fra masteroppgave 2008 og bacheloroppgave 2011``
- Tabell 7.6: ``Mengde beregning EPS og kostnadssammenligning``

Kapittel 8

Tabell 8.1: ``Sammenstilling av data for alle bruene landkar øst``

Tabell 8.2: ``Sammenstilling av data for alle bruene landkar vest``

Figurer

Kapittel 3

- Figur 3.1: ``Skisse av Flom bruer før og etter bruk av EPS-fylling``
Powerpoint Statens vegvesen, 2001. Fått av Roald Aabøe, Vegdirektoratet.
- Figur 3.2: ``Den første forsøksstrekningen ved Flom bruer i 1972``
Esso Magazine no. 114, 1980. Hentet fra side 10
- Figur 3.3: ``Oversikt over produksjonsprosessen av EPS``
<http://www.eps3dpanelmachinery.com/machine/application-and-processing.html> 2016 lese dato 16.10.2015
- Figur 3.4: ``Uttaking av prøver for kontroll av trykkstyrke``
HB V221 ``Grunnforsterkning fyllinger og skråninger``, 2014. Hentet fra side 271. Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- Figur 3.5: ``Viser krymp i alle retninger``
Lars-Marius B. Andersen, Jon Andreas Tjernsbekk, Tiril A. Stang og Kari Lindqvist ``Ekspandert polystyren i norsk vegbygging``, bacheloroppgave ved høghskolen i Østfold, Juni 2011
- Figur 3.6: ``Lette fyllmasser``
HB V221 ``Grunnforsterkning fyllinger og skråninger`` 2014. Hentet fra side 254. Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- Figur 3.7: ``Eksempel på oppbygging av fylling i forband``
HB V221 ``Grunnforsterkning fyllinger og skråninger``, 2014. Hentet fra side 266. Statens vegvesen, Vegdirektoratet
- Figur 3.8: ``Forholdet mellom deformasjon ved 2%, 5% og 10%``
EPS White Book ``EUMEPS background information on standardisation of EPS`` Utstedt av EUMEPS 2011, versjon 31/03/11. Side 49

Kapittel 4

- Figur 4.1: ``undergrunns brudd``
``Geoteknikk`` av Olav R. Aarhaug, side 159, utgave 1, 1992 NKI forlag, ISBN 82-562-2209-3
- Figur 4.2: ``Setning δ sett opp mot last P i løse og faste underlag``
``GEOTEKNIKK – Fundamentering. Vannstrømming i jord`` av Tarald Rørvik, side 10, 3 utgave, Universitetsforlaget 1983, ISBN 80-00-35095-9
- Figur 4.3: ``Direkte fundamentering, vegger støpt direkte på fjell``
``GEOTEKNIKK – Fundamentering. Vannstrømming i jord`` av Tarald Rørvik, side 10, 3 utgave, Universitetsforlaget 1983, ISBN 80-00-35095-9

Figur 4.4: “Kompensert fundamentering på EPS”
<http://www.geofoam.org/applications/compensating-foundation/>, lese dato 16.10.2015

Figur 4.5: “Fundament på fjell og peler”
“Grunnarbeid og fundamentering, Geoteknikk – Masseflytting - Maskiner» av Christian Nordahl Rolfsen, side 50, universitetsforlaget, 2003, 3 utgave ISBN: 80-00-42158-9

Figur 4.6: “Dyppfundamentering”
“GEOTEKNIKK – Jordartenes fysiske egenskaper.» av Tarald Rørvik, side 68, 3 utgave, Universitetsforlaget 1982, ISBN 80-00-28826-9

Figur 4.7: “Setningskurve for sand og leire”
“Geoteknikk” av Olav R. Aarhaug, side 161,1 utgave, 1992 NKI forlag, ISBN 82-562-2209-

Kapittel 5

Figur 5.1: “Lengde profil Løkkeberg bru”
Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund “EPS - Den lette løsningen”. internrapport 2209. Veglaboratoriet, 2001

Figur 5.2: “Krypdeformasjon i EPS”
Helge Holte “Lightweight filling materials for road construction”, Publication no. 100. Vegdirektoratet, 2002

Figur 5.3: “Deformasjon i EPS lager”
Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund “EPS - Den lette løsningen”. internrapport 2209. Veglaboratoriet, 2001

Figur 5.4: “Prinsippskisse for refundamentering av Hjelmungen bru”
Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund “EPS - Den lette løsningen”. internrapport 2209. Veglaboratoriet, 2001

Figur 5.5: “Registrert deformasjon i 5m EPS”
Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund “EPS - Den lette løsningen”. internrapport 2209. Veglaboratoriet, 2001

Figur 5.6: “Grimøyveien bru”
Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund “40 years of experience with the use of EPS Geofoam blocks in road construction” artikkel til EPS 2011 nr 48a

Figur 5.7: “Tverrprofil av myrbruen på Fv. 610 i Sogn og Fjordane”
Simen Hermansen “Anvendelse av EPS i vegbygging – med fokus på brufundamentering og myr bru”, masteroppgave ved universitetet for miljø- og biovitenskap, 2012

Kapittel 6

Figur 6.1: “Flyveblad fra Statens vegvesen”, fått av Einar Nilsen, Statens vegvesen

Figur 6.2: “Innmåling av bærende konstruksjon”

- Figur 6.3: ``Bilde av Hassingen bru``, Google.no, 2015
- Figur 6.4: ``Teknisk tegning av Hassingen bru``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.5: ``Snitt Hassingen bru``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.6: ``Utklipp av lokasjon Hassingen``, rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.7: ``Tverrprofil ved profil 590 med resultat av prøvene Hassingen``, rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.8: ``Resultat av materialprøve Hassingen``, rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.9: ``Bilde av østre landkar Hassingen``
- Figur 6.10: ``Bilde av vestre landkar Hassingen``
- Figur 6.11: ``Manuelt målte verdier fra 1996 til 2015 med trendlinje vestre landkar Hassingen``
- Figur 6.12: ``Differanse fordelt per fundament Hassingen``
- Figur 6.13: ``Bilde av Skovbøle bru``, Google.no, 2015
- Figur 6.14: ``Teknisk tegning av Skovbøle bru``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.15: ``Snitt Skovbøle bru``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.16: ``Utklipp av lokasjon Skovbøle``, rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.17: ``Tverrprofil ved profil 1015 med resultat av prøvene Skovbøle`` rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.18: ``Resultat av materialprøve Skovbøle`` rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.19: ``Snitt landkar Skovbøle``, Jan Vaslestad m.f. Artikkel til ICG 10, 21-25 september, 2014
- Figur 6.20: ``Landkar under bygging Skovbøle``, Jan Vaslestad m.f. Artikkel til ICG 10, 21-25 september, 2014
- Figur 6.21: ``Collage landkar ved Skovbøle``
- Figur 6.22: ``Differanse fordelt per fundament Skovbøle``
- Figur 6.23: ``Bilde av Leie bru``, Google.no, 2015
- Figur 6.24: ``Teknisk tegning av Leie bru``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.25: ``Snitt Leie bru``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.26: ``Utklipp av lokasjon Leie``, rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.27: ``Tverrprofil ved profil 2075 og 2088 med resultat``, rapport Bd150b mottatt fra veileder
- Figur 6.28: ``Resultat av materialprøve Leie`` rapport Bd150b mottatt fra veileder

- Figur 6.29: `` *Ferdig bygget bru Leie*``
Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund "EPS - Den lette løsningen".
internrapport 2209. Veglaboratoriet, 2001
- Figur 6.30: `` *Landkar under bygging Leie*``
Roald Aabøe og Tor Erik Frydenlund "EPS - Den lette løsningen".
internrapport 2209. Veglaboratoriet, 2001
- Figur 6.31: `` *Collage landkar ved Leie*``
- Figur 6.32: `` *Differanse fordelt per fundament Leie*``
- Figur 6.33: `` *Bilde av Høiendal bru*``, Google maps
- Figur 6.34: `` *Teknisk tegning av Høiendal bru*``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.35: `` *Snitt Høiendal bru*``, K-Tegning mottatt fra veileder
- Figur 6.36: `` *Utklipp av lokasjon Høiendal*``, rapport B 248A-2 mottatt fra veileder
- Figur 6.37: `` *Resultat av materialprøve Høiendal*`` rapport B 248A-2 mottatt fra veileder
- Figur 6.38: `` *Collage landkar ved Høiendal*``
- Figur 6.39: `` *Differanse fordelt per fundament Høiendal*``

Kapittel 7

- Figur 7.1: `` *3D modell Frogner bru, Fv. 260*``
Multiconsult `` *Fv 260 Frogner bru*``, dokumentkode: 126495-TVF-RAP-002,
2016
- Figur 7.2: `` *Boreplan kjørebru og gangbru Frogner Fv. 260*`` Multiconsult `` *Fv 260
Frogner bru*``, dokumentkode: 126495-RIG-RAP-001, 2016
- Figur 7.3: `` *Oppriss kjørebru Frogner Fv. 260*`` Multiconsult `` *Fv 260 Frogner bru*``,
dokumentkode: 126495-TVF-RAP-002, 2016
- Figur 7.4: `` *Tverrsnitt kjørebru Frogner Fv. 260*``
Multiconsult `` *Fv 260 Frogner bru*``, dokumentkode: 126495-TVF-RAP-002,
2016
- Figur 7.5: `` *Tverrsnitt gangbru Frogner Fv. 260*``
Multiconsult `` *Fv 260 Frogner bru*``, dokumentkode: 126495-TVF-RAP-002,
2016
- Figur 7.6: `` *Skisse landkar på EPS*``

Del A: Grunnlag

1 Innledning

1.1 Prosjektbeskrivelse

Bakgrunn

Ofte i vegbygging møter man på geotekniske utfordringer. Dette kan være grunn med lav bæreevne, setningsømfintlige masser og jordtrykkproblematikk. For å unngå skade på konstruksjoner må avbøtende tiltak bli utført. Dette kan være tiltak som stabilisering av grunn, peling eller bruk av lette fyllingsmaterialer.

EPS blir som oftest benyttet i vegfyllinger og tilløpsfyllinger. Gjennom årenes løp med bruk av EPS har det blitt utført mye testing og overvåking av forskjellige type fyllinger. Det kan tenkes at potensialet for bruk av EPS i brufundament er mye større enn det bruken er i dag. I løpet av de siste 26 årene har det blitt bygd 3 kjørebruer og 2 gangbruer fundamentert på EPS i Norge, og alle disse bruene er lokalisert i Østfold hvor den generelle bæreevnekapasiteten er lav. De 3 kjørebruene er nøye fulgt opp, og dokumentasjonen på hvordan bruene har oppført seg er god. Gangbruene har ikke hatt den samme oppfølgingen.

EPS kan bli benyttet som fundament til bruer uten at det er nødvendig med dypfundamentering. Utviklingen av denne teknologien er viktig slik at gjennomføringen av prosjekter på bløt grunn kan gå hurtigere. EPS gjør det mulig å bygge fundamenter på slik grunn uten at det medfører de kostnadene og tidsforbruket som tradisjonelle dypfundamenteringsmetoder gjør. Siden EPS er et ekstremt lett materiale, kan det bli brukt til å unngå setninger ved tilløpsfyllinger.

Statens vegvesen har utviklet denne teknikken for noen få bruer hvor grunnen består av bløt leire, og konstruksjonen hviler direkte på EPS-blokker. Bruene som har blitt fundamentert på EPS-blokker er følgende:

- Løkkeberg bru, midlertidig ett- felt kjørebru over E6 i Halden. 1989-2005
- Grimsøyveien bru, midlertidig to- felt kjørebru over E6 i Sarpsborg. 2006
- Hjelmungen bru, to- felt kjørebru over E6 i Sarpsborg. 1994- til dags dato
- Skovbøle bru, gangbru over Fv. 109 i Fredrikstad. 1995- til dags dato
- Leie bru, gangbru over Fv. 109 i Fredrikstad. 1995- til dags dato

Prosjektmål

Denne oppgaven tar for seg de 4 gangbruene som ligger ved Fv. 109. Bruene evalueres og sammenlignes mot hverandre. Dette fordi to av bruene er direkte fundamentert med kompensert fundamentering på EPS-fylling, en er direkte fundamentert på såle, og den siste er fundamentert på peler til fjell. På bakgrunn av resultatet fra dette arbeidet skal det ses på muligheten for å benytte EPS som materiale i landkar ved ny bru på Fv. 260 Frogner bru. Videre vil oppgaven også ta for seg hvordan bruk av EPS påvirker prosjekter i forhold til fundamentering med peler. Dette vil da være knyttet opp mot kostnader.

Opgaven skal ta for seg følgende:

- Litteraturstudie av materialet EPS og tidligere bruer fundamentert på EPS
- Foreta en tilstandsvurdering og evaluere de 4 gangvegbruene på Fv.109 med hovedfokus på de 2 bruene fundamentert på EPS
- Vurdere muligheter for å benytte EPS i landkar for kjørebru og gangvegbru på Fv. 260 Frogner bru og foreta en kostnadssammenligning med pelefundamentering

1.2 Omfang og begrensninger av oppgaven

I denne oppgaven er det valgt å fokusere på hvordan EPS som materiale fungerer til fundamentering sammenlignet med andre typer av fundamentering – direkte og dypfundamentering. Oppgaven vil ikke gå i dybden på selve konstruksjonsteknikken, eller hva eventuelle skader har å si for konstruksjonen.

Begrensinger med oppgaven:

- Utvalget av bruer er minimalt, det er 2 gangbruer fundamentert på EPS i Norge.
- Gangbruene på Fv. 109 er ikke instrumentert slik kjørebruene fundamentert på EPS er.
- Begge gangbruene er lokalisert omtrentlig på samme lokasjon.
- Det er ikke utført prøvetaking av EPS`en i laboratorie, for testing av materialkvalitet.
- Innsamlet data er ikke direkte sammenlignbart med eksisterende data.

1.3 Oppgavestruktur

Oppgaven inneholder 10 kapitler, der 5 er hovedkapitler.

- Kapittel 2** Vil omhandle metode, databaser og dataverktøy som er benyttet.
- Kapittel 3** Vil være et kapittel som omhandler materialet EPS. Det vil ta for seg den historiske bakgrunnen for bruk av EPS i vegbygging, materialegenskaper, produksjon, ulykker, miljøaspekter, dimensjonering og bygging av EPS-fylling.
- Kapittel 4** Vil omhandle aspekter rundt geotekniske forhold som setninger, skjærfasthet og vanninnhold. Kapitlet vil også omhandle forskjellige typer fundamentering som er aktuelle for oppgaven, da som sammenligningsgrunnlag med fundamentering på EPS.
- Kapittel 5** Vil omhandle kjørebruene i Norge som er fundamentert på EPS.
- Kapittel 6** Vil inneholde innsamlede data, og hver enkelt bru vil bli evaluert på bakgrunn av geotekniske rapporter, byggetegninger, innmålinger, visuelle betraktninger og beregninger.
- Kapittel 7** Vil se på mulighetene for å direkte fundamenterer landkar ved Frogner bru på EPS, og se på hva det vil si økonomisk sammenlignet med peler.
- Kapittel 8** Vil inneholde drøfting av resultatene og konklusjon.
- Kapittel 9** Referanser.
- Kapittel 10** Vedlegg.

2 Metode

Metodekapittelet beskriver metode for databehandling og hvordan litteratursøk har blitt utført. Til å begynne med beskrives metoden for datainnsamling, videre beskrives det hvordan dataene blir bearbeidet og evaluert. Til slutt vil det bli en beskrivelse av litteratursøk og hvordan kandidaten har gått frem for å innhente tidligere forskning på området.

2.1 Metode for databehandling

For å gjøre en grundig evaluering av bruene var det nødvendig å gjøre innmåling av de 4 gangbruene ved Fv. 109 i Fredrikstad. Ved hjelp av stikningsingeniør ved Statens vegvesen (SVV) kunne de nødvendige dataene innhentes. Bruene ble innmålt ved bruk av totalstasjon og utsetting av fastmerker med GPS. Utsetting av fastmerker ble gjort en uke før selve befaringen og innmålingene fant sted. Hver bru ble innmålt med 30-35 punkter avhengig av brulengde. Innmålingene ble gjort av gangbanen og fundamentene.

For innmåling av punkter er en totalstasjon Leica TS15, 3 sec brukt og en målerhandbok Leica CS15. Nøyaktighet/måletid ved standard som ble brukt er 1 mm +1,5 ppm/typisk 2,4 s.

For etablering av fastmerker er kartverkets standard brukt. Hjelpunktene er slått ned med spik i asfalt og er målt 3 ganger med tidsforskyvning. Dette er gjort for at kunne gjøre en fristasjonsetablering med totalstasjonen.

De innmålte punktene ble oversendt fra stikningsingeniør i sosi-format (sosi4.5). Det mottatte datasettet var i kartformat EUREF89/NTM, NN2000. Da kartgrunnlaget fra 1995 er i EUREF89/UTM, NN54, ble dataene transformert med programmet GIS-trans. GIS-trans er en tilleggsapplikasjon til kartprogrammet GIS-line. Deretter ble den konverterte sosi-filen importert til prosjekteringsprogrammet Novapoint 18.40, for bearbeiding av data. Korrigerte høyder ble hentet ut.

De høydene som ble hentet ut fra programmet ble sammenlignet med K-tegninger fra 1995. K-tegninger og geotekniske rapporter var materiale som ble overlevert fra veileder. Siden det ikke var mulig å sammenligne dataene fra 1995 og de innmålte dataene fra 2015, ble det sett på hvordan Δh mellom fundamentene hadde endret seg.

Beregningene som har blitt utført har blitt gjort etter HB V220 og V221 med de geotekniske rapportene (A 248 og Bd150b) og K-tegninger som grunnlag.

Muligheten for å fundamenter landkar ved Frogner bru bygger på beregninger og erfaringene tilegnet ved gjennomgang av casestudier og evaluering av gangbruene på Fv. 109.

Kostnadssammenligning ble utført gjennom å sammenligne priser fra anslag utarbeidet av Multiconsult, samt at priser på EPS ble innhentet fra lokal leverandør i Østfold. For beregning av anleggskostnader knyttet til EPS ble masteroppgave ``*Kostnader ved bruk av fylling med lette masser og kalk- og sementpeler (2009)*`` benyttet.

Det ble i 2014 utarbeidet en bacheloroppgave ved Høgskolen i Østfold, ``*Vurdering av kompensert brufundamentering på EPS (2014)*``, hvor de samme bruene inngikk. Oppgaven utarbeidet i 2014 hadde en vinkling mot selve konstruksjonen og hvordan setninger påvirket den. Oppgaven fra 2014 vil inngå som en del av litteraturen for denne oppgaven.

2.2 Metode for litteratursøk

Da kompensert brufundamentering på EPS-fylling er et heller lite utforsket område, var det ikke like lett å finne kilder. En del av materialet som ble benyttet om EPS, er hentet fra ansatte og tidligere ansatte i SVV. Grunnen til det er at SVV og Vegdirektoratet var først ute med bruken av EPS. Norge var i mange år det ledende landet i verden på utvikling og bruken av EPS i vegbygging. Temakapittelet om geoteknikk bygger på litteratur fra skolebøker og SVV sine egne håndbøker. Utover dette ble supplerende litteratur funnet ved hjelp av søkemotorer. Som søkemotor for litteratur ble følgende sider brukt:

- BIBSYS
- Google Scholar
- Nasjonalbiblioteket
- Transportation research board (TRB)

Dette er alle sider hvor det ble funnet faglitteratur og artikler som ble brukt i oppgaven.

Det er også benyttet muntlige kilder da kandidaten har vært i kontakt med byggeleder og geoteknikker som var delaktig i byggingen av gangbruene på Fv. 109. De muntlige kildene er førstehåndsinformasjon, og blir betraktet som svært nyttige i arbeidet med evalueringen av bruene.

Del B: Teori og casestudier

3 Ekspandert polystyren (EPS)

Kapittel 3 er et kapittel som omhandler materialet EPS. Det vil ta for seg historisk bakgrunn for bruk av EPS i vegbygging, materialegenskaper, produksjon, ulykker, miljøaspekter, dimensjonering og bygging av EPS-fylling.

3.1 Historisk bakgrunn

Innledning

I Norge er det flere utfordringer knyttet til grunnforhold. I vegbygging kommer utbyggere ofte i kontakt med bløt grunn av silt og leire. Dette er forhold som fordyrer og kompliserer byggeprosessen avhengig av hvordan problemet blir løst. Det er flere måter å løse slike problemer på, og en av dem er lette fyllinger. Før EPS ble et alternativ som fyllingsmateriale, ble det ofte benyttet bark, Leca og Siporex. Vanlig overbygningsmateriale som sand og grus veier ca. 2000 kg/m³, mens de nevnte lette materialene veier ca. 1000 kg/m³. Sammenlignet med tradisjonelle lette fyllingsmaterialer veier EPS kun 15-50 kg/m³ avhengig av kvalitet. På den måten kan det sies at EPS revolusjonerte vegbygging på mange områder. Kjennskapen til EPS som lett fyllingsmateriale kom gjennom etatprogrammet ``Frost i Jord`` (Andersen m.f, 2011).

”Frost i jord”

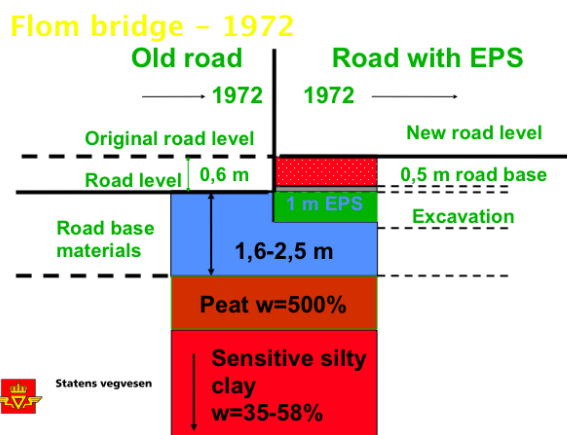
Den første kjennskapen vi har til EPS som materiale brukt i vegbygging, stammer fra prosjektet ”frost i jord” som ble utført mellom 1969 og 1975. Dette var et prosjekt hvor man studerte materialers egenskaper for å forhindre telehiv. EPS hadde ikke den ønskede effekten på dette området, fordi vannabsorbasjonen var for høy. Dette kunne man unngå ved å øke tykkelsen av EPS laget, men dette igjen førte til at tiltaket ble for dyrt sammenlignet med andre materialer som var egnet som frostsikringsmateriale. Prøvingen med EPS som frostsikringsmateriale var likevel ikke bortkastet. Gjennom prosjektet fikk man kjennskap til flere av de karakteristiske egenskapene som EPS har. Dette er egenskaper som trykkstyrke, evnen til å motstå deformasjon og bestandighet (Alfheim m.f. 2011).

Flom bruer

I 1972 ble EPS for første gang brukt som lettfyllings materiale. Dette var i en vegfylling på Rv. 159 Strømsvegen ved Flom bruer. Veggen lå hovedsakelig på grunn med dårlig bæreevne og hadde store setningsproblemer. Dermed var dette et ypperlig sted å teste ut EPS som materiale, ikke bare som den første vegstrekningen i Norge, men i verden (Alfheim, 1973).

Grunnen her besto av 2-3 m torv over 15-20 m leire som var avstanden ned til fjell. Området generelt hadde store stabilitets- og setningsproblemer. På kun 3 1/2 år hadde vegen satt seg 15-30 cm. Målinger utført sommeren 1972 viste en differanse mellom bruene og vegen på 80 cm (Alfheim, 1973).

Det ble bestemt at forholdene på stedet måtte utbedres, og at lette fyllmasser skulle brukes til dette, da ønsket var at grunnen skulle avlastes med 500 kg/m². For å oppnå ønsket effekt var det flere typer materialer som kunne brukes, men valget falt på EPS (Alfheim, 1973)



Figur 3.1: Skisse av Flom bruene før og etter bruk av EPS-fylling (Powerpoint Statens vegvesen, 2001)



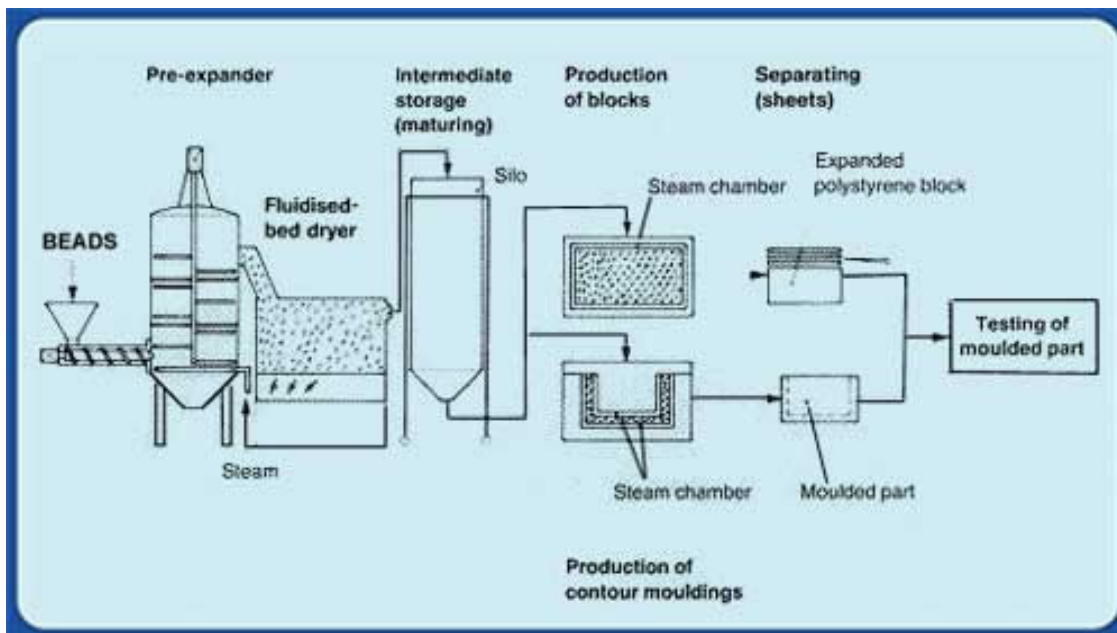
Figur 3.2: Den første forsøksstrekningen ved Flom bruene i 1972. (Esso Magazine no. 114, 1980)

Siden den første fyllingen ble lagt og frem til i dag, har EPS fått flere andre bruksområder. Hovedsakelig blir EPS fortsatt brukt som lett fyllingsmateriale i vegkroppen, men den blir også brukt i jernbanefyllinger, som kompensert fundamentering for bygninger, tilløpsfyllinger for bruene, i landkar og til ``landscaping`` (Aabøe m.f. 2001).

3.2 Produksjon

Innledning

EPS er en forkortelse for ekspandert polystyren, og styren finnes i mindre mengder i omgivelsene rundt oss. I 1949 ble den første EPS blokken oppfunnet av kjemikeren Fritz Statsny. Den fikk navnet STYROPOR. EPS-perler er fremstilt ved polymering av styren molekyler og ved å tilsette pentan. Det betyr at EPS kun inneholder karbon og hydrogen (Andersen m.f 2011).



Figur 3.3: Oversikt over produksjonsprosessen av EPS
(www.eps3dpanelmachinery.com, 2015)

Prosedyre

Råmaterialet blir oppvarmet ved hjelp av damp, og det blir gjort med en maskin kalt forskummer. Temperaturen i denne fasen holder 101,5 grader Celsius. Det er i denne fasen at perlene utvider seg og får en myk struktur. Perlene øker størrelse inntil 50 ganger sin egen størrelse, og densiteten synker fra 630 kg/m^3 og ned til $10\text{-}35 \text{ kg/m}^3$. Ved å regulere temperatur og damptid kan egenvekten til de ekspanderte perlene økes eller minkes. Pentangassen fungerer som ekspansjonsmiddel for de små polystyren kulene (foamfabricatorsinc.com, 2015)(Hermansen, 2012).

Når materialet så kjøler seg ned, vil de ekspanderte partiklene danne et vakuum. Dette blir så kompensert for ved å slippe inn luft. Ved å gjøre dette blir materialet mer mekanisk elastisk og ekspansjonskapasiteten øker (foamfabricatorsinc.com, 2015).

Til slutt blir de ekspanderte perlene lagt i støpeformer, for deretter igjen å bli tilsatt damp slik at perlene skal binde seg sammen. Etter dette kappes blokkene i ønsket størrelse før de blir sendt til kunden (foamfabricatorsinc.com, 2015).

3.3 Miljøpåvirkning

Forurensning

Ved fremstilling av EPS er det viktig å bruke avansert teknologi, dette for å påse at ingen skadelige gasser slipper ut. Det brukes ikke klorfluorkarbon (KFK) og hydroklorfluorkarbon (HKFK) i produksjonen, da dette er forbudt. Alle utslipp blir kontrollert i henhold til miljølovgivning. En livssyklusanalyse viser at EPS er et unikt byggemateriale som bidrar til null nedbrytning av ozonlaget (ODP) og nærmere null til den globale oppvarmingen (GWP). Totalt gjennom livsløpssyklusen skårer EPS 0,043 ECO-piont, og dette over en periode på 60 år! (Andersen m.f, 2011) (EPS-gruppen.no, 2015).

Gjenbruk

Ved produksjon av EPS blir alt restavfall gjenbrukt. Det samme gjelder også for brukt EPS. All EPS er gjenvinnbar i form av videre bruk, for eksempel blokker brukt i EPS-fylling. De hele blokkene kan brukes på nytt mens de skadede blokkene kan smeltes ned og brukes som materiale til produksjon av nye blokker (EPS-gruppen.no, 2015).

En annen god ting med EPS er at materialet er bestandig. EPS-blokker som har vært brukt et sted, kan tas opp og brukes på nytt et annet sted (for eksempel se kap. 5.3). Tester av gamle EPS fyllinger viser at materialet opprettholder trykkstyrken, og vannabsorbasjonen er lav selv etter nærmere 40 år i bakken (Andersen m.f, 2011).

Brann

EPS har heller ingen farlige utslipp av gasser hvis det skulle begynne å brenne. Når EPS antenner, frigis de samme gassene som når treverk brenner. Dette betyr at forurensingen er liten, og ikke skadelig for omgivelsene (Andersen m.f, 2011).

Som tidligere beskrevet blir styrenmolekyler tilsatt pentan. Dette sammen med at EPS inneholder 98 % luft gjør EPS svært lett antennelig. EPS kommer i to forskjellige typer kvaliteter i henhold til brann, standard kvalitet og selvslukkende kvalitet som blir omtalt som SE-kvalitet. Bruken av sistnevnte har i midlertidig blitt redusert da denne typen EPS inneholder bromerte flammehemmere. Bromerte flammehemmere bidrar til luftforurensning

og er skadelig for miljøet. Tilfeller med prosjekter hvor det er behov for SE-kvalitet kan være følgende:

- Fyllinger større enn 1500 m³.
- Fylling eller deler av fylling som blir liggende utildekket i lang tid.
- Fylling nær konstruksjoner som trues ved evt. brann.
- Fylling i tettbebygd område (barn som leker etc.).

For å unngå å benytte SE-kvalitet kan følgende tiltak vurderes:

- Vakthold ved fyllingen, evt. kombinert med arbeid i fler-skifts ordning (gir også kortere byggetid og mulighet for rask tildekking).
- Inngjerding eller annen sikring av byggeplassen og selve fyllingen.
- Forsiktighet ved bruk av skjære- og sveiseutstyr o.l.

Der det benyttes EPS i prosjekter, og problemstillinger som nevnt ovenfor dukker opp, må tiltak gjøres. Ved brann kan fyllingen bli overtent i løpet av kort tid og skadeomfanget kan bli stort. Det er fra tidligere 4 kjente ulykker med brann i EPS fyllinger, hvor 2 skyldtes varmearbeid og 2 skyldtes uheldig lek med fyrstikker (V221, 2014).

3.4 Materialelegenskaper

Innledning

Standarden NS-EN14933:2007 beskriver materialkvalitet, klasser og metoder for testing av EPS. Denne standarden er ikke tatt i bruk som standard i Norge, men fungerer som en veileder for SVV. SVV bruker HB V221.

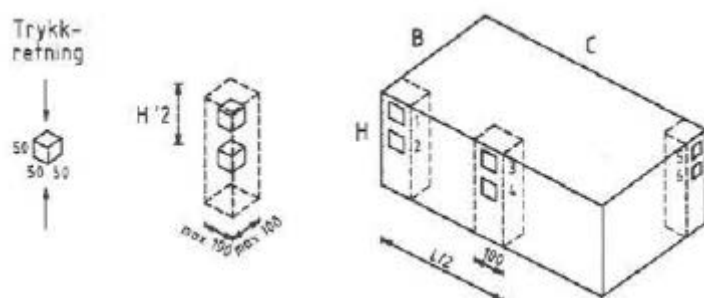
Trykkstyrke

For bruk av EPS i vegbygging er det gitt visse krav til materialkvaliteten. Dette er krav til trykkstyrke, jevnhet og deformasjon. Den dimensjonerende trykkstyrken for standard EPS brukt til vegbygging er vist i tabell 3.1. Gjennomsnittet av blokken gis ut ifra 6 prøver hentet fra en blokk. Kravene til trykkstyrke gjelder for standard vegfylling. For andre kvaliteter som blir benyttet til for eksempel jernbane og brufundamentering, der trykkstyrken i en del tilfeller trenger å være høyere, gjelder andre krav. Dimensjonerende trykkstyrke er gitt ved en

deformasjon på 5% (σ_5) med enaksialt trykkapparat. Prøvene som blir brukt for å teste dette er 50x50x50 mm og er hentet fra blokken som vist på figur 3.4 (HB V221, 2014).

	Standard kvalitet	Annen kvalitet
Dimensjonerende trykkstyrke	$\geq 100 \text{ kN/m}^2$	Definert trykkstyrke
Gjennomsnitt for alle blokkene	$\geq 100 \text{ kN/m}^2$	\geq dimensjonerende trykkstyrke
Gjennomsnittet for en enkelt blokk	$\geq 90 \text{ kN/m}^2$	$\geq 90\%$ av dimensjonerende trykkstyrke
Ingen enkeltmåling	$\leq 80 \text{ kN/m}^2$	$\leq 80\%$ av dimensjonerende trykkstyrke

Tabell 3.1: Krav til trykkstyrke ved testing av EPS-blokke (HB V221, 2014)



Figur 3.4: Uttaking av prøver for kontroll av trykkstyrke (HB V221, 2014)

Antall prøver er fastsatt etter størrelsen på EPS fyllingen. Tabell 3.2 beskriver hvor mange blokker som skal testes ut ifra størrelsen på fyllingen. Utover dette skal også hver 25 blokk testes for jevnhet og lengdemål (HB V221, 2014).

Fyllingens størrelse	Antall blokker som skal kontrolleres
< 500 m ³	Minimum 3 blokker
500 - 1000 m ³	Minimum 5 blokker
> 1000 m ³	Minimum 5 blokker pr. 1000 m ³

Tabell 3.2: Hyppighet av kontroll for trykkstyrke (HB V221, 2014)

Trykkstyrke kvalitet fra produsent

Jackon er en av flere produsenter av EPS. De leverer EPS-blokker med dimensjonerende trykkstyrke fra 60 kN/m² og opp til 300 kN/m². I tabell 3.3, mottatt fra Jackon, er de forskjellige kvalitetenes sammenheng med pris vist. Dimensjonerende trykkstyrke er oppgitt ved 5% deformasjon (σ_5). Typiske rabatter for entreprenører ligger rundt 20-25%.

Korttidslast [kN/m ²]	Langtidslast [kN/m ²]	Densitet [kg/m ³]	Pris(brutto)[kr/m ³]
60	18	15	590
80	24	17	670
100	30	20	734
150	45	25	910
200	60	30	1040
300	90	45	1480

Tabell 3.3: Oversikt over EPS kvaliteter lever av Jackon (Jackon, 2015)

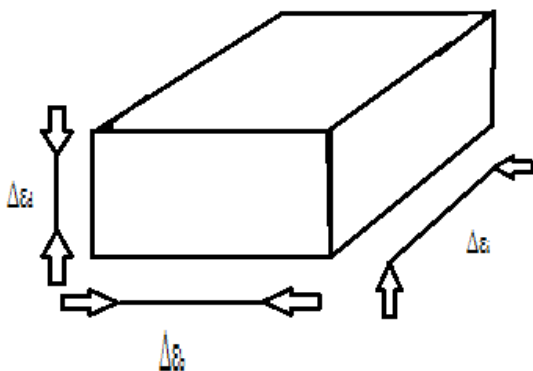
Støpekrymp

EPS oppfører seg som andre plaststøpte materialer. Det vil si at etter støping vil blokken krympe noe. Denne krympen blir kalt for støpekrymp, og blir målt ved at det ses på endringer av blokken sammenlignet med støpeformens mål. Denne forskjellen skal måles innen 48 timer, etter standard NS-EN 14933:2007

I forhold til de (gitte) strenge kravene til jevnhet, er det fordelaktig at blokken krymper likt i alle retninger. I følge NS-EN14933:2007 skal ikke støpekrympen overstige 1% (Andersen m.f, 2011).

Etterkrymp

Etterkrymp er også noe som kan forekomme. Dette måles på samme måte som støpekrymp. Det spesielle med dette er at krympen er lik i alle retninger. Etterkrymp kan imidlertid kontrolleres med mengden pentan som blir brukt i prosessen ved produksjon av EPS (Andersen m.f, 2011).



Figur 3.5: Viser krymp i alle retninger. (Andersen m.f, 2011)

3.5 Dimensjonering og legging

Generelt

EPS blir først og fremst benyttet der behovet for lastreduksjon på grunnen er nødvendig. Geotekniske forhold kan gjøre at vekten av konstruksjonene er avgjørende for stabilitet og setningsforhold. Bruksområder der EPS gjør seg gjeldene vil være:

- Reduksjon av last på undergrunn, både på ny og eventuelt gammel setningsskadet veg.
- Reduksjon av jordtrykk mot støttemurer og landkar.
- Utjevning av differensialsetninger i overgang til konstruksjoner.
- Utbedring av rasområder.
- Kompensert fundamentering.
- Plassbesparende tiltak.
- Utnytting av oppdriftsegenskaper (flytende veger).

(HB V221, 2014)

Dimensjoner

En standard EPS-blokk til vegbygging skal ha følgende mål:

- Sidekant: min 0,5 m
- Lengde: min 2,4 m

Dette er mål som skal benyttes hvis ikke annet er spesifisert. Det er viktig at blokkene er plane og rettvinklede. Kravet for avvik fra spesifisert dimensjon høyde ($\Delta\epsilon_t$), bredde ($\Delta\epsilon_b$) og lengde ($\Delta\epsilon_l$) er +/- 1 %. Tillatt avvik for jevnhet er 5 mm målt med 3 m rettholt, for kontroll se tabell 3.2. Avviket mellom naboblokker i samme lag skal ikke være større enn 5 mm (HB V221, 2014).

Dimensjonering

Til vegbygging benyttes det vanligvis EPS med trykkstyrke $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ hvorpå dimensjonerende last ikke skal overstige $q_d = 30 \text{ kN/m}^2$. Trykkstyrke er definert ved 5 % deformasjon (σ_5) (HB V221, 2014).

Ved dimensjonering skal det benyttes materialfaktor $\gamma_d = 0,5 \text{ kN/m}^3$ for EPS som ligger drenert og $\gamma_d = 1 \text{ kN/m}^3$ for EPS som ligger under høyeste grunnvannsstand. Da EPS er et materiale som inneholder mye luft vil dette medføre at materialet må sikres mot oppdrift.

Ved beregning kan $\gamma_d = 0,2$ benyttes for sikkerhet mot oppdrift. Opptrepende oppdriftskraft for EPS kan beregnes med forskjellen i tyngdetetthet til EPS og tyngdetettheten til vann, som kan beskrives slik.

$$E_{op} = \gamma_w - \gamma_{EPSd} = 9,8 - 0,2 = 9,6 \quad \text{Ligning (1)}$$

EPS-ens oppdriftsegenskaper blir også brukt til å sikre nødvendig avlastning på grunn, for eksempel se kap. 5.4. Ved beregning av friksjon kan friksjonskoeffisienten μ settes til 0,7. Dette gjelder både mellom blokker og mellom blokk og underlag. For EPS med trykkstyrke $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ vises det i figur 3.6 under forskjellige faktorer tilknyttet EPS ved beregning og utlegging (HB V221, 2014).

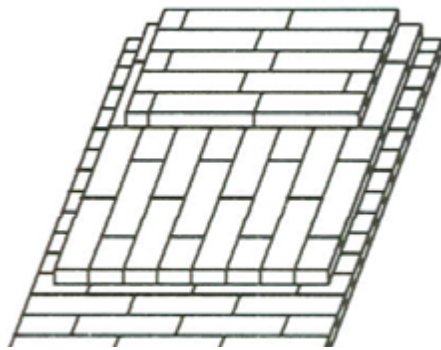
Materiale	Lettklinker		Ekspandert polystyren (EPS-blokker)	Skumglassgranulat
Materialkvalitet	Usortert 0–32 mm ¹⁾ Sortert 0–20 mm ²⁾		Trykkfasthet min. 100 kPa ved 5 % deformasjon	Let, 10–60 mm ³⁾ Standard, 10–60 mm ⁴⁾
Bæreevnegruppe ved dimensjonering av overbygning	3		6	3
Beregningsmessig tyngdetetthet i fylling, kN/m ³	Drenert: 5,5 usortert 5,0 sortert	Under H.G.V. ⁵⁾ 7,0 usortert 6,5 sortert	0,5 drenert tilstand 1,0 under H.G.V. ⁵⁾	3,5 lett 4,0 standard
Beregningsmessig tyngdetetthet mot oppflyting, kN/m ³ ⁶⁾	5,5 usortert 5,0 sortert		0,2	3,5
Volumendring ved komprimering, %	8–12		~ 0	15–25
U T L E G G I N G	Undergrunn leire/silt	Filterlag (separasjonslag)	Filter- og avrettingslag	Filterlag (separasjonslag)
	Maksimal lagtykkelse komprimert, m	1,0 ⁷⁾ 0,6 inntil landkar/-støttemur		1,0 ⁷⁾ 0,6 inntil landkar/-støttemur
	Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk $\leq 50 \text{ kN/m}^2$. Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur 50–200 kg.	Blokkene stables i forband. Unngå gjennomgående skjøter.	Beltegående maskin med beltetrykk $\leq 50 \text{ kN/m}^2$. Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur 50–200 kg
	Skråningshelning	Maks. 1:2	Vanlig fylling 2:1 Vertikal front vurderes spesielt	Maks. 1:1
	Overdekning på skråninger	Min. 0,8 m vanlige jordmasser	Min. 0,25 m vanlige jordmasser	Min. 0,5 m vanlige jordmasser

- 1) Nominell tørr densitet < 400 kg/m³
- 2) Nominell tørr densitet < 300 kg/m³. Sorterte materialer har mindre egenstabilitet og krever noe mer oppfølging under utlegging og komprimering enn usorterte materialer.
- 3) Nominell tørr densitet < 180 kg/m³
- 4) Nominell tørr densitet < 225 kg/m³
- 5) H.G.V. betyr høyeste grunnvannstand
- 6) Ved fare for flom og neddykking av nytlagte masser må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes
- 7) Ved bruk i vegoverbygning er maksimal lagtykkelse 0,6 m

Figur 3.6: Lette fyllmasser (HB V221, 2014)

Utlekking

Ved utlegging av EPS-blokker skal det ikke være tele i bakken. Når blokkene blir lagt, skal jevnheten på avrettingslaget være 10 mm eller bedre målt med 3 m rettholt. En EPS-fylling kan få egensetninger på inntil 1 % av fyllingshøyden når overbygningen er påført. Når EPS fyllingen består av flere lag, skal EPS-blokkene legges i forband. Dette gjøres for å unngå gjennomsettende vertikale sprekker, se figur 3.7 (HB V221, 2014).



Figur 3.7: Eksempel på oppbygging av fylling i forband (HB V221, 2014)

For tilpassing av blokker rundt installasjoner kan motorsag benyttes. Hvis det skulle oppstå sprekker, kan det aksepteres inntil størrelsesorden på 2-3 cm. Skulle sprekken bli større enn dette, fylles de med sand eller lettklinker. Sprekker større enn 5 cm tillates ikke (HB V221, 2014).

Ved utlegging kan forankring av blokker brukes for å forhindre at de ikke forskyver seg eller blåser bort. Utover dette skal det ikke være nødvendig med forankring da den permanente lastsituasjonen holder fyllingen i ro (HB V221, 2014).

Ved vertikale avslutninger kan følgende materiale benyttes:

- Korrugerte plater av stål eller aluminium
- Trepanel *)
- Sprøytebetong
- Betongplater

*) Bruk av trepanel forutsetter at konstruksjonen ikke ligger i brannfarlig område (gressbrann eller skogbrann) (HB V221, 2014).

EPS er et meget ømfintlig materiale mot oljebaserte petroleumsprodukter og enkelte andre kjemikalier. Det er derfor viktig at EPS-fyllingen blir sikret enten med membran eller betongplate. Hvis det blir brukt membran, må denne sikres med et lag sand slik at ikke grovere partikler fra grus og stein kan lage hull. Eventuelle skråninger må også sikres. Også her kan det brukes membran som beskyttelse. Membranen skal ha en tykkelse på minimum 1 mm og være motstandsdyktig mot petroleumsprodukter.

Inntil landkar og kulverter er det nødvendig med en avlastingsplate som er armert ekstra og festet til konstruksjonen. Denne avlastingsplaten er en setningsutjevner (HB V221, 2014).

Overbygning

Over EPS-fylling benyttes det vanligvis en svinnarmert betongplate med en tykkelse på 10 cm. Hvis vegen skal ha betongdekke, eller at det vektmessig kan aksepteres at belastningen fra overbygninger øker, kan denne platen utelates. I tilfeller hvor det bygges høye fyllinger må det vurderes om det er nødvendig med betongplater i flere lag. (HB V221, 2014)

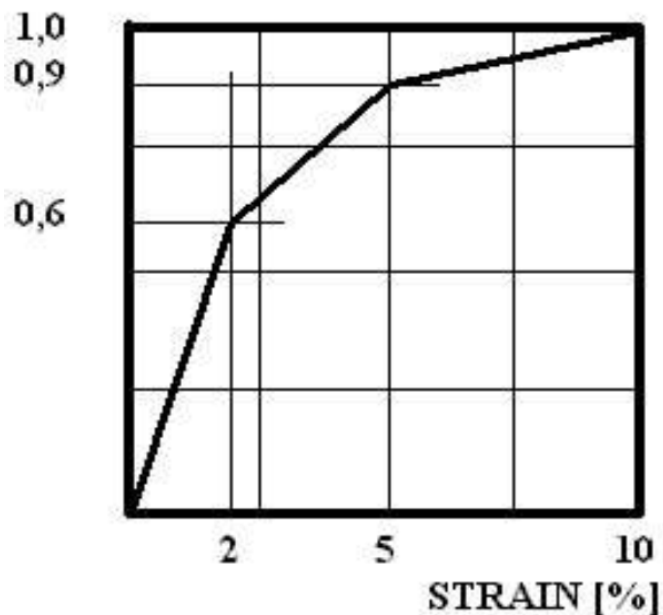
Når det dimensjoneres overbygning over EPS-fylling, kan det betraktes som undergrunn i bæreevnegruppe 6. Ved bruk av betongplate over fylling brukes det en lastfordelingskoeffisient på 3,0. For beregning av overbygning benyttes HB N200 (HB V221, 2014).

NS-EN14933

Standarden NS-EN14933 fungerer for SVV som en veiledning til HB V221, mens den for produsenter av materialet er normen. Datablader fra produsenter som Jackon og Sunde operer for sine produkter med spenning ved 10 % (σ_{10}) deformasjon utført i henhold til EN826, mens det i HB V221 benyttes spenning ved 5% (σ_5) deformasjon utført i henhold til EN826.

På bakgrunn av 10000 tester utført av BASF har spenningen ved 2 %, 5 % og 10 % deformasjon blitt sammenstilt og følgende har blitt utledet, se Figur 3.8. Trykkstyrke $\sigma_5 = 100 \text{ kN/m}^2$ definert i HB V221 tilsvarer fra produsent $\sigma_{10} = 100/0,9 = 111,11 \text{ kN/m}^2$.

Krypdeformasjon skal over en tidsperiode på 50 år være 2 % eller mindre. Dette er gitt for forholdet $\sigma_{10} * 0,3 \rightarrow \sigma_{10,perm} = 0,3 * \sigma_{10} = 30 \text{ kN/m}^2$.



Figur 3.8: Forholdet mellom deformasjon ved 2%, 5% og 10% (EPS White Book, 2011)

NS-EN14933 opererer også med materialfaktor $\gamma_m = 1,25$ for EPS etter EN1997.

materialfaktor γ_m er basert på en ligning etter EN14509 – E.10. som antar en varians på 8 % i produksjonen av EPS ved bruk av større mengde med gjenbrukt materiale. Det vil si at for en trykkstyrke $\sigma_{10} = 100 \text{ kN/m}^2$ er $\sigma_{10;\text{perm};d} = 0,3 * \sigma_{10}/1,25 = 24 \text{ kN/m}^2$. Ved beregning av syklisk last er faktoren 0,35. $\sigma_{10} * 0,35 \rightarrow \sigma_{10;\text{cycl};d} = 0,35 * \sigma_{10} = 35 \text{ kN/m}^2$. Beregnet med materialfaktor $\sigma_{10;\text{cycl};d} = 0,35 * \sigma_{10}/1,25 = 28 \text{ kN/m}^2$. Tabell 3.4 viser de forskjellige opptredende trykkstyrke med og uten materialfaktor γ_m langtids-, korttids- og sykliske laster ved σ_{10} . Fra Jackon opplyses det at EPS-blokker benyttet til vegformål blir kontrollert ved σ_5 og at materialfaktor γ_m ikke er noe som blir benyttet hos dem (EUMEPS, 2011).

Property			EPS product type				
Description	Symbol	Unit	EPS60	EPS100	EPS150	EPS200	EPS250
Declared value short-term compressive strength	σ_{10}	kPa	60	100	150	200	250
Design value short-term compressive strength	$\sigma_{10;d}$	kPa	48	80	120	160	200
Modulus of elasticity	$E_t; E_{dyn}$	kPa	4000	6000	8000	10000	12000
Declared value permanent compressive strength	$\sigma_{10;\text{perm}}$	kPa	18	30	45	60	75
Design value permanent compressive strength	$\sigma_{10;\text{perm};d}$	kPa	14,4	24	36	48	60
Declared value compressive strength under cyclic load	$\sigma_{10;\text{cycl}}$	kPa	21	35	52,5	70	87,5
Design value compressive strength under cyclic load	$\sigma_{10;\text{cycl};d}$	kPa	17	28	42	56	70

Tabell 3.4: EPS egenskaper (EPS White Book, 2011)

Beregning av deformasjon

Det antas at ved σ mindre en 25 % vil deformasjonen ε være mindre enn 1 %. Ved σ mellom 25 % og 50 % vil deformasjonen ε være mellom 1 % og 2 % og ved σ større en 50 % vil deformasjonen ε være større enn 2 %. For beregning av deformasjonen er følgende ligninger benyttet. (S. Srirajan m.f.)

$$\varepsilon = (3\alpha + 0,1) * [(-0,0004D + \beta) * \ln(t) + \gamma] \quad \text{Ligning (2)}$$

Der ε = total deformasjon i %

σ = belastning i kN/m^2

D = densitet av EPS i kg/m^3

t = tid i minutter

α, β, γ er parametere som er beregnet på følgende måte:

$$\alpha = \frac{\sigma}{7,5D - 41,3}$$

$$\beta = 0,230\alpha - 0,045$$

$$\gamma = 1,95\alpha + 0,985$$

4 Fundamentering og geotekniske forhold

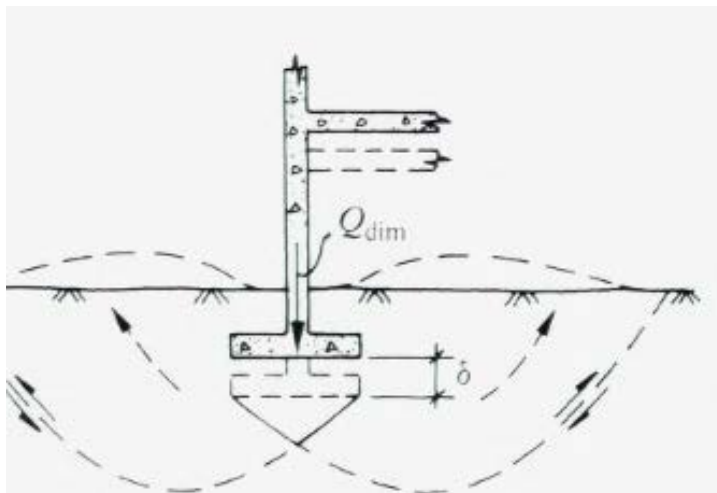
Kapittel 4 vil omhandle aspekter rundt geotekniske forhold som setninger, skjærfasthet og vanninnhold. Kapitlet vil også omhandle forskjellige typer fundamentering som vil være aktuelle for oppgaven, da som sammenligningsgrunnlag med fundamentering på EPS.

4.1 Fundamentering

Generelt

Fundamentet er den nederste delen av en konstruksjon. Fundamentets funksjon er å overføre lasten fra konstruksjonen og ned til underliggende materiale som fjell, jord eller leire. Det er viktig at fundamentet er riktig dimensjonert slik at kraften som overføres ikke overstiger bærekapasiteten til underliggende lag (Aarhaug, 1992).

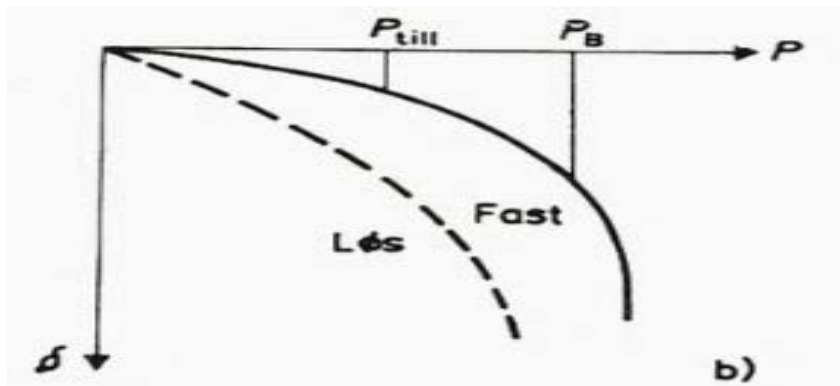
Det valgte fundamentet som skal bære konstruksjonen må vurderes opp mot gjeldene grunnforhold, stabilitet og eventuelle påvirkninger det måtte påføre omgivelsene. Alle fundamenter skal bygges frostfritt med en returperiode på 100 år, ifølge Håndbok N200. Det er også viktig å påse at det ikke vil forekomme erosjonssvikt, og tiltak for dette må utføres. Når fundamenter plasseres i og nær elver og sjø, skal peler bli spesielt vurdert, dette for å forhindre uønskede hendelser med erosjon. Figur 4.1 viser et sålefundament som er belastet med en last Q_{dim} og som har nådd bruddpunkt og fått en setning (δ) (HB N400, 2015).



Figur 4.1: undergrunns brudd (Aarhaug, 1992)

Når en konstruksjon bygges, vil lasten påvirke underliggende materialer. Når denne lasten økes vil også påvirkningen øke, og vi kan få økte setninger eller et brudd i grunnen. Grunnen består av homogene materialer, og grunnens egenskaper vil variere ut ifra sammensetning.

Det er ikke alltid lett å forutse materialstyrken. Der det er løsmasser vil setningene øke hurtigere før et eventuelt brudd som igjen vil bli mindre merkbart. En setning i slikt materiale vil ikke bare kunne påføre skade på konstruksjonen, men også nærliggende installasjoner som ledningsnett og VA-systemer. Det er derfor viktig å beregne lasten (Q_{dim}/P_{acc}) slik at risikoen for setninger (δ) og brudd er vurdert. Figur 4.2 viser hvordan setningsforløpet akselererer med økende last P , vi ser også prinsippet med løse og faste masser at setningsforløpet går hurtigere i løse masser (Rørvik, 1982).



Figur 4.2: Setning δ sett opp mot last P i løse og faste underlag. (Rørvik, 1983)

Når en konstruksjon skal bygges, er det flere forskjellige fundamenteringsmetoder som kan benyttes. Fundamenteringsmetodene er fordelt på kategoriene, dypfundamentering og direkte fundamentering. Direkte fundamentering er den vanligste metoden for lettere konstruksjoner der det er mulig. Denne metoden er også billigere enn dypfundamentering. Når type fundament skal velges, er det flere faktorer som må ivaretas. Fundamentet må påse at konstruksjonen er sikret mot brudd og farlige setninger, konstruksjoner i nærheten må ivaretas, rør og ledninger må ikke bli berørt av eventuelle skader ved fundamentering eller setninger som måtte oppstå på et senere tidspunkt (Rørvik, 1983).

Direkte fundamentering

Direkte fundamentering vil si at lasten/kraften fra konstruksjonen er belastet direkte på grunnen gjennom fundamentet. Ved direkte fundamentering ligger ikke fundamentet dypere enn nødvendig for å sikre frostfri dybde og for å ivareta konstruksjonens formål.

Fundamentets dybde er avstanden fra bakkeplan til underkant fundament. Mellom fundamentets såle og underliggende materiale oppstår fundamenttrykk også kalt såletrykk.

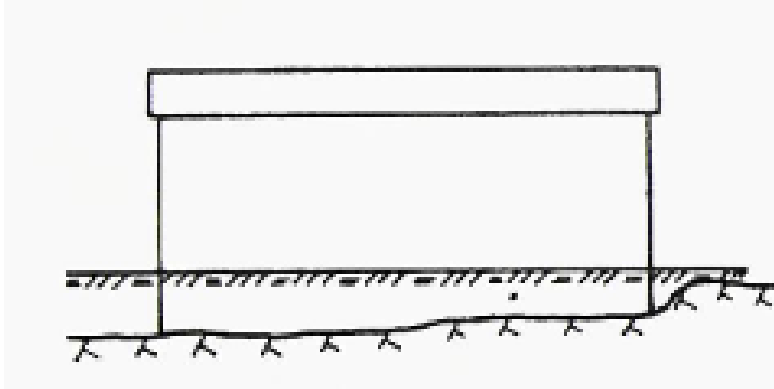
Det er viktig at dette trykket ikke overstiger bærekapasiteten og setninger må unngås (Rolfesen, 2003).

Det er flere forskjellige typer fundamenter når man snakker om direkte fundamentering.

- Direkte fundamentering på fjell.

Fundamentering på fjell gir det beste grunnlaget for en konstruksjon. Fundamentet er plassert direkte på fjell, og man løper ingen risiko for at det skal oppstå setninger. Det skal merkes at kvaliteten på fjell kan variere som for eksempel skifer og sandstein.

Figur 4.3 viser et bygg fundamentert direkte på fjell. Løsmasser har blitt gravd bort for å kunne plassere konstruksjonen på fjell (Rolfsen, 2003).

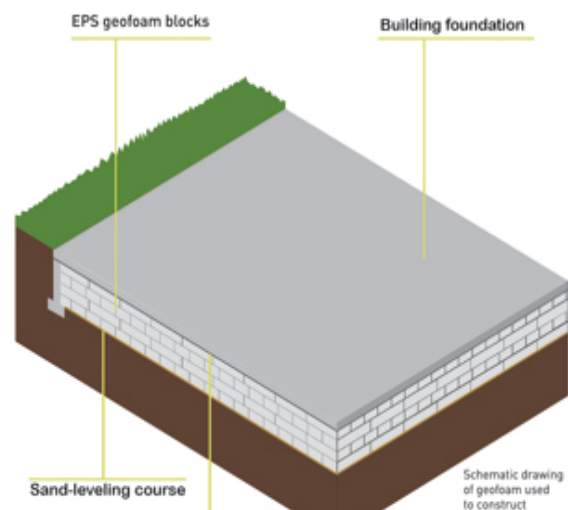


Figur 4.3: Direkte fundamentering, vegger støpt direkte på fjell (Rørvik, 1983)

- Direkte Fundamentering på jord.

Jord blir, i denne sammenhengen, delt inn i to grupper: Løs og fast. Med løse masser menes det at jordmassene har blitt gravd opp for så å bli benyttet igjen. Slike masser kan ha lav bæreevne. Fundamenter bygget på jord kan gi setninger, da bærekapasiteten er homogen. Dette kan midlertidig bli unngått ved å øke fundamentsålen. Når arealet av sålen økes, reduseres såletrykket. Det er også mulig å benytte seg av kompensert fundamentering. Dette er en

metode som bygger på at den kalkulerede lasten fra konstruksjonen blir gravd bort fra grunnen slik at vektbalansen forblir den samme etter bygging som før bygging. Figur 4.4 viser et eksempel hvor kompensert fundamentering på EPS er benyttet. Rommet som skapes ved

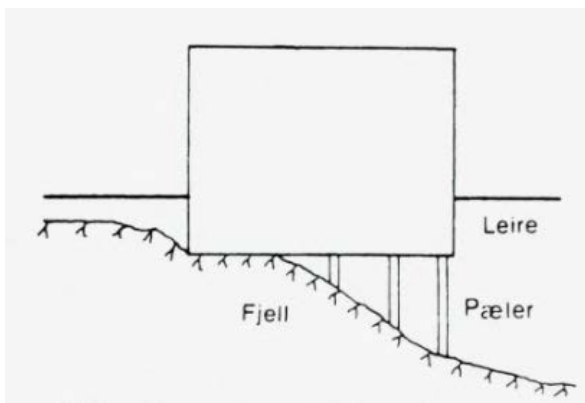


Figur 4.4 Kompensert fundamentering på EPS (www.geof foam.org, 2015)

bortgraving av masser fylles med EPS, for så å bli forseglet med et betongdekke (Rolfsen, 2003).

- Direkte fundamentering på fjell og jord.

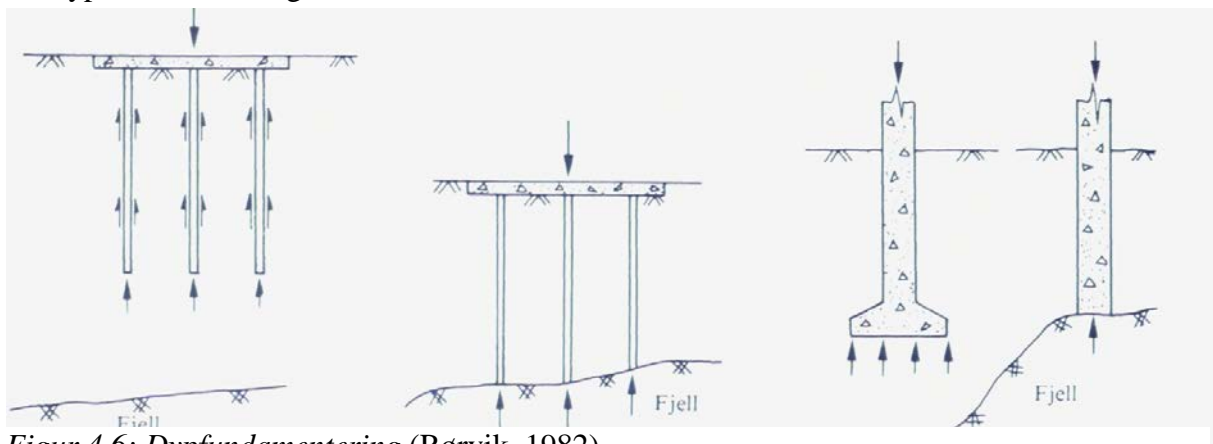
Når konstruksjonen delvis hviler på fjell og delvis på jord, kan det oppstå setninger. Den delen som er fundamentert på jord kan få setninger og sprekker i de underliggende materialene kan oppstå i overgangen. Dette kan bøtes på ved å fjerne fjellet eller ved å pele den delen av konstruksjonen som ikke er fundamentert på fjell. Figur 4.5 viser et eksempel hvor en konstruksjon hviler delvis på fjell og delvis på leire der den delen av konstruksjonen som er fundamentert på leire har peler til fjell (Rolfsen, 2003).



Figur 4.5 Fundament på fjell og peler (Rolfsen, 2003)

Dyppfundamentering

For mindre konstruksjoner er ofte direkte fundamentering en god løsning. For større konstruksjoner og eventuelt når grunnforholdene er dårlige er det nødvendig å bruke en form for dyppfundamentering.



Figur 4.6: Dyppfundamentering (Rørvik, 1982)

Dette gjøres for at lasten/kraften skal bli ført lenger ned i grunnen til et materiale som har tilstrekkelig med bærekapasitet. Det er flere måter å utføre en dypfundamentering på avhengig av en rekke faktorer (Aarhaug, 1992).

I figur 4.6 (over) er det fra venstre illustrert svevende peler, spissbærende peler og pilarfundament.

Svevende peler – kraften blir overført som friksjonskrefter mellom pel og jorda i hele pelens lengde. Pelen er ikke i kontakt med fjell og svever i løsmasser (Aarhaug, 1992).

Spissbærende peler – kraften blir her ført gjennom hele pelen og ned til underliggende masser. Dette er masser som har den nødvendige bærekapasiteten som er nødvendig for at konstruksjonen skal opprettholde sin funksjon, og ikke få skader. Eksempler på dette kan være fjell eller morene (Aarhaug, 1992).

Både svevende peler og spissbærende peler blir ført ned gjennom massene uten at det er behov for forboring eller utgraving på forhånd (Aarhaug, 1992).

Pilarfundament – på forhånd blir det boret eller løsmasser blir bort gravd. Det er sålen på pilaren som overfører kraften til det underliggende materiale (Aarhaug, 1992).

Kalk-sementpel – dette blir også kalt grunnforsterkning, og kan enten utføres ved at hele området blir stabilisert (områdestabilisering) eller ved at det borres dypt og pelen settes enkeltvis. Ved enkeltpeler blir kalk-sement blandet inn i grunnen ved en dybde på 15-25 m. Ved stabilisering av et større område blir kalk-sement tilført i en dybde på 5-7 m. Dette øker stabiliteten og reduserer faren for eventuelle setninger (NGI).

Den valgte løsningen for fundamentering er basert på økonomi, størrelse, setningsømfintlighet og forundersøkelser (HB V220, 2014).

4.2 Setninger

Generelt

Når et kompressibelt materiale får en endring i belastningen vil materialet bevege seg. Hvis lasten øker, vil materialet få setninger, og hvis lasten minker vil materialet utvide seg (Aarhaug, 1992). Når jordsmonnet blir overbelastet med for eksempel et fundament, vil jordsmonnet få en vertikal forskyvning. Dette er kjent som setning, og setninger kan

forekomme på flere forskjellige måter. Det er da snakk om initialsetninger, konsolideringssetninger og sekundærsetninger (Rørvik, 1982).

Setningstyper

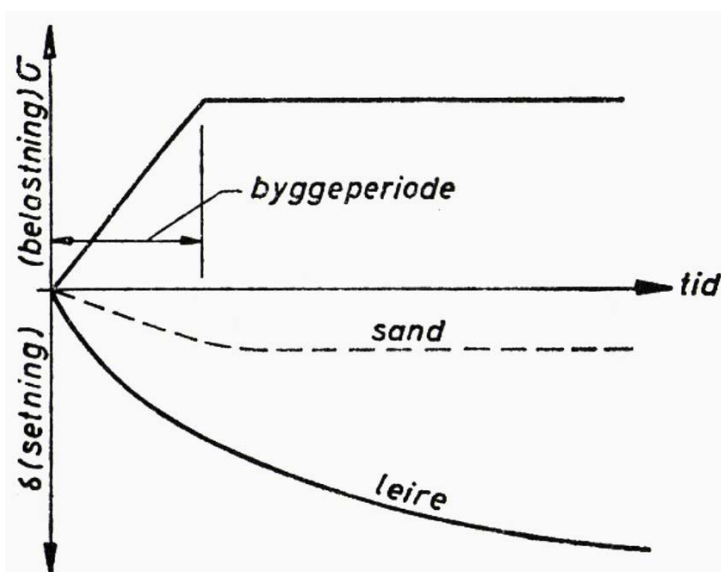
Initialsetninger (δ_i) blir som oftest forårsaket av elastiske sammentrekninger i materialet og plastisk forskyvning sideveis på grunn av skjærkreftene som oppstår. Denne type setning oppstår umiddelbart etter at lasten er plassert på grunnen (Rørvik, 1982).

Konsolideringssetninger (δ_c) er forårsaket av at vannet blir presset ut. Hvordan setningen utvikler seg, avhenger imidlertid av hvor gjennomtrengelig materialet er, og det kan ta flere år før overtrykket i porene er utjevnet og konsolideringssetningene er stabile (Rørvik, 1982).

Sekundærsetninger (δ_s) er ikke merkbare før konsolideringssetninger er stabile.

Sekundærsetninger oppstår når sandkornene blir knust og kornskjelettet er tilvendt den nye belastningen (Rørvik, 1982).

I de fleste tilfeller er det leire og silt som kan forårsake setninger store nok til at konstruksjonen kan bli skadet. Det er fordi dette materialet er det mest kompressible. Av de nevnte setningstypene er det konsolideringssetninger som kan forårsake mest skade. Hvis grunnen i tillegg inneholder organiske materialer, kan sekundærsetninger også bli avgjørende. I figur 4.7 under viser grafen hvordan belastning over tid påvirker de forskjellige materialer i grunnen (Rørvik, 1982).



Figur 4.7: Setningskurve for sand og leire (Aarhaug, 1992)

Differensialsetninger

Når en konstruksjon blir utsatt for 2 setninger eller flere av ulik størrelse, kalles det differensialsetning. Hadde det vært tilfellet at alle setninger var av samme størrelsesorden ville ikke dette påvirket selve konstruksjonen selv om det kan påvirke andre forhold tilknyttet konstruksjonen. En slik differensialsetning oppstår ved at materialet under konstruksjonene er mer setningsømfintlig noen steder. Når slike setninger finner sted, er det viktig at konstruksjonen har kapasitet til å tåle disse (Rørvik, 1983).

Bacheloroppgave ved HIØ 2014 omhandler hvordan en differensialsetning på 10 cm påvirker momentkapasiteten til en bru for henholdsvis limtre, stål og betong. Tabell 4.1 under viser hvordan en slik differensial setning påvirker bruene ut ifra materialvalg. Betong er det materialet som håndterer en slik endring dårligst og kapasiteten nærmer seg 100 %. Videre øker momentutnyttelsesgraden omtrent likt for stål og tre. Stål vil etter en slik belastning ligge på 67,5 % mens limtre vil ligge på 77,1 % i momentutnyttelsesgrad (Ask m.f, 2014).

Materialer	Limtre	Stål	Betong
Egenlast [kN/m]	1,01	1,65	52,7
Stivhet [EI] [kNm ²]	271900	462700	3703000
Moment før setning [kNm]	221,5	241,72	2044,02
Moment etter setning [kNm]	584,1	858,63	6981,36
Momentutnyttelsesgrad før setning	29,2 %	19 %	26,5 %
Momentutnyttelsesgrad etter setning	77,1 %	67,5 %	90,6 %
Økning av momentutnyttelsesgrad pga. setning	47,8 %	48,5 %	64,1 %

Tabell 4.1: Økning i moment ved 10 cm differensialsetning på henholdsvis limtre, stål og betong (Ask m.f, 2014)

4.3 Skjærfasthet og vanninnhold

Vanninnhold kan si noe om hvor egnet materialet er for å kunne benyttes til bygging.

Mengden av vann vil variere, og for norsk marinleire ligger vanninnholdet som regel på 25-55 %. Høyt vanninnhold vil kunne indikere lav skjærfasthet og at materiale er setningsømfintlig (V220, 2014).

Ved fastsetting av materialegenskaper trykkes prøven med enaksialt trykkapparat til brudd, og det bestemmes om leiren er bløt, middels bløt eller fast. Ut ifra bruddlasten bestemmes udrenert skjærfasthet C_{ut} (V220, 2014).

Leirtype	c_{ut} kN/m ²
Bløt	< 25
Middels fast	25 – 50
Fast	> 50

Tabell 4.2: Betegnelse av leire ut fra drenert skjærfasthet (HB V220, 2014)

Der skjærspenningen er like stor eller større enn skjærfastheten vil det danne seg et brudd i grunnen. Skjærfasthet beregnes i omrørt og uomrørt tilstand. Ved konusforsøk i omrørt (C_{uk}) og uomrørt (C_{uk}) kan forholdet mellom disse fortelle hvor sensitiv leireprøven er. (V220, 2014)

$$S_t = \frac{c_{uk}}{c_{uk}} \quad \text{Ligning (3)}$$

Betegnelse	Sensitivitet S_t
Lite sensitiv	< 8
Middels sensitiv	8 - 30
Meget sensitiv	> 30

Tabell 4.3: Betegnelse av leire ut fra sensitivitet (HB V220, 2014)

5 Kjørebruer på EPS

Kapittel 5 vil omhandle kjørebruerne i Norge som er fundamentert på EPS. Det vil bli gjennomgått geotekniske utfordringer, byggeprinsipper, tilstandsbeskrivelse og en beskrivelse av hvordan materialet har klart seg der det fremkommer i casestudiene.

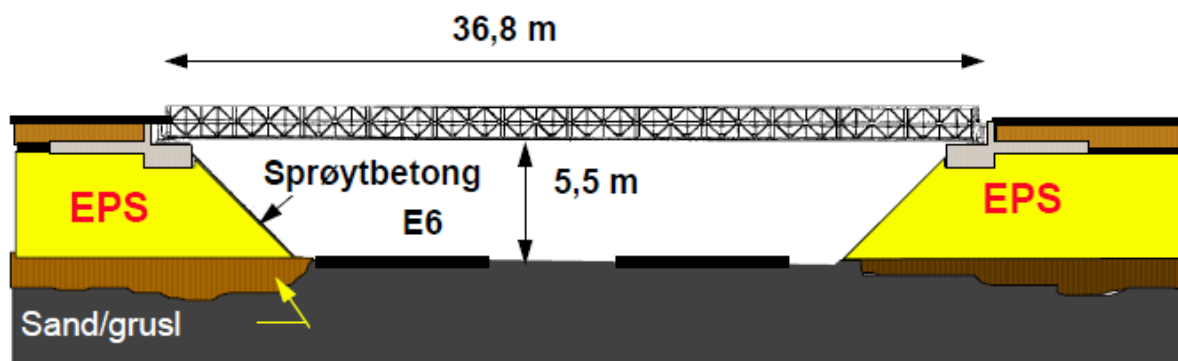
5.1 Løkkeberg bru

Innledning

I 1989 ble det etter høy ulykkesfrekvens besluttet å bygge om krysset E6 x Rv21. Dette var et plankryss som ble ombygget til planfritt. Denne ombyggingen ble en midlertidig løsning i forbindelse med utbygging av ny E6 og skulle kun vare i 3- 5 år. Dette var ikke tilfellet, og bruene ble ikke fjernet før åpning av ny Svinesundforbindelse i 2005. Ved og rundt Løkkebergkrysset består grunnen av materialer med lav bæreevne, og det ble forventet store setninger ved bygging av den planfrie kryssingen. Grunnet dette ble det bestemt at tilløpsfyllingen skulle bygges opp ved bruk av lette masser, og at landkaret skulle peles. Grunnen til at EPS ble valgt var at bruene kun var en midlertidig løsning, og at EPS blokkene derfor kunne brukes om igjen ved en senere anledning. Grunnet at bruene var midlertidig og at bruene var justerbar ble det også valgt å erstatte landkar på peler med landkar plassert direkte på EPS-fyllingen (Aabøe og Frydenlund, 2001).

Bygging og utførelse

Det ble benyttet en ett-felts Acrow stålbru med en totalvekt på 68 tonn. Bruene hadde et spenn på 36,8 m og en frihøyde på 5,5 m. Fyllingene som bruene lå an på er henholdsvis 4,5 og 5 m høye. Det ble benyttet EPS med trykkstyrke $\sigma = 240 \text{ kN/m}^2$ under brufundamentet. Videre ble det benyttet EPS med trykkstyrke $\sigma = 180 \text{ kN/m}^2$ i de resterende blokkene i øvre lag mens det ble benyttet EPS med trykkstyrke $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ i den delen som lå under betongplaten som



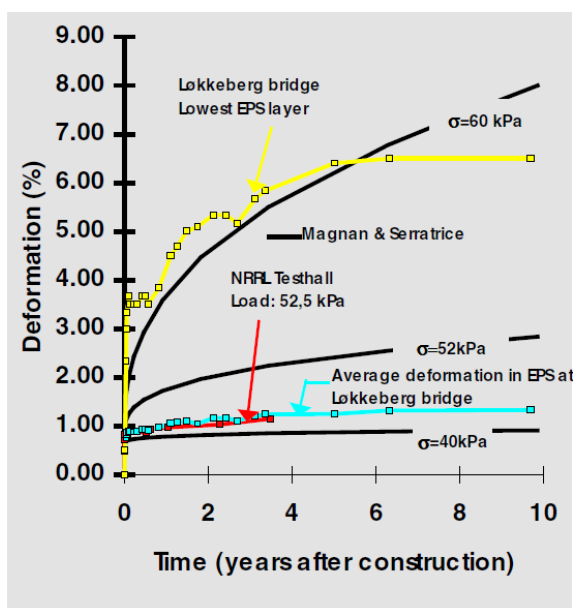
Figur 5.1: Lengde profil Løkkeberg bru (Aabøe og Frydenlund, 2001)

delte fyllingen i to. Topp fylling besto av en trykkplate med målene 7,4 x 7,5 m.

EPS-fyllingen ble dekket med jord på sidene og sprøytet med betong i front. Ved bygging av bruene ble det installert 4 teleskopmålere, ti jordtrykksmålere og to slangesetningsmålere for å måle deformasjon og spenningsfordeling i EPS-en (Aabøe og Frydenlund, 2001).

Deformasjon av EPS

På forhånd ble det beregnet at setningene inkludert deformasjonen i EPS-fyllingen ville bli på 30 cm. Bruene som i utgangspunktet var ment å vare 3-5 år oppnådde beregnet totalsetning på 30 cm etter 6 år. Bruene ble da jekket opp slik at bruene holdt tilstrekkelig fri høyde. Målinger fra de installerte sensorene viste at etter 12 år er det kun 6 cm deformasjon. Det vil si 1,3 % av total fyllingshøyde (Holte, 2002).



Figur 5.2: Krypdeformasjon i EPS (Holte, 2002)

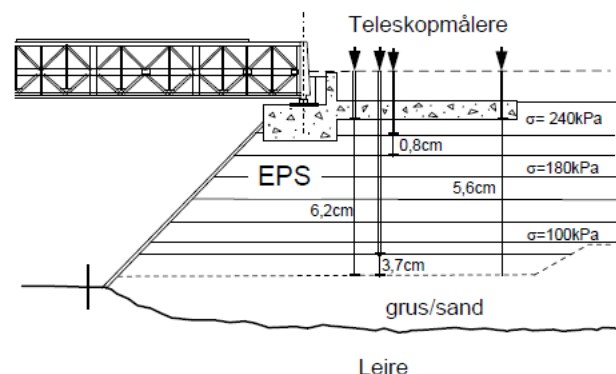
Figur 5.2 viser at største del av deformasjonen kom rett etter pålasting av selve bruene, og at den største deformasjonen oppsto i det nederste laget med EPS. I forhold til teoretiske verdier fra Magnan & Serratrice var den totale deformasjonen langt lavere enn beregnet, da det ble beregnet at EPS trengte en q_{dw} (dead weight/ nyttelast) = 60 kN/m².

Målinger viste at den øverste delen av EPS-fyllingen hadde en utnyttelse av EPS trykkstyrken på 25 %, mens det nederste laget med EPS hadde en utnyttelse på 60 % (Holte, 2002).

Vurdering

I internrapport 2209 konkluderes det med at fundamenteringsmetoden og utførelsen både er riktig og god etter 12 år i drift. Bruene ble fortsatt brukt i 4 år til etter gjennomgang gjort i

Instrumentering og oppfølging



Figur 5.3: Deformasjon i EPS lag (Aabøe og Frydenlund, 2001)

internrapport 2209 og publikasjon no. 100. Etter demontering av bruene ble de hele blokkene fra fyllingen transportert inn på E6 prosjektet for så å bli brukt ved Grimsøyveien bru (Holte, 2002) (Aabøe og Frydenlund, 2001).

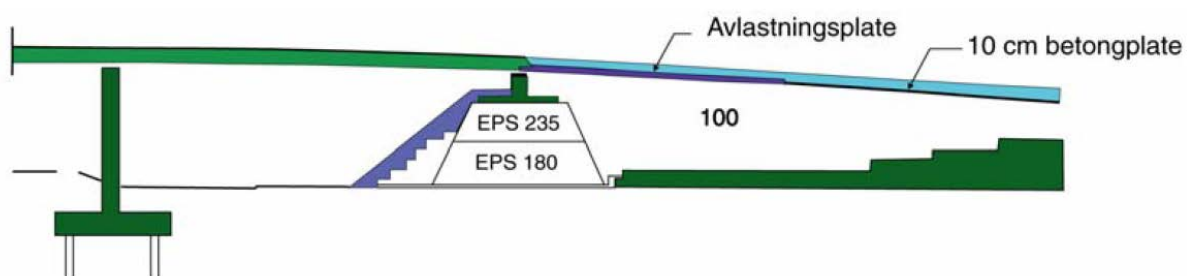
5.2 Hjelmungen Bru

Innledning

Hjelmungen bru ligger syd i Østfold og krysser E6 cirka 3 km nord for Løkkebergkrysset. Grunnen her består av sensitiv bløt marin leire i en dybde på 11-14 m. Da bruene ble bygget i 1992, ble landkarene bygd opp av dels tradisjonelle masser samt knuste lekablokker i en høyde på 5 m. Bruen består av tre spenn over en total lengde på 54 m. Ved en rutinekontroll av bruene i 1994 viste det seg at de hadde påløpt store setningsskader på 60 cm, og at landkaret hadde forskjøvet seg slik at det hadde skadet bruene. Bruene ble videre overvåket, og det ble slått fast at oppbygningen av fyllingen hadde en høyere vekt enn først antatt. Det ble bestemt av en reduksjon på 30-40 kN/m² var nødvendig for å stabilisere bruene. Grunnet gode erfaringer med EPS benyttet ved Løkkebergkrysset ble EPS benyttet for å avlaste grunnen ved Hjelmungen. Før utbedring ble det målt en setningshastighet på 10 cm per år (Aabøe og Frydenlund, 2001).

Bygging og utførelse

Ved utbedring av landkarene ble bruene jekket opp, og et landkar ad gangen ble bygget opp med EPS-blokker. I de øverste 3 lagene med EPS ble det benyttet EPS med trykkstyrke $\sigma = 235 \text{ kN/m}^2$. Videre ble det benyttet EPS med trykkstyrke $\sigma = 180 \text{ kN/m}^2$. I resten av fyllingen ble det benyttet EPS med trykkstyrke $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$.

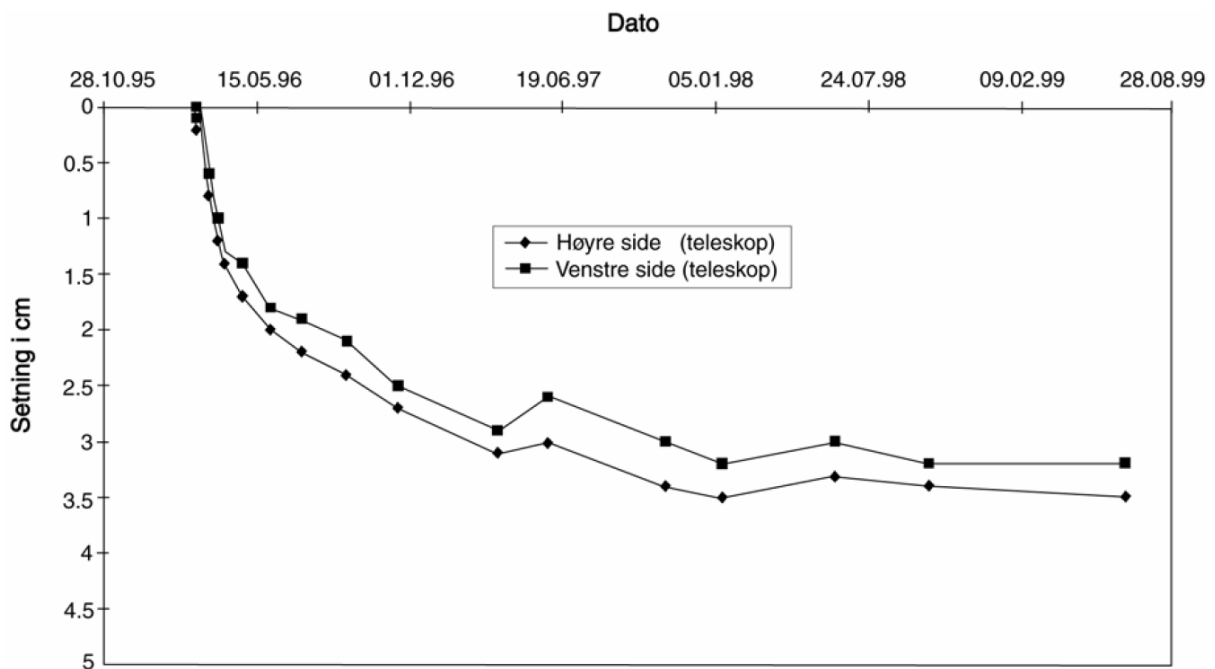


Figur 5.4: Prinsippkisse for refundamentering av Hjelmungen bru (Aabøe og Frydenlund, 2001)

Materialkvaliteten ble valgt på bakgrunn av at permanent last ikke skulle overstige 30 %. For å kontrollere effekten av den nye fyllingen ble vekten av den opprinnelige fyllingen målt (Aabøe og Frydenlund, 2001).

Deformasjon av EPS

Som på Løkkeberg bru ble også Hjelmungen bru instrumentert med slangesetningsmålere og teleskopstenger, samt at det ble plassert ut et niveleringspunkt på topp dekke. Etter 5 år ble det observert at deformasjonen som er målt i EPS-fyllingen var på 3,5 cm, noe som tilsvarer 0,7 % av fyllingshøyden (Aabøe og Frydenlund, 2001).



Figur 5.5: Registrert deformasjon i 5m EPS (Aabøe og Frydenlund, 2001)

Vurdering

Det konkluderes med i internrapport 2209 at prosjektet med å rehabilitere fyllingene under landkar har lyktes (Aabøe og Frydenlund, 2001).

5.3 Grimsøyveien bru

Innledning

Grimsøyveien bru ligger syd i Østfold og krysser E6 cirka 4 km nord for Løkkebergkrysset. Bruen var en midlertidig løsning i forbindelse med utvidelsen av E6 fra 2 til 4 felt, og var en 30 m ett-felts bru fundamentert på en 4,5 m høy EPS-fylling. Området består av grunn med lav bærekapasitet, og fundamentering var kun aktuell på peler eller EPS. Det ble bestemt at det skulle benyttes gamle blokker fra fyllingen ved Løkkeberg bru (Aabøe og Frydenlund, 2011).

Bygging og utførelse

Løsningen med å benytte EPS var ikke planlagt fra starten av, men kom som en idé fra entreprenøren rett før bygging. EPS-fyllingen ble ikke instrumentert på samme måte slik som ved de to foregående tilfellene men deformasjon i fyllingen og setninger i grunnen ble målt (Aabøe og Frydenlund, 2011).



Figur 5.6: Grimsøyveien bru (Aabøe og Frydenlund, 2011)

Deformasjon av EPS

Gjennom de utførte målingene ble det observert en deformasjon på 2,5 cm, dette tilsvarer en deformasjon på 0,5 % av fyllingens høyde.

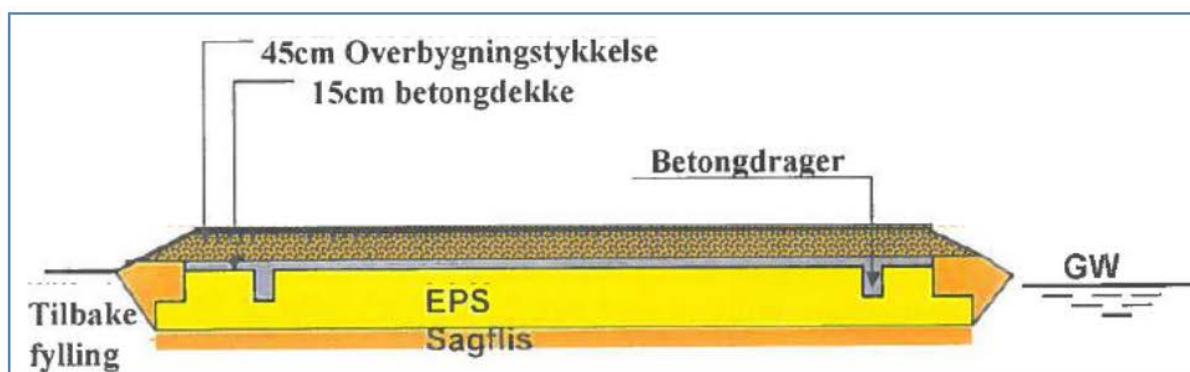
5.4 Myrbru ved Sygna

Innledning

Ved utbedringer av Fv. 610 i Sogn og Fjordane ble det i 1983 for første gang bygget en myrbru. Denne er også den eneste myrbruen som er bygget i Norge. Prosjektet gikk ut på å utbedre Fv. 610 slik at linjeføringen ble mer akseptabel, bæreevnen ble økt samt at vegen skulle legges utenom gårdstun. Bæreevnen til vegen var på dette tidspunktet 3 tonn tillatt aksellast. På en del av strekningene, nærmere bestemt mellom profil 5865 – 6065, ligger det en myr, noe som skapte problemer da grunnen ikke kunne bære en tradisjonell vegkropp. Det ble vurdert flere alternativer. Blant annet å fylle myren med sprengtstein, utskifting av masser, legge vegen på treflåte og delvis neddykket EPS (Hermansen, 2012).

Bygging og utførelse

Det ble bestemt at vegen skulle legges på delvis neddykket EPS. Dette konseptet omtales som en myrbru. Det er en mellomting mellom en tradisjonell EPS-fylling og en bru. Dette blir definert som en avansert EPS fylling (Hermansen, 2012).



Figur 5.7: Tverrprofil av myrbruen på Fv. 610 i Sogn og Fjordane (Hermansen, 2012)

Myrbruen ble bygget ved at det ble trauet til en dybde på 2 m. Under EPS-fyllingen ligger det et lag med sagflis. I ytterkant av topp fyllingen ble det støpt sementdrager for avstivning og et 15 cm betongdekke over EPS-fyllingen. Benyttet EPS kvalitet var $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$.

Beregninger viste at selv med den kompenserte effekten EPS-fyllingen ga var vekten av konstruksjonen tyngre enn den opprinnelige massen. Dette kunne bøtes på ved å benytte oppdriftskreftene i EPS-en. Beregninger viste at ved å la EPS-en ligge 32,8 cm under grunnvannstand, ville dette være tilstrekkelig for å sikre vegen mot setninger. Videre

beregninger viste at grunnvannstanden ikke kunne variere med mer enn 20-30 cm. Hvis så ble tilfelle, kunne vegen risikere å flyte opp eller at vegen ville få setninger (Hermansen, 2012).

Testing av EPS

Det har ved 2 anledninger blitt gjort uttaging av prøver fra EPS-en som er benyttet på strekningen, en i 1992 og en i 2012. Ved begge anledningene ble EPS-materialet testet for densitet, trykkstyrke og vanninnhold ved Statens vegvesen sitt laboratorium i Oslo. Prøvene testet i 1992 viste en gjennomsnittlig trykkstyrke på 131 kN/m² med et vanninnhold på henholdsvis 6,9 % og 9,9 % for prøver tatt over og under grunnvannstand med et totalt snitt på 8,6 %. Gjennomsnittlig trykkstyrke er 31 kN/m² høyere enn dimensjonerende benyttet trykkstyrke i fyllingen. 31 EPS-terninger ble testet. Internrapport nr. 1646 sier at en grunn til at dimensjonerende trykkstyrke og målt trykkstyrke varierte såpass mye kan være at EPS-blokkene var relativt ferske ved legging, og at endringer i den kjemiske strukturen kan forekomme de første ukene etter produksjon (Hermansen, 2012).

Lag nr.	Prøve nr.	Dybde under topp EPS lag cm	Våt vekt g	Tørr vekt g	Vanninnhold		Tørr densitet kg/m ³	Våt densitet Målt kg/m ³	Våt densitet • kg/m ³	Gj.snittlig trykkstyrke kN/m ²	
					Volum %	Vekt %					
1	1A	10	97,6	34	3,9	187,1	21	60,3	57,4	114,0	
		20	116,3	31,6	6,5	268,0	24,2	89,1	73,6		
		30	132,8	25,6	9,0	418,8	21,5	111,5	103,8		
		40	135,2	25	8,7	440,8	19,7	106,5	108,2		
	1B	10	220	79	3,8	178,5	21,5	59,9	55,7	132,8	
		25	358	90	6,8	297,8	22,7	90,3	79,6		
		40	398	83	8,0	379,5	21	100,7	95,9		
	1C	25	4042	925	7,4	337,0	21,9	95,7	87,4	101,8	
	2	2A	60	720	147	7,5	389,8	19,2	94,0	98,0	139,2
			70	1170	206	11,1	468,0	23,7	134,6	113,6	
80			1000	172	11,1	481,4	23,1	134,3	116,3		
90			638	140	7,4	355,7	20,8	94,8	91,1		
2B		75	1830	381	8,7	380,3	22,9	110,0	96,1	168,0	
2C		60	820	154	8,5	432,5	19,7	104,9	106,5	145,3	
		70	1024	160	12,1	540,0	22,4	143,4	128,0		
2D		75	875	139	10,4	529,5	19,6	123,4	125,9	113,1	

Tabell 5.1: Måledata fra prøvene høsten 1992, fra myrbruen på Fv. 610 (Hermansen, 2012)

Ved prøvetakingen i 2012 ble det hentet ut 15 prøver som ble testet ved laboratoriet i Oslo. Prøvene viste en gjennomsnittlig trykkfasthet på 100 kN/m². Det ble målt et gjennomsnittlig vanninnhold på 7,58 %. Det bemerkes at dimensjonerende trykkstyrke ved 5 % deformasjon har et avvik på 31 kN/m² mellom de to utførte prøvetakingene (Hermansen, 2012).

Blokknr.	Dybde under betgdekke cm	Masse våt gram	Masse tørr gram	Volum cm ³	Våt densitet kN/m ³	Start dybde u. gr.vannst. cm	Densitet kN/m ³	Tr.styrke 5% def. kN/m ²	Vanninnhold %
1	7-12	11,41	2,62	125	91,3	7	21	98,6	7
	7-12	12,45	2,68	131,3	94,8	7	20,4	99,2	7,4
	21-26	12,45	2,65	128,8	96,7	21	20,6	105,5	7,6
	21-26	12,25	2,63	127,5	96,1	21	20,6	103,4	7,5
	38-43	13,11	2,63	126,3	103,8	38	20,8	99,9	8,3
	38-43	13,24	2,55	125	105,9	38	20,4	99,7	8,6
2	55-60	11,43	2,78	131,3	87,1	55	21,2	107,6	6,6
	55-60	11,38	2,69	126,3	90,1	55	21,3	105,9	6,9
	70-75	12,22	2,8	127,5	95,8	70	22	114,8	7,4
	70-75	12,95	2,95	128,8	100,5	70	22,9	122,3	7,7
	90-95	11,93	3,06	127,5	93,6	90	24	127,1	6,9
	90-95	11,91	3,06	125	95,3	90	24,5	126,4	7,1
3	5-10	13,56	2,8	127,5	106,4	5	22	105,6	8,4
	24-29	12,49	2,61	121,3	103,0	24	21,5	112,5	8,1
	40-45	12,38	2,67	122,5	101,1	40	21,8	103	7,9

Tabell 5.2: Resultatene fra lab etter prøver fra EPS-myrbruene på fv. 610 i Sogn og Fjordane (Hermansen, 2012)

Vurdering

Masteroppgave utført av Simen Hermansen i 2012 konkluderer med at etter 40 år med bruk av EPS, viser tester utført på EPS i eksisterende fyllinger ingen tegn til at materialet svekkes over tid. Utover dette konkluderes det i masteroppgaven fra 2012 med at det er ingen tegn til nedbrytning av materialet, og at vegen ser bra ut (Hermansen, 2012).

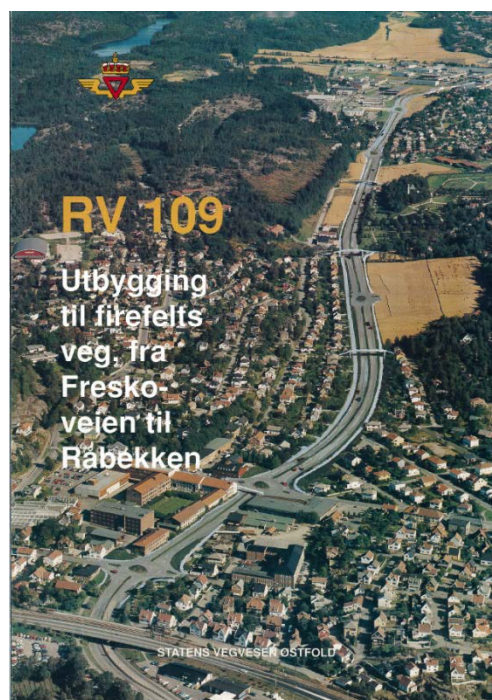
Del C: Evaluering av bruer

6 Evaluering av gangbruene på Fv. 109 i Fredrikstad

Kapittel 6 omhandler de 4 gangbruene på Fv. 109 i Fredrikstad mellom Freskoveien og Råbekken, og det vil bli gjort en vurdering av disse. Det har ikke vært mulig å ta ut prøver. Ei heller er disse fyllingene instrumentert slik de beskrevne bruene i kapittel 5 er. Vurderinger som er gjort bygger på erfaringsbaserte tall fra tidligere casestudier, teoretiske beregninger, innmålinger, geotekniske rapporter og visuelle betraktninger.

6.1 Innledning

Vinteren 1991-1992 startet utbyggingen av Fv. 109 fra Freskoveien til Råbekken. Prosjektet gikk ut på å utvide den eksisterende vegen fra 2 til 4 felt, i tillegg skulle det etableres 2-sidig gang- og sykkelveg langs vegen. Videre skulle det anlegges et nytt vann- og avløpssystem langs hele strekningen. Byggeplanen fra Freskoveien til Råbekken var delt inn i 2 ved Høiendal. Del 1 går fra profil nummer 400 til 2700 og Del 2 fra profil 2700 til 4100. Hassingen, Skovbøle og Leie befinner seg alle innenfor del 1, mens Høiendal befinner seg helt i begynnelsen av del 2 i profil 2730.



Figur 6.1: Flyveblad fra Statens vegvesen

I forbindelse med utbyggingen av den eksisterende vegen ble det utført felt og laboratorieundersøkelser. Det er utført sonderinger, dreietrykksonderinger, prøvetaking, vinge boring og poretrykksmålinger. Det er også utført en vurdering av skråningsstabilitet. Videre har det blitt utført treaksial og ødometerforsøk på prøver ved Loyds ved profil 3650 i 2 år. Aktuelle geotekniske rapporter vil være Bd150b-2 datert 1995, Bd150 datert 1990 og Bd150b datert 1992. Det finnes også en geoteknisk rapport B-248 A fra tidligere arbeid langs strekningen. Denne er datert 1980 og inneholder beskrivelse av grunnforhold og resultater fra dreiesonderinger. Rapport B 248A-2 vil inngå som et supplement til de 3 bruene plassert i del 1, og den vil bli brukt som grunnlag for Høiendal bru da de tidligere nevnte rapportene ikke dekker det området.

Rapport Bd150 forteller at for det meste inneholder silt og leire under 1-2 m med tørrskorpeleire. Ved Høiendal er det et topplag med sand i en dybde på 5-6 m. 30 m fra Høiendal bru går de bløte og mer finkornede massene helt opp til overflaten. På resten av delstrekningen er det liknende avsetninger. Dybden av sandlaget varierer mellom 2-3 m, og den totale dybden av løsmasser varierer opp mot 20 m.

I 1995 ble det bygget 4 gangbruer i Fredrikstad som krysser Fv. 109 (tidligere Rv.). 2 av disse bruene Skovbøle og Leie er kompensert fundamentert på EPS-fylling (direkte fundamentert). Høiendal bru er direkte fundamentert på såle mens Hassingen er fundamentert på peler til fjell.

Fundamentering landkar Bru	Direkte fundamentering - såle	Direkte fundamentering - kompensert fundamentering	Dypfundamentering - peler
Hassingen bru			X
Skovbøle bru		X	
Leie bru		X	
Høiendal bru	X		

Tabell 6.1: Oversikt over landkarenes fundamenteringsmetode

6.2 Innmåling og utførelse

12. november 2015 var kandidaten og stikningsingeniør på befaring og målte inn de 4 bruene. Innmålingene har en nøyaktighet på +/- 1-2 mm, og for denne oppgaven vil jeg karakterisere det som bra. En uke før innmålingene var stikningsingeniøren ute og plasserte ut fastmerker ved alle de 4 bruene.

Hver enkelt bru ble innmålt med mellom 30-35 punkter. De viktigste og enkleste punktene for sammenligning med de opprinnelige høydene fra 1995 ble det innmålt på bærende materiale, stålbukk og lastblokk. Gangbanen ble også innmålt med en avstand på 1-2 m mellom punktene.

Den 30 november 2015, ble det utført en befaring nummer 2 for å gjennomføre en kontrollmåling av punkter som virket å være feil. I tillegg til dette ble det også denne gangen målt med tommestokk der det var synlige setningsskader på tilløpsfyllingen ved Hassingen. Ved Hassingen eksisterer det målinger fra tidligere slik at det er mulig å se utviklingen i setningsskader.



Figur 6.2: Innmåling av bærende

De innmålingene som er utført er ikke direkte sammenlignbare med de innmålte høydene fra da bruene ble bygget i 1995. Bruene ble innmålt etter den da nybygde vegen, så hvorfor dette ikke stemmer kan ikke vites. De innmålte dataene har koordinatsystem NN2000, mens dataene fra 1995 er i koordinatsystem NN54. De innmålte dataene fra befaringen har blitt transformert med programmet GIS-trans. Likevel er ikke dataene direkte sammenlignbare. En av forklaringene på dette kan være at bruene har blitt innmålt etter vegens senterlinje.

Høydene på denne senterlinjen kan være feil, eller at det har forekommet byggeavvik. Dette tatt i betraktning skal fortsatt differansen Δh mellom fundamentene være like, sammenlignet med høyder fra befaring og bygging. Det vil si at differansen Δh mellom for eksempel fundament B og fundament C skal være lik. Vedlegg 2 viser K-tegning med kotehøyder på fundamenter og lengder i mm av materialene som er benyttet.

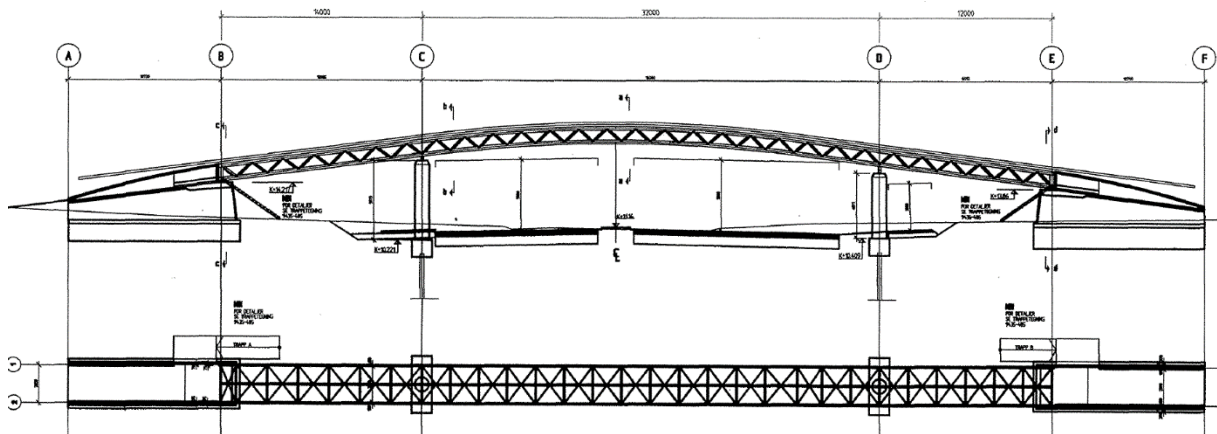
6.3 Hassingen bru (peler)



Figur 6.3: Bilde av Hassingen bru

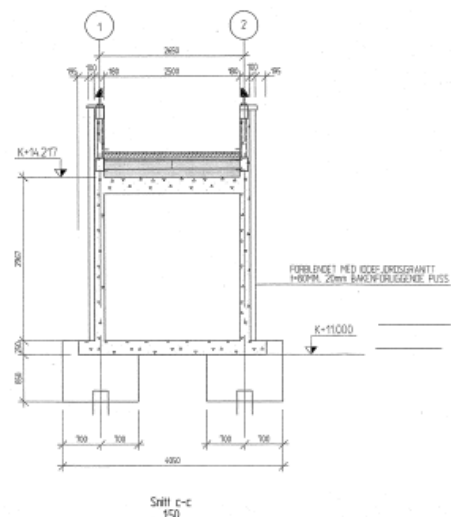
6.3.1 Teknisk data

Gangbruen ved Hassingen er den sydligste av de 4 bruene og er plassert i profil 650 (rapport B 248A-2) og profil 590 (rapport Bd150b) i kilometreringsretningen fra syd mot nord.



Figur 6.4: Teknisk tegning av Hassingen bru

Byggverk:	Fagverk
Konstruksjonsmateriale:	Stål
Landkartype:	Forblendet betong
Landkarfundament:	Betongpeler
Pilarfundament:	Betongpeler
Pilarmateriale:	Betong
Spennvidde:	14 – 32 – 12, totalt 58 m

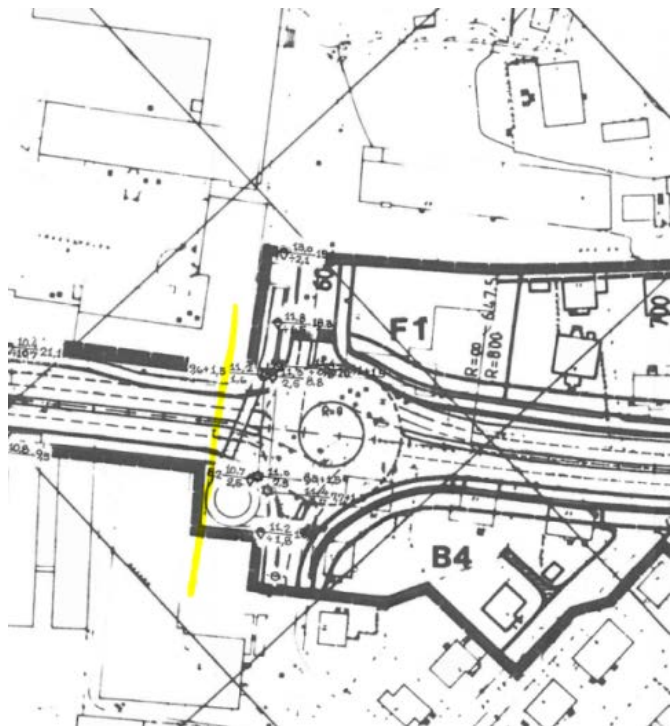


Figur 6.5: Snitt Hassingen bru

6.3.2 Geotekniske forhold

Geoteknisk rapport

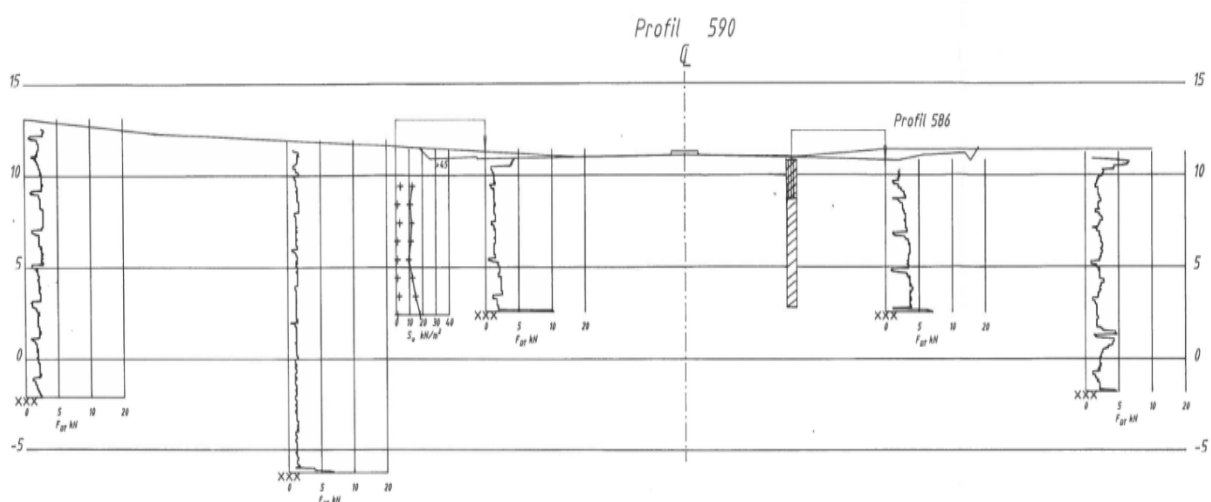
De utførte boringene ved Hassingen bru viser at fjellet ligger i en dybde fra 7-15 m. Hvorpå fjellet ligger grunnest øst for bruene. Det er i dette området utført dreiesonderinger, dreietrykkssonderinger, vingeboringer og materialundersøkelse. I figur 6.6 vises det et utsnitt av planområdet med utførte geotekniske undersøkelser. Bruen er her illustrert med den gule linjen plassert ca i profil 590.



Figur 6.6 Utklipp av lokasjon Hassingen

Resultat av boringer

Det er registrert noe tørrskorpelire ved 2 av prøvene. Ved østsiden av bruene registreres det noe fastere lag før fjell. En analyse av dreietrykkssonderingene tyder på at grunnen består av silt og leire. Vingeboringen viser en udrenert skjærfasthet på cirka 10 kN/m² i topp for så å øke til opp mot 20 kN/m² de siste 3 m før fjell.



Figur 6.7: Tverrprofil ved profil 590 med resultat av prøvene Hassingen,

Materialprøve

I det øverste laget finner vi siltig leire ned til 2-3 m. Vanninnholdet er noe lavere i det øverste laget rundt 30-35 %, mens det i de dypereliggende lagene med henholdsvis leire og kvikkleire er noe høyere vanninnhold, rundt 40 %. Skjærstyrken i det øverste laget varierer fra 50-80 kN/m², mens det for de nedenforliggende lagene har en betydelig lavere skjærstyrke på 10-15 kN/m². Densiteten ρ ligger mellom 17,5 og 19 kN/m³. S_t - verdien er høy noe som betyr at massene er meget sensitive.

Oppdr.nr. : BD150B														
Prøveserie: 586 15MH														
Analyseår: 1992														
Prøvetøker: N6I 54MH														
Dybde 1 m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ kN/m ³	S_t	Skjærstyrke kN/m ²						
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1	SILTIG LEIRE	B30				17.8								
2	"	B30				18.5								
3	LEIRE	B31				18.8								
4	"	B32				17.8	15							
5	"	kvikk B33				18.5	28							
6	"	kvikk B34				18.2	77							
7	"	kvikk B35				18.3	101							
8	"	kvikk B36				18.0	103							

Figur 6.8: Resultat av materialprøve Hassingen

6.3.3 Skadekartlegging og datasammenligning

Visuelle skader

Begge sider av bruene hadde store skader i tilløpsfyllingen og inn mot landkar. I overgang landkar – tilløpsfylling var det et tydelig brudd, se figur 6.10. Det kan virke som om utførende entreprenør har bevisst valgt å legge en fuge i denne overgangen slik at bruddet ble et ``rent`` brudd. I figur 6.9 kan vi se store skader, men her er ikke overgangen fuget og skadene ser betydelig verre ut. Det kan også tilføyes at rekkverket i figur 6.9 er borte mens det fortsatt er i funksjon i figur 6.10. Som vi kan se av figurene har fugene sprekt og forblendingssteinene har løsnet flere steder. Dette som et resultat av setningsskader. Det skal også tilføyes at forblendingssteinene kan ha løsnet grunnet andre årsaker som vinterdrift og forvitring, men det er trolig ikke tilfellet her.

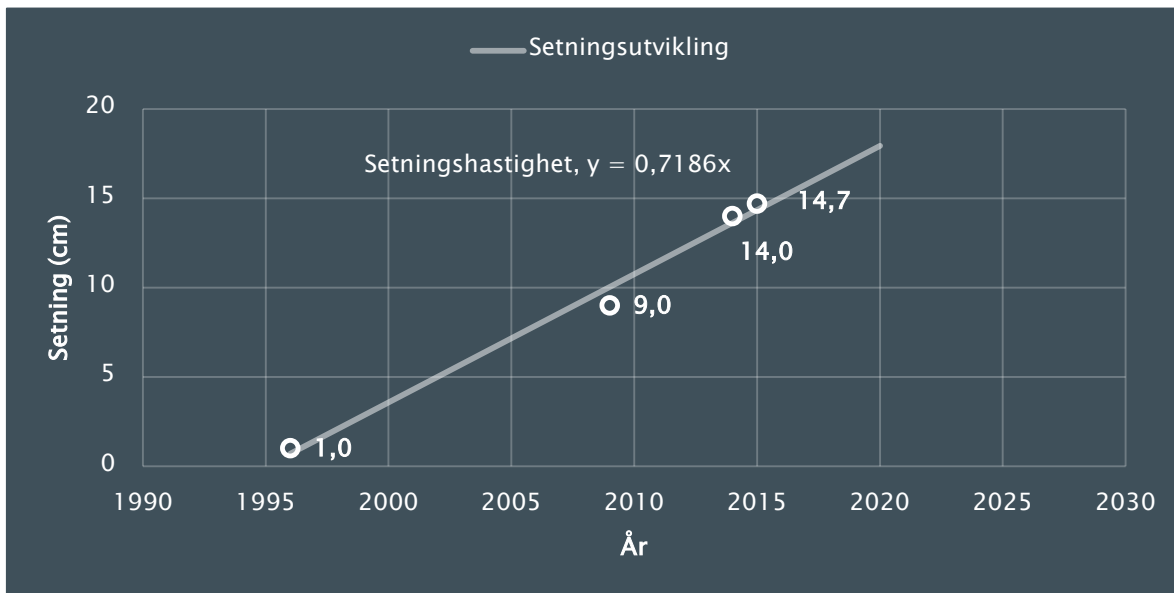


Figur 6.9: Bilde av østre landkar Hassingen
Manuelt målte skader



Figur 6.10: Bilde av vestre landkar Hassingen

I tillegg til innmålingen har det ved Hassingen bru blitt utført manuelle kontrollmålinger i 1996, 2009 og 2014. Ved å ta et nytt mål kan vi se at setningen fortsetter å øke, og at setningshastigheten holder seg stabil. Figur 6.11 viser tidligere verdier sammen med ny målt verdi samt en trendlinje som strekker seg frem til 2020. Det er ingen tegn til at setningen har slakket av og det er rimelig å anta at innen 2020 vil setningsdifferansen her være ca. 18 cm forutsatt en lineær utvikling. Den lineære utviklingen tilsier at setningshastigheten er 0,7 cm per år.



Figur 6.11: Manuelt målte verdier fra 1996 til 2015 med trendlinje vestre landkar Hassingen

Sammenligning av høydedata

I tabellen 6.2 under er originale kotehøyder og innmålte høyder av bærende opplegg presentert. De bærende punktene som er innmålt er stålbukk og lastblokk.

Akse (figur 6.4)	B	C	D	E
Opprinnelig kotehøyde (m.o.h)	14.217	16.114	15.950	14.679
Innmålt høyde (m.o.h)	14.404	16.375	16.229	14.935

Tabell 6.2: Høyder på bærende konstruksjonsdel Hassingen

I tabell 6.3 under er Δh beregnet for hvert punkt, den høyeste kotehøyden er subtrahert med den laveste for å få en positiv verdi. Videre er den innmålte høyden subtrahert med den opprinnelige høyden. Dette medfører at en positiv verdi vil indikere at avstanden mellom punktene har økt mens en negativ verdi indikerer at avstanden mellom punktene har minket.

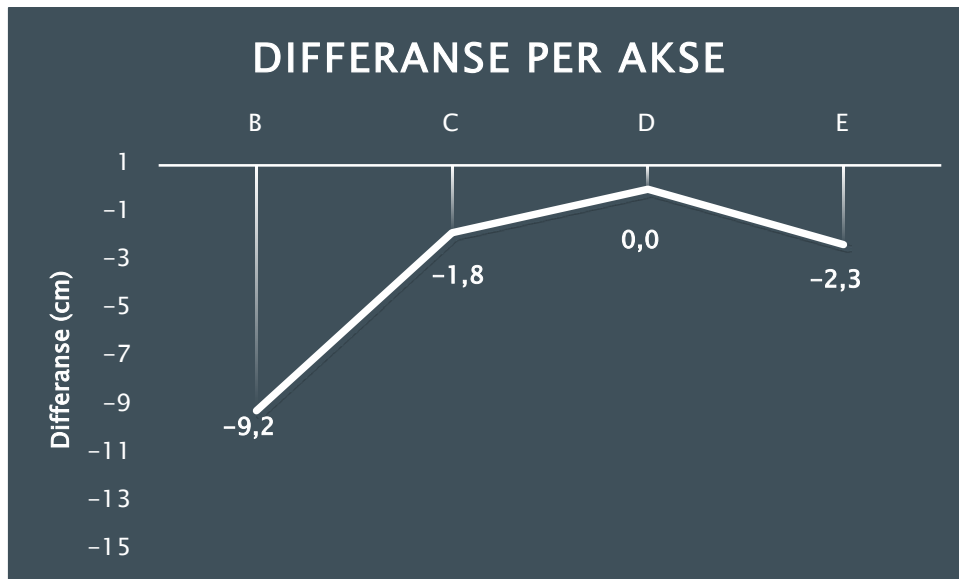
Akse (figur 6.4)	B-C	B-D	B-E	C-D	C-E	D-E
Opprinnelig differanse (m)	1.897	1.733	0.462	0.164	1.435	1.271
Innmålt differanse (m)	1.971	1.825	0.531	0.146	1.440	1.294
Sum differanse (m)	0.074	0.092	0.069	-0.018	0.005	0.023

Tabell 6.3: Beregnet differanse mellom fundamentene Hassingen

Basert på at de innmålte høydene har en feilmargin på +/- 2 mm og at kotene fra 1995 er korrekte viser tabell 6.4 under differansen for hvert punkt. Grunnet at dataene fra 1995 og 2015 ikke er direkte sammenlignbare, og at utregningene er differansebasert vil det være nødvendig med et nullpunkt. Det betyr at det punktet som har verdien null ikke nødvendigvis ikke har noen form for differanse, men det kan ikke medregnes her. Hvis det fiktive nullpunktet hadde hatt en verdi måtte den blitt addert til alle beregnede punktene i tabell 6.4 For beregning av differanse se vedlegg 4.

Akse (figur 6.4)	B	C	D	E
Differanse (cm)	-9.2	-1.8	0.0	-2.3

Tabell 6.4: Beregnet differanse 1995 og 2015 Hassingen



Figur 6.12: Differanse fordelt per fundament Hassingen

Ut ifra de beregningene som er utført ser vi at det er en stor differanse i landkar øst – punkt B på 9,2 cm. Punkt C har en differanse på 1,8 cm mens landkar i vest, punkt E, har en differanse på 2,3 cm.

6.3.4 Vurdering av bruene

De Geotekniske forholdene på stedet er av en slik karakter at det var nødvendig å fundamenterer landkarene på enten peler eller med kompensert fundamentering. Gjennom området ved Hassingen går det en ile som drenerer ut grunnvannet, noe som stemmer overens med de registrerte områdesetningene (m.k Rukke, 2016). Ved visuelle betraktninger ser bruene hele ut og fundamentering på peler til fjell har vært vellykket som sådan når det ses bort ifra de forlengede landkarene/tilløpsfyllingene. Landkarene er fundamentert på støpt plate som er fundamentert til fjell, men på grunn av feil i høydegrunlaget ble det ved bygging nødvendig å øke høyden på landkaret samt at det måtte forlenges (m.k Lerfaldet, 2016). Dette medførte at den delen av landkaret som ble forlenget ikke er fundamentert på peler men i stedet er direkte fundamentert på EPS. Dette har ikke vært heldig for bruene da det peledde landkaret og den direkte fundamenterte delen av landkaret ikke henger sammen. Av figur 6.11 vises det at differansen her er 14,7 cm og økende. Den direkte fundamenterte delen av landkaret har en setning som i stor grad skyldes områdesetningene, slik at det har oppstått en differensialsetning i overgangen mellom pelet landkar og direkte fundamentert landkar/tilløpsfylling.

Andre årsaker som kan ha medvirket til at en slik setningsdifferanse har oppstått er den høye sensitiviteten som er registrert. Det er registrert en S_t verdi mellom 18 og 183 altså meget sensitiv kvikkleire, slik at ved nedregning av peler kan grunnen ha blitt noe omrørt.

Videre ses det også at det er registrert noe tørrskorpeleire med lave verdier cirka 50-80 kN/m² rundt Hassingen bru og at vanninnholdet ligger rundt 35 % helt opp i dagen. Det vurderes som om at flere av faktorene kan spille inn men at hovedgrunnen til de visuelt registrerte setningene skyldes grunnvandsdrenering sammen med pelet landkar og direkte fundamentert landkar/tilløpsfylling.

Ut ifra de gjennomgåtte casestudiene utført i kapittel 5 stilles det spørsmålsteget ved hvorfor ikke hele landkaret ble lagt på EPS fylling, da dette ville forhindre setninger som ofte oppstår i overgang landkar/ tilløpsfylling. Tidligere studier med langt større laster har vært vellykket fundamentert på EPS fylling.

Ved sammenligning av høydegrunnlag ble det avdekket avvik i størrelsesorden fra 1,8 cm til 9,2 cm. Dette er endringer av kotehøyde på lastblokk og stålbukk. Fundamenteringen består, som nevnt tidligere, av peler til fjell. Differansen på de sammenlignede dataene indikerer at pelene kan ha fått en skade, enten under utsetting eller over tid. Det kan forekomme at pelen ikke entrer fjell ved utsetting slik at pelen vil kunne skli på fjellet inntil den ikke har kontakt med fjellet og svever i løsmassene. En annen mulig årsak kan være at pelen er rammet litt skrått slik at de horisontale kreftene blir for store og pelen vil kunne knekke ut. Det finnes svært få eksempler på slike skader. En av grunnene til dette er at det er utført få fullskalastudier av problematikk knyttet til knekking (Sjødis, 2012). Det er liten sannsynlighet knyttet til skader på peler og så når dybden til fjell kun er 7-15m og lastene er av beskjedne karakter. Det vil nesten være utenkelig at alle pelene ved Hassingen skulle ha hatt skader. Det er gjort ett større stykke arbeid med innmålingen og sammenligningen av høyder slik at dataene skal stemme. Det konkluderes derfor med at datasammenligningen ikke kan benyttes for å si noe om eventuelle setninger ved Hassingen men at det heller sier noe om byggeavviket eller kvaliteten på ferdig innmålte bruer.

Det anbefales imidlertid å følge opp bruene videre og at det arbeidet som er gjort med dataene kommer til nytte ved en senere evaluering. Utenom de registrerte skadene på tilløpsfyllingen/ direkte fundamentert landkar konkluderes det med at fundamentering har vært både riktig og god.

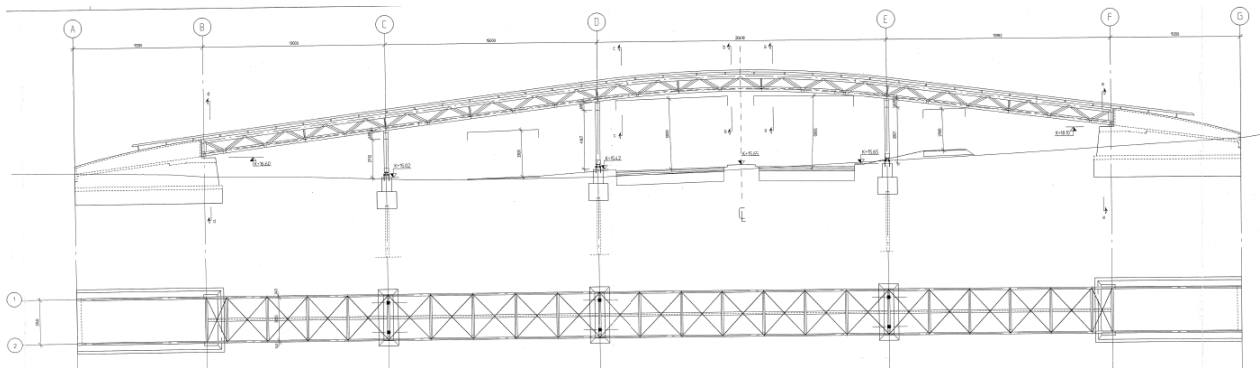
6.4 Skovbøle bru (EPS)



Figur 6.13: Bilde Skovbøle bru

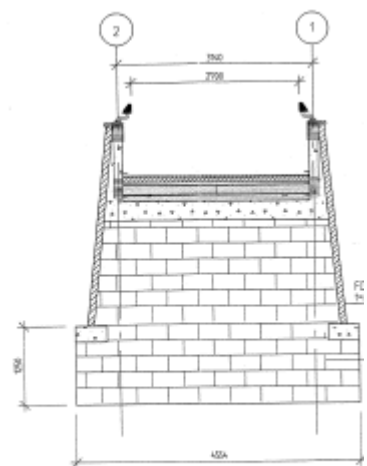
6.4.1 Teknisk data

Gangbruen ved Skovbøle er den nest sydligste av de 4 bruene, og er plassert i profil 1100 (rapport B 248A-2) og profil 1015 (rapport Bd150b) i kilometreringsretningen fra syd mot nord.



Figur 6.14: Teknisk tegning av Skovbøle bru

Byggverk:	Fagverk
Konstruksjonsmateriale:	Limtre/Stål
Landkartype:	Forblendet betong
Landkarfundament:	kompensert fundamentering på EPS
Pilarfundament:	Ukjent
Pilarmateriale:	Limtre
Spennvidde:	13 – 15 – 20,6 -16, totalt 64,6 m



Figur 6.15: Snitt Skovbøle

6.4.2 Geotekniske forhold

Geoteknisk rapport

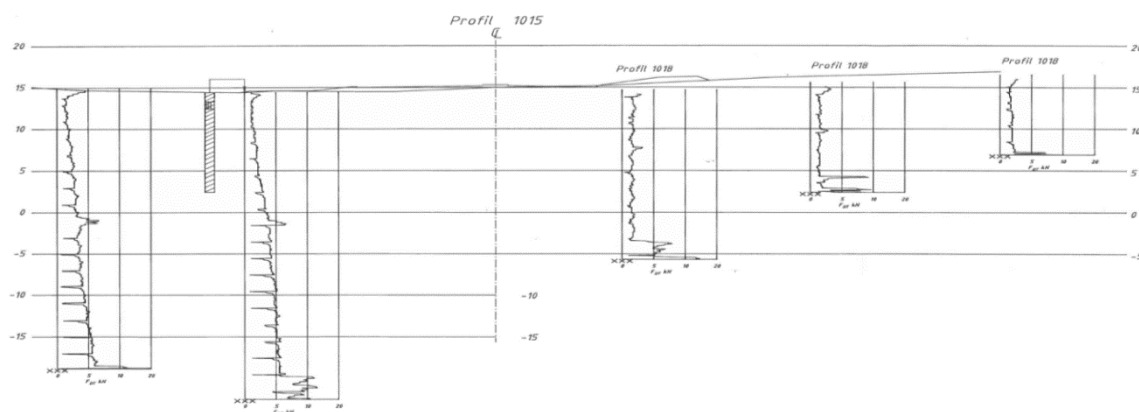
I området ved og rundt der bruene er lokalisert er det utført dreiesonderinger, dreietrykksonderinger og materialprøver. Boringer viser at det er varierende avstand til fjell mellom 10 og 40 m, hvorpå fjellet skråer fra øst mot vest. Figur 6.16 viser utsnitt av planavgrensningen med utførte boringer. Bruen er her illustrert med den røde linjen i profil 1015.



Figur 6.16: Utklipp av lokasjon Skovbøle

Resultat av boringer

De utførte prøvene i figur 6.17 viser at den østlige delen av bruene ligger grunnere, cirka 10 m dybde til fjell. Massene består av tørrskorpeleire i det øverste laget og siltig bløt leire samt noe fastere lag før fjell. På vestsiden av vegen er dybden 35-40 m til fjell. Det er noe tørrskorpeleire i det øverste laget etterfulgt av siltigleire som blir noe fastere fra rundt 15 m dybde. Nederste laget består av et meget fast lag.



Figur 6.17: Tverrprofil ved profil 1015 med resultat av prøvene Skovbøle

Materialprøve

I det øverste laget finner vi tørrskorpeleire ned til 1-2 m. Vanninnholdet er noe lavere i det øverste laget, rundt 20 -30 %, mens det i de dypere liggende lagene med henholdsvis siltig leire og leire er det noe høyere vanninnhold, varierer mellom 40 % og 50 %. Skjærstyrken i det øverste laget er 70-100 kN/m² mens det for de nedenfor liggende lagene varierer mellom 30 og 40 kN/m² i uomrørt skjærfasthet. Densiteten ρ ligger mellom 17,2 og 18,6 kN/m³. Vi ser også at S_t verdien er relativt lav mellom 5 og 9 noe som indikerer lite sensitivt materiale.

Oppdr.nr. : BD150B														
Prøveserie: 1015 20MV			Analyseår: 1992			Prøvetaker: NGI 54MM								
Dybde i m	Materiale	Høyde i m	Vanninnhold %			γ kN/m ³	S_t	Skjærstyrke kN/m ²						
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1	TØRRSKORPE	490				18.6								
2	SILTIG LEIRE	491				18.4								
3	LEIRE	492				17.2	5							
4	"	493				17.2	6							
5	"	494				17.2	6							
6	"	495				17.7	5							
7	"	496				18.0	5							
8	"	497				18.0	9							
9	"	498				18.2	7							
10	"	499				17.7	8							
11	"	500				17.8	7							
12	"	501				18.0	9							

Figur 6.18: Resultat av materialprøve Skovbøle, rapport Bd150b

6.4.3 Bygging og fundamentering

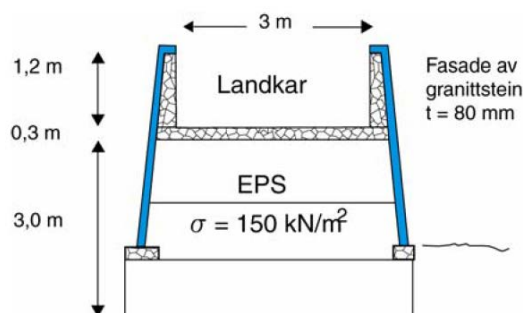
Generelt

Grunnforholdene ved profil 1015 er av en slik art at direkte fundamentering rett på grunnen ikke er mulig. Det er registrert terrengsetninger på 10-20 mm per år (Aabøe og Frydenlynd, 2001).

Rapport 8248 nr.1 som gir en anbefaling for hvordan gangbruer i området bør fundamenteres, sier at bruene bør fundamenteres på spissbærende peler og at området er for sensitivt til bruk av pilarer. Videre kan ikke tilløpsfylling ha en høyde over 2,5 m ved bruk av tradisjonelle masser ($\rho = 20 \text{ kN/m}^3$) og 5 m ved bruk av lette masser ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$) (T. Korpberget, M.A. Lurfaldet, 1979).

I stedet for å benytte peler ble landkar fundamentert direkte på EPS. Det samme gjaldt for tilløpsfyllingen. Det ble valgt å benytte enn noe høyere trykkstyrke en hva som er tradisjonelt,

og EPS 150 kvalitet ble brukt ($\sigma = 150 \text{ kN/m}^2$). Fyllingen består av 3 lag med 1 m tykke blokker hvorpå det nederste laget ligger under terrennglinjen, for å oppnå kompensert fundamentering. Blokkene ble lagt med helning 10:1 og kledd med iddefjordsgranitt over 20 mm murpuss. Over topp EPS ligger en 300 mm betongplate (Aabøe og Frydenlynd, 2001).



Figur 6.19: Snitt landkar Skovbøle (Vaslestad m.f, 2014)



Figur 6.20: Landkar under bygging Skovbøle (Vaslestad m.f, 2014)

Generelle beregninger

De benyttede lastene overført fra brukonstruksjonen er beregninger vist i vedlegg 3. På bakgrunn av disse lastene samt data innhentet fra geoteknisk rapport og K-tegning har følgende data blitt sammenstilt:

Landkar	Øst	Vest	Enhet
Dimensjonerende nyttelast	16.20	16.20	kN/m
Dimensjonerende egenvekt	4.68	4.68	kN/m
Egenvekt søyle	10.00	10.00	kN
Egenvekt landkar	60.00	60.00	kN
EPS kvalitet	150.00	150.00	kN/m ²
Tyngdetetthet EPS (ρ)	25.00	25.00	Kg/m ³
Avlastingsplate	2.53	2.53	m ²
Tyngde tetthet bortgravde masser (ρ)	18.00	18.00	kN/m ³
Spennlengde	16.00	13.00	m
Areal under landkar	11.25	11.42	m ²
Volum bortgravde masser	25.31	22.04	m ³
Avlastning under landkar	40.50	34.74	kN/m ²
Last på grunn med kompensert fundamentering	20.19	17.14	kN/m ²

Tabell 6.5: Beregninger av lastreduksjon og belastning av grunn, Skovbøle

Lastspredning fra lastblokk er beregnet med et tillegg for gjennomlukkingsbredde

$$D \times 2 \quad \text{Ligning (4)}$$

Der $D = h - Z$
 $h = \text{tykkelse av betongplate}$
 $Z = \text{overhøyde på armering}$

I dette tilfellet er $h = 300$ mm og $Z = 50$ mm. Dette gir en bredde på 500 mm. Lastblokken har dimensjon 100 mm x 150 mm x 42 mm. Dette medfører at avlastingsplaten blir 1100 mm x 1150 mm. Arealet av avlastingsplaten blir da 1265 mm^2 . To opplegg gir totalflate 2530 mm^2 . Det kan benyttes en antatt lastspredning på 1,5-1,65 da fordelingen ligger i størrelsesorden 1 horisontal og 1,8-2 vertikal (Arellano og Stark, 2009). På grunn av eksentrisitet benyttes det en lastbredde på 1.254 m på hver side i akse B med en helning på 10:1. Dette er noe konservativt men viser prinsippet og fremgangsmåte. Dette gir en lastreduksjon på $34,74 \text{ kN/m}^2$ ved landkar vest og $40,5 \text{ kN/m}^2$ ved landkar øst i bort gravde masser. Beregninger viser at den nye belastningen på grunnen ved kompensert fundamentering er $20,19 \text{ kN/m}^2$ ved landkar øst og $17,14 \text{ kN/m}^2$ ved landkar vest noe som tilsvarer ca. 50 % utnyttelse av kompenseringen.

I henhold til tabell 3.4 skal kortidslast ikke overstige 150 kN/m^2 og langtidslast ikke overstige 45 kN/m^2 mens de sykliske lastene ikke skal overstige $52,5 \text{ kN/m}^2$.

Beregninger viser følgende:

Landkar	Øst	Vest	Krav	Enhet
Kortidslast	89.74	77.36	150	kN/m^2
Langtidslast	38.51	35.74	45	kN/m^2
Syklisk last	51.23	41.62	52,5	kN/m^2

Tabell 6.6: Krav og lastberegninger for EPS Skovbøle

Av de beregnede

verdiene er alle verdier innenfor de gitte kravene.

Beregninger av den teoretiske krypen i EPS-fyllingen er avhengig av last, densitet og tid. På forhånd kan elastiske deformasjoner på 0,4 % eller mindre ses bort ifra, da de ikke vil påvirke EPS-en.

Ligning 2 gir følgende deformasjon:

S.Srirajan, D.Negusseyy og N. Anasthas			
Landkar	Øst	Vest	Enhet
ϵ	0.64	0.57	%
ϵ	1.93	1.72	cm

Tabell 6.7: Deformasjon av EPS ved Skovbøle etter ligning 2

Den beregnede teoretiske deformasjonen i EPS-fyllingen ligger på 1,72 cm for landkar vest, noe som tilsvarer 0,57 % av fyllingshøyden. For landkar øst er den noe større og på 1,93 cm, noe som tilsvarer 0,64 % av fyllingshøyden. Dette er små verdier og nesten ubetydelige for konstruksjonen.

6.4.4 Skadekartlegging og datasammenligning

Visuelle skader

Det er ikke blitt observert skader på bruene som kan relateres til setninger. De visuelle skadene på bruene skyldes mest sannsynlig vinterdriften og frostsprengning. På begge sider hadde forblendingssteiner løsnet. Utover dette kan det også sies at vedlikeholdet av bruene generelt holdt lav standard, og ga inntrykk av liten eller ingen oppfølging. Ved Skovbøle ble det i mars 2016 registrert områdesetninger på 12 cm målt med målestokk og vater. Dette er noe som også stemmer med observasjoner beskrevet i internrapport nr. 2209



Figur 6.21: Landkar ved Skovbøle

Sammenligning av høydedata

I tabellen 6.8 under er originale kotehøyder og innmålte høyder av bærende opplegg presentert. De bærende punktene som er innmålt er stålbuks og lastblokk.

Akse (figur 6.15)	B	C	D	E	F
Opprinnelig kotehøyde (m.o.h)	16.642	18.332	20.187	20.207	18.142
Innmålt høyde (m.o.h)	16.668	18.462	20.318	20.346	18.291

Tabell 6.8: Høyder på bærende konstruksjonsdel Skovbøle

I tabell 6.9 under er Δh beregnet for hvert punkt, der den høyeste kotehøyden er subtrahert med den laveste for å få en positiv verdi. Videre er den innmålte høyden subtrahert med den opprinnelige høyden. Dette medfører at en positiv verdi vil indikere at avstanden mellom punktene har økt, mens en negativ verdi indikerer at avstanden mellom punktene har minket.

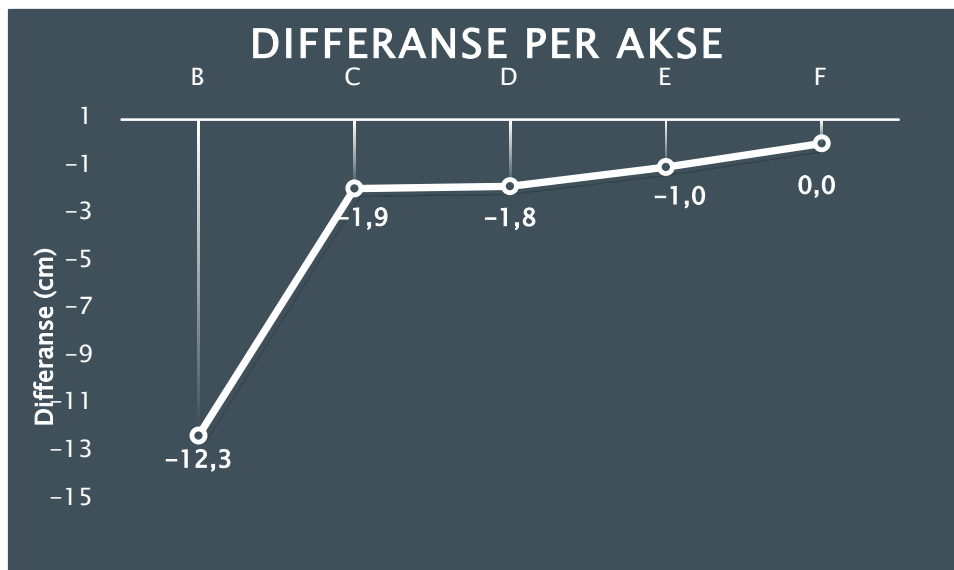
Akse (figur 6.15)	B-C	B-D	B-E	B-F	C-D	C-E	C-F	D-E	D-F	E-F
Opprinnelig differanse (m)	1.690	3.545	3.565	1.500	1.855	1.875	0.190	0.020	2.045	2.065
Innmålt differanse (m)	1.794	3.650	3.678	1.623	1.856	1.884	0.171	0.028	2.027	2.055
Sum differanse (m)	0.104	0.105	0.113	0.123	0.001	0.009	-0.019	0.008	-0.018	-0.010

Tabell 6.9: Beregnet differanse mellom fundamentene Skovbøle

Basert på at de innmålte høydene har en feilmargin på +/- 2 mm og at kotene fra 1995 er korrekte viser tabell 6.10 under setningene for hvert punkt. Grunnet at dataene fra 1995 og 2015 ikke er direkte sammenlignbare og at utregningene er differansebasert vil det være nødvendig med et nullpunkt. Det betyr at det punktet som har verdien null ikke nødvendigvis ikke har noen form for setningsskader, men det kan ikke medregnes her. Hvis dette fiktive nullpunktet hadde hatt en verdi måtte den blitt addert til alle de beregnede punktene i tabell 6.10.

Akse (figur 6.15)	B	C	D	E	F
Differanse (cm)	-12.3	-1.9	-1.8	-1.0	0.0

Tabell 6.10: Beregnet differanse 1995 og 2015 Skovbøle



Figur 6.22: Differanse fordelt per fundament Skovbøle

Av grafen ser vi at den største differansen er i landkar vest, punkt B. Differansen her er hele 12,3 cm. Videre ligger differansen fra 1,9 cm til 1 cm i punkt C, D, E, mens F er nullpunktet.

6.4.5 Vurdering av bruene

De geotekniske forholdene på stedet er av en slik karakter at det var nødvendig å fundamenterer landkarene på enten peler eller med kompensert fundamentering. Gjennom området ved Skovbøle går det en ile som drenerer grunnvannet, noe som stemmer overens med de registrerte områdesetningene (m.k Rukke, 2016). Ved visuelle betraktninger ser bruene hele ut, og fundamentering med kompensert fundamentering på EPS har vært vellykket som sådan. Pilarene er fundamenterert på peler, men grunnet manglende peleplan vites det ikke hvordan dette er utført. Det er uvisst om disse står til fjell da det ikke har vært mulig å oppdrive peleplan og de involverte i byggingen fra SVV sin side ikke med sikkerhet kan si hvordan dette ble gjennomført.

Det er ingen visuelle skader å betrakte som kan skyldes setninger. De observerte skadene på bruene er kun kosmetiske og skyldes mest sannsynlig vinterdrift, frostsprengning og dårlig vedlikehold.

Landkar og tilløpsfylling er fundamenterert på EPS-fylling og det observeres ingen sprang eller forskyvninger mellom disse. Det er benyttet en forenklet beregningsmetode, men likevel konservativ slik at de beregningen som er utført er noe strengere enn nødvendig. Ved beregning er utnyttelsen av lastreduksjonen 50 %. En gjennomgang av EPS kvaliteten viser at

denne er riktig, og at alle beregninger forholder seg innenfor kravene til korttids- langtids- og syklisk last. Ved å benytte formel for deformasjon antas det at deformasjonen i fyllingen er 0,57 % av fyllingshøyden for landkar vest mens det er beregnet en deformasjon på 0,64 % av fyllingshøyden for landkar øst. Dette er små verdier som er nesten neglisjerbare.

Ved sammenligning av høydegrunnlag ble det avdekket avvik i størrelsesorden fra 1,0 cm til 12,3 cm. Dette er endringer av kotehøyde på lastblokk og stålbukk. Det er små forskjeller på 1,0 cm til 1,9 cm for punktene C, D og E, mens landkar vest, punkt B, har en differanse på hele 12,3 cm. Pilarene som er fundamentert på pelar er enten ført til fjell, eller til underliggende lag med bedre bæreevne. Ved friksjonspeler kan små setninger forekomme slik at tallene her kan være reele. Står pelene imidlertid til fjell skal det ikke være noen form for differanse.

Hvis tilfellet er at det er benyttet friksjonspeler kan det være at innmålingene stemmer. Dette medfører at landkar vest har en setning på 12,3 cm. Den kompenserte effekten her er ikke utnyttet mer enn 50 % slik at en eventuell setning knyttes opp til ilen som drenerer grunnvannet, og at landkaret kun følger terrenget. Materialprøvene viser en lav sensitivitet slik at omrøring ikke vil være noe problem her. Ut ifra K-tegningene ligger landkar vest forholdsvis nær bunn tørrskorpeleire og det kan tenkes at den høye trykkstyrken her er blitt noe svekket. Samtidig er det også noe større avstand til fjell slik at konsolideringen her vil kunne gi et større utslag enn ved landkar øst. Dette tatt i betraktning er det som nevnt tidligere ingen visuelle skader knyttet til at bruen skulle ha blitt påvirket av differensialsetninger.

Det konkluderes med at innmålingene må brukes med forsiktighet og at det verken kan fastslå om det er setninger eller ikke, da usikkerheten rund pelingen er ukjent. Ut ifra beregningen er landkarene riktig dimensjonert, og det kan tenkes at sammenligningen av data er mere reel her enn ved Hassingen hvis det skulle vise seg at det er benyttet friksjonspeler. Dette medfører da at landkar vest skulle vært fundamentert med dypfundamentering og at EPS ikke var rette fremgangsmåten her. Samtidig har ikke bruen tatt noen skader av de potensielle setningene visuelt sett slik at fundamenteringen foreløpig er ok. Hvis denne differansen utvikler seg på sikt til å bli større vil dette ikke være ok. Med sammenligningen ved Hassingen som input kan det også være at sammenligningen ved Skovbøle ikke egner seg som grunnlag for å si noe om eventuelle setninger. Det betyr at grunnlaget ikke kan benyttes for å si noe om setningsskader, men at det arbeidet som er utført bør tas med videre. Det anbefales at Skovbøle bru blir videre fulgt opp for å følge tilstandsutviklingen.

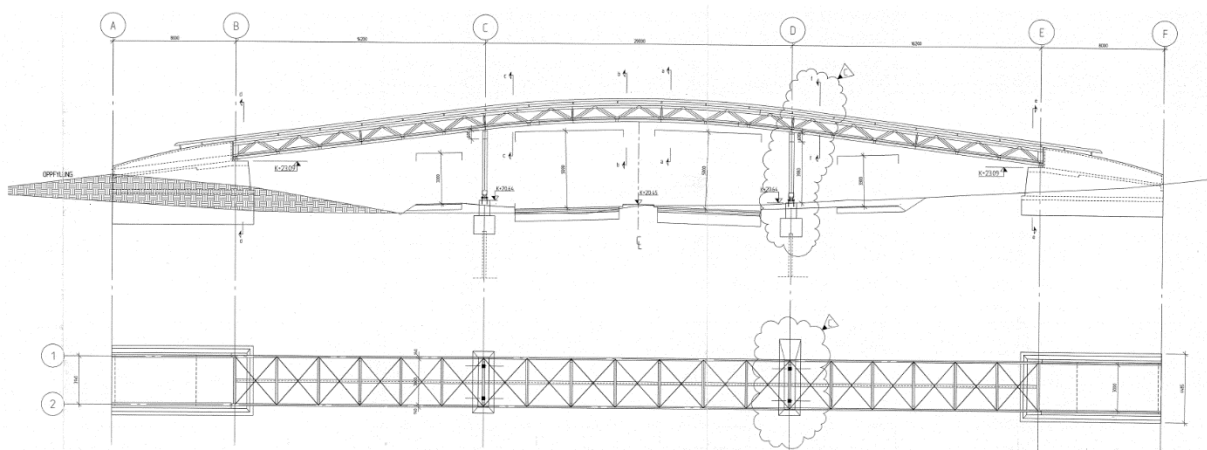
6.5 Leie bru (EPS)



Figur 6.23: Bilde Leie bru

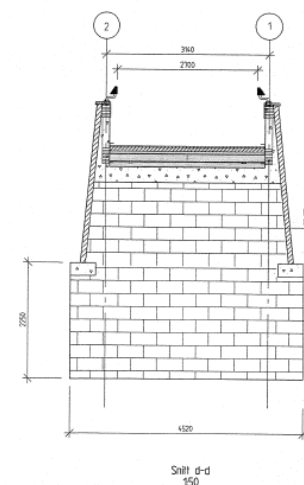
6.5.1 Teknisk data

Gangbruene ved Leie er den tredje bruene sett fra syd av de 4 bruene, og er plassert i profil 2160 (rapport B 248A-2) og profil 2085 (rapport Bd150b) i kilometreringsretningen fra syd mot nord.



Figur 6.24: Teknisk tegning av Leie bru

Byggverk:	Fagverk
Konstruksjonsmateriale:	Limtre / stål
Landkartype:	Forblendet betong
Landkarfundament:	Kompensert fundamentering EPS
Pilarfundament:	Ukjent
Piratmateriale:	Limtre
Spennvidde:	16,2 – 20 – 16,2, totalt 52,4 m

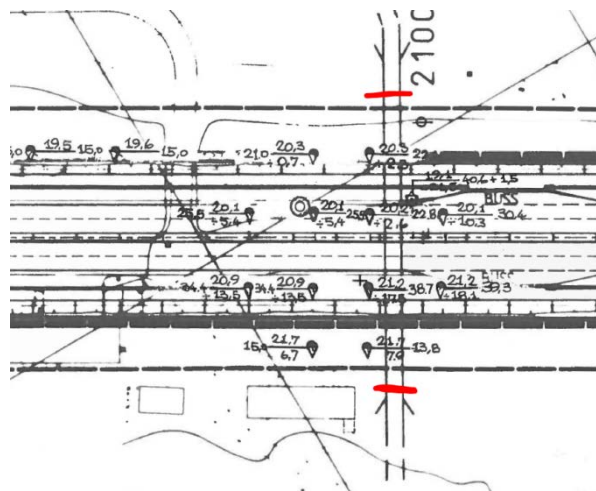


Figur 6.25: Snitt Leie bru

6.5.2 Geotekniske forhold

Geoteknisk rapport

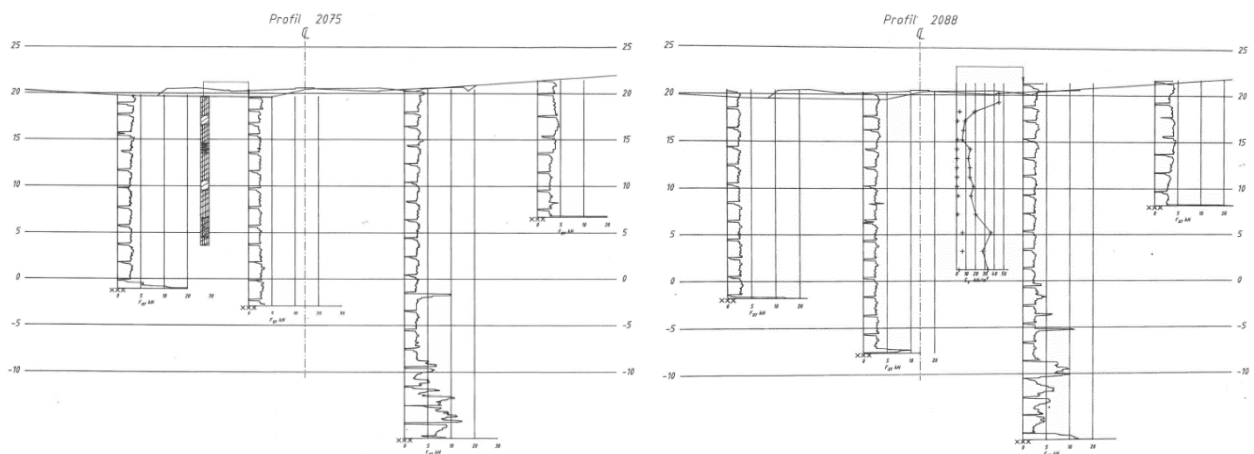
I området ved og rundt der bruene er lokalisert er det utført dreiesonderinger, dreietrykksonderinger, vingeboringer og materialprøver. Boringer viser at det er varierende avstand til fjell mellom 15 og 40 m, hvorpå fjellet skrår fra øst mot vest. Figur 6.26 viser utsnitt av planavgrensningen med utførte boringer. Bruen er her illustrert med den røde linjen i profil 2085.



Figur 6.26: Utklipp av lokasjon Leie

Resultat av boringer

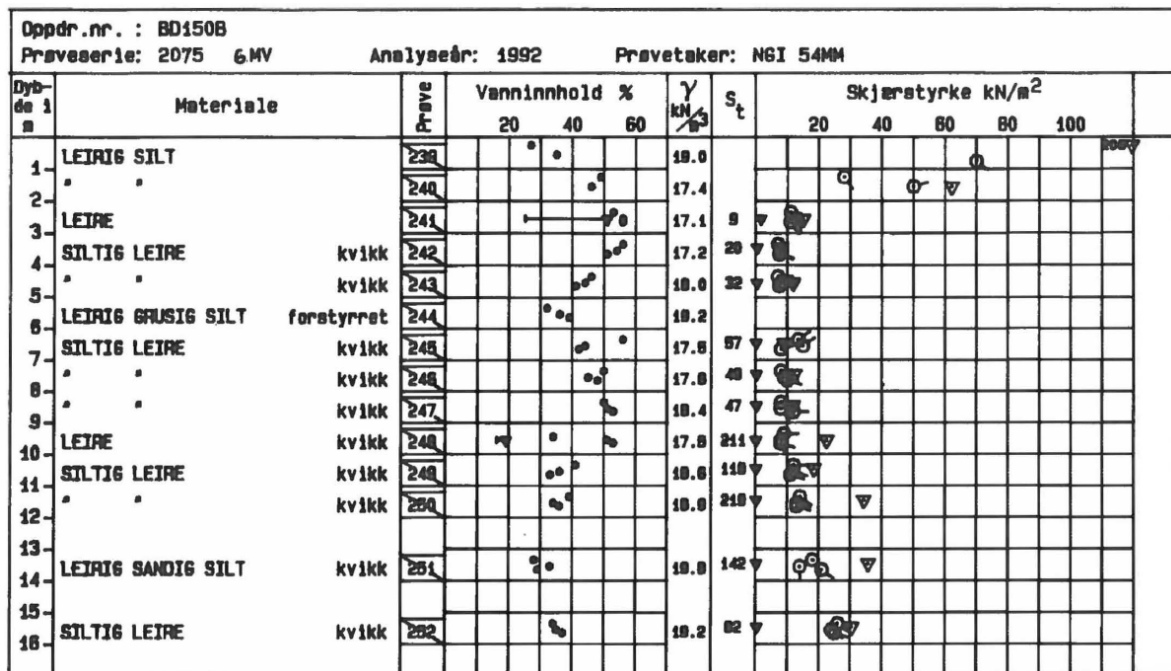
De prøvene som har blitt utført viser store variasjoner i dybde til fjell. Dybden variere fra 15-40 m, hvorpå både de grunneste og dypeste boringene ligger på østsiden av vegen. Profile som ligger nærmest bruene, profil 2088 (figur 6.27), har store variasjoner i dybden og materialet består for det meste av sensitiv bløtleire. Øst for vegen er det noe fastere lag med siltig leire fra cirka 27 m dybde. Det samme gjelder også for profil 2075.



Figur 6.27: Tverrprofil ved profil 2075 og 2088 med resultat av prøvene Leie

Materialprøve

Det øverste laget på 2-3 m består av leirig silt og leire med en skjærstyrke på 30-70 kN/m², og et vanninnhold på 20-50 %. Videre består jordsmonnet av leirig silt, leire, leirig gruset silt og leirig sandig silt med et varierende vanninnhold fra 30-60 %, og en skjærstyrke 10-20 kN/m². Disse massene er relativt kvikke og strekker seg ned til 18 m dybde. Densiteten ρ ligger mellom 17.1 og 18.5 kN/m³ og en S_t -verdi på 9 til 218, altså meget sensitiv.



Figur 6.28: Resultat av materialprøve Leie, rapport Bd150b

6.5.3 Bygging og fundamentering

Generelt

Som ved Skovbøle består grunnen av bløte kompressible materialer. Det er registrert områdesetninger, og fundamentering av bru i dette området ble anbefalt å peles. Det ble anbefalt at høyde på tilløpsfylling burde begrenses til 2,5 m med tradisjonelle masser og 5 m med lette masser (Aabøe og Frydenlynd, 2001) (T. Korpberget, M.A. Lerfaldet, 1979).

Som på Skovbøle ble det også her benyttet EPS i landkar og i tilløpsfylling. Landkar vest består av 4 lag med 1 m tykk EPS mens landkar øst består av 3 lag av 1 m tykk EPS.

Dimensjonerende trykkstyrke som ble brukt er 150 kN/m². Blokken ble lagt med helning 10:1, kledd med iddefjordsgranitt over 20 mm betongpuss (Aabøe og Frydenlynd, 2001).



Figur 6.29: Ferdig bygget bru Leie (Aabø og Frydenlund, 2001)



Figur 6.30: Landkar under bygging Leie (Aabø og Frydenlund, 2001)

Generelle beregninger

De benyttede lastene overført fra brukonstruksjonen er beregninger vist i vedlegg 3. På bakgrunn av disse lastene, samt data innhentet fra geotekniske rapport og K-tegning har følgende data blitt sammenstilt:

Landkar	Øst	Vest	Enhet
Dimensjonerende nyttelast	16.20	16.20	kN/m
Dimensjonerende egenvekt	4.68	4.68	kN/m
Egenvekt søyle	10.00	10.00	kN
Egenvekt landkar	60.00	60.00	kN
EPS kvalitet	150.00	150.00	kN/m ²
Tyngdetetthet EPS (ρ)	25.00	25.00	Kg/m ³
Avlastingsplate	2.53	2.53	m ²
Tyngdetetthet bortgravde masser (ρ)	18.00	18.00	kN/m ³
Spennlengde	16.20	16.20	m
Areal under landkar	10.69	10.69	m ²
Volum bortgravde masser	290.74	174.3	m ³
Avlastning under landkar	27.21	16.30	kN/m ²
Last på grunn med kompensert fundamentering	21.44	21.43	kN/m ²

Tabell 6.11: Beregninger av lastreduksjon og belastning av grunn, Leie

Lastspredning fra lastblokk er beregnet med et tillegg for gjennomlukkingsbredde

$$D \times 2 \quad \text{Ligning (4)}$$

Der $D = h - Z$
 $h =$ tykkelse av betongplate
 $Z =$ overhøyde på armering

I dette tilfellet er $h = 300$ mm og $Z = 50$ mm. Dette gir en bredde på 500 mm. Lastblokken har dimensjon 100 mm x 150 mm x 42 mm. Dette medfører at avlastingsplaten blir 1100 mm x 1150 mm. Arealet av avlastingsplaten blir da 1265 mm^2 . to opplegg gir totalflate 2530 mm^2 . Det kan benyttes en antatt lastspredning på 1,5-1,65 da fordelingen ligger i størrelsesorden 1 horisontal og 1,8-2 vertikal (Arellano og Stark, 2009). På grunn av eksentrisitet antas det en lastbredde på 1.254 m på hver side i akse B med en helning på 10:1. Dette gir en lastreduksjon på $27,21 \text{ kN/m}^2$ ved landkar øst og $16,3 \text{ kN/m}^2$ ved landkar vest i bortgravde masser. Beregninger viser at den nye belastningen på grunnen ved kompensert fundamentering er $21,44 \text{ kN/m}^2$ ved landkar øst og $21,43 \text{ kN/m}^2$ ved landkar vest. Ved landkar øst er den kompenserte effekten 78,8 % mens det ved landkar vest er den kompenserte effekten 131,5 %. Det vil si at lasten er $5,13 \text{ kN/m}^2$ høyere enn hva grunnen er avlastet med. Dette er forholdsvis lave verdier samt at beregningene er konservative slik at dette ikke skal gi noe særlig utslag ved eventuelle setninger.

I henhold til tabell 3.4 skal kortidslast ikke overstige 150 kN/m^2 og langtidslast ikke overstige 45 kN/m^2 mens de sykliske lastene ikke skal overstige $52,5 \text{ kN/m}^2$.

Bergninger viser følgende:

Landkar	Øst	Vest	Krav	
Kortidslast	90.56	90.56	150	kN/m^2
Langtidslast	38.70	38.70	45	kN/m^2
Syklisk last	51.87	51.87	52.5	kN/m^2

Tabell 6.12: Krav og lastberegninger for EPS Leie

Av de beregnede verdiene er alle verdier innenfor de gitte kravene.

Beregninger av den teoretiske krypen i EPS-fyllingen er avhengig av last, densitet og tid. Deformasjonen er beregnet etter ligning 2. På forhånd kan elastiske deformasjoner på 0,4 % eller mindre ses bort ifra da de ikke vil påvirke EPS-en.

S. Srirajan, D. Negusse og N. Anasthas			
Landkar	Øst	Vest	
ϵ	0.65	0.65	%
ϵ	1.95	1.95	cm

Tabell 6.13: Deformasjon av EPS ved Leie etter ligning 2

Den beregnede teoretiske deformasjonen i EPS-fyllingen er 1,95 cm for både landkar øst og vest, noe som tilsvarer 0,65 % av fyllingshøyden. Dette er små verdier og nesten ubetydelige for konstruksjonen.

6.5.4 Skadekartlegging og datasammenligning

Visuelle skader

Det er ikke blitt observert skader på bruene som kan relateres til setninger. De visuelle skadene på bruene er mest sannsynlig grunnet vinterdriften og frostsprengning. I figur 6.31 under kan vi se at forblendingssteiner har løsnet. Dette var tilfellet på begge landkar. Utover dette kan det også sies at vedlikeholdet av bruene generelt holdt lav standard og ga inntrykk av liten eller ingen oppfølging. Under vises eksempler på de visuelle skadene som ble observert.



Figur 6.31: Landkar Leie

Sammenligning av høydedata

I tabell 6.14 er opprinnelige høydene og de innmålte høydene av bærende konstruksjonsdel presentert

Akse (figur 6.24)	B	C	D	E
Opprinnelig kotehøyde (m.o.h)	23.132	25.223	25.223	23.132
Innmålt høyde (m.o.h)	23.227	25.272	25.306	23.218

Tabell 6.14: Høyder på bærende konstruksjonsdel Leie

I tabell 6.15 under er Δh beregnet for hvert punkt. Den høyeste kotehøyden er subtrahert med den laveste for å få en positiv verdi. Videre er den innmålte høyden subtrahert med den opprinnelige høyden. Dette medfører at en positiv verdi vil indikere at avstanden mellom punktene har økt, mens en negativ verdi indikerer at avstanden mellom punktene har minket.

Akse (figur 6.24)	B-C	B-D	B-E	C-D	C-E	D-E
Opprinnelig differanse (m)	2.091	2.091	0.000	0.000	2.091	2.091
Innmålt differanse (m)	2.045	2.079	0.009	0.034	2.054	2.088
Sum differanse (m)	-0.046	-0.012	0.009	0.034	-0.037	-0.003

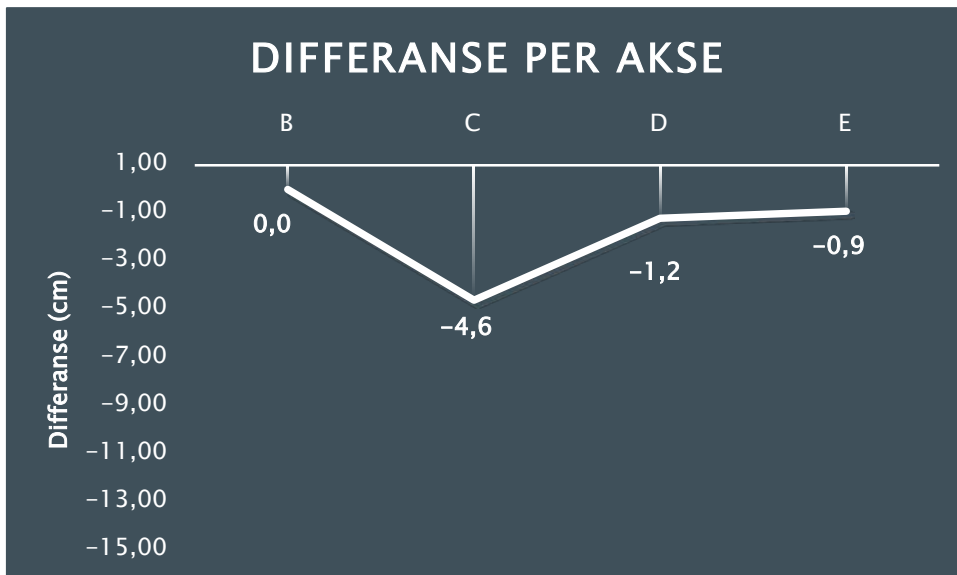
Tabell 6.15: Beregnet differanse mellom fundamentene Leie

Basert på at de innmålte høydene har en feilmargin på +/- 2 mm og at kotene fra 1995 er korrekte viser tabell 6.16 differansen for hvert punkt i figur 6.24. Grunnet at dataene fra 1995 og 2015 ikke er direkte sammenlignbare og at utregningene er differansebasert vil det være nødvendig med et nullpunkt i denne ligningen for at det skal stemme. Det betyr at det punktet som har verdien 0 ikke nødvendigvis ikke har noen form for differanse, men det kan ikke medregnes her. Hvis dette fiktive nullpunktet hadde hatt en verdi måtte den blitt addert til alle de beregnede punktene i tabell 6.16

Akse (figur 6.24)	B	C	D	E
Setning (cm)	0.0	-4.6	-1.2	-0.9

Tabell 6.16: Beregnet Differanse 1995 og 2015 Leie

Verdiene i tabell 6.18 er presentert i figur 6.32 under.



Figur 6.32: Differanse fordelt per fundament Leie

Av grafen kan vi se at den største differansen er ved fundament C. Differansen her er på 4,6 cm. Videre vises det 1,2 cm i punkt D og 0,9 cm i punkt E. Punkt B er referansepunktet.

6.5.5 Vurdering av bruene

De geotekniske forholdene på stedet er av en slik karakter at det var nødvendig å fundamenterer landkarene på enten pelers eller med kompensert fundamentering. Gjennom området ved Skovbøle går det en ile som drenerer grunnvannet, noe som stemmer overens med de registrerte områdesetningene (m.k Rukke, 2016). Ved visuelle betraktninger ser bruene hele ut, og fundamentering med kompensert fundamentering på EPS har vært vellykket som sådan. Pilarene er fundamenterert på pelers, men grunnet manglende peleplan vites det ikke hvordan dette er utført. Det er uvisst om disse står til fjell da det ikke har vært mulig å oppdrive peleplan og de involverte i byggingen fra SVV sin side ikke med sikkerhet kan si hvordan dette ble gjennomført.

Det er ingen visuelle skader å betrakte som kan skyldes setninger. De observerte skadene på bruene er kun kosmetiske og skyldes mest sannsynlig vinterdrift, frostsprengning og dårlig vedlikehold.

Landkar og tilløpsfylling er fundamenterert på EPS-fylling og det observeres ingen sprang eller forskyvninger mellom disse. Det er benyttet en forenklet beregningsmetode, men likevel konservativ slik at de beregningene som er utført er noe strengere enn nødvendig. Ved beregning er utnyttelsen av lastreduksjonen 78,8 % og 131,5 %. Dette er i utgangspunktet ikke gunstig, men grunnet konservative beregninger og en relativ beskjeden last skal ikke dette være problematisk.

En gjennomgang av EPS-kvaliteten viser at denne er riktig og at alle beregninger forholder seg innenfor kravene til korttids- langtids- og syklisk last. Ved å benytte formel for deformasjon antas det at deformasjonen i fyllingen er 0,65 % av fyllingshøyden for begge landkar. Dette er små verdier som er nesten neglisjerbare.

Ved sammenligning av høydegrunnlag ble det avdekket avvik i størrelsesorden fra 0,9 cm til 4,6 cm dette er endringer av kotehøyde på lastblokk og stålbukk. Det er små forskjeller på 0,9 cm og 1,2 cm for punktene D og E, mens fundament punkt C har en differanse på 4,6 cm. Pilarene som er fundamenterert på pelers er enten ført til fjell eller til underliggende lag med bedre bæreevne. Ved friksjonspeler kan små setninger forekomme slik at tallene her kan være reelle. Står pelene imidlertid til fjell skal det ikke være noen form for differanse å observere i punkt C og D.

Hvis tilfellet er at det er benyttet friksjonspeler kan det være at innmålingene stemmer. Dette medfører at fundament C har en setning på 4,6 cm. Det vil da si at valget av å benytte EPS

som materiale i landkarene har vært riktig og at den har klart seg godt. Materialprøvene viser en høy sensitivitet med en S_t verdi 9-218 slik at omrøring her vil kunne være problematisk og kan forklare hvorfor det registreres en differanse i Punkt C. Dette tatt i betraktning er det som tidligere nevnt ingen visuelle skader knyttet til at bruene skulle ha blitt påvirket av differensialsetninger.

Det konkluderes med at innmålingen må brukes med forsiktighet, og at det verken kan fastslås om det er setninger eller ikke, da utførelsen av pelingen ikke er kjent. Ut ifra beregningen er landkarene riktig dimensjonert, og det kan tenkes at sammenligningen av data er mere reel her enn ved Hassingen hvis det skulle vise seg at det er benyttet friksjonspeler. Det betyr at bruene av EPS har vært riktig, og har stått til forventningene.

Med sammenligningen ved Hassingen som bakgrunn kan det også være at sammenligningen ved Leie ikke egner seg som grunnlag for å si noe om eventuelle setninger. Dette medfører at grunnlaget ikke kan benyttes for å si noe om setningsskader, men at det arbeidet som er utført bør tas med videre. Det anbefales at Leie bru blir videre fulgt opp for å følge tilstandsutviklingen.

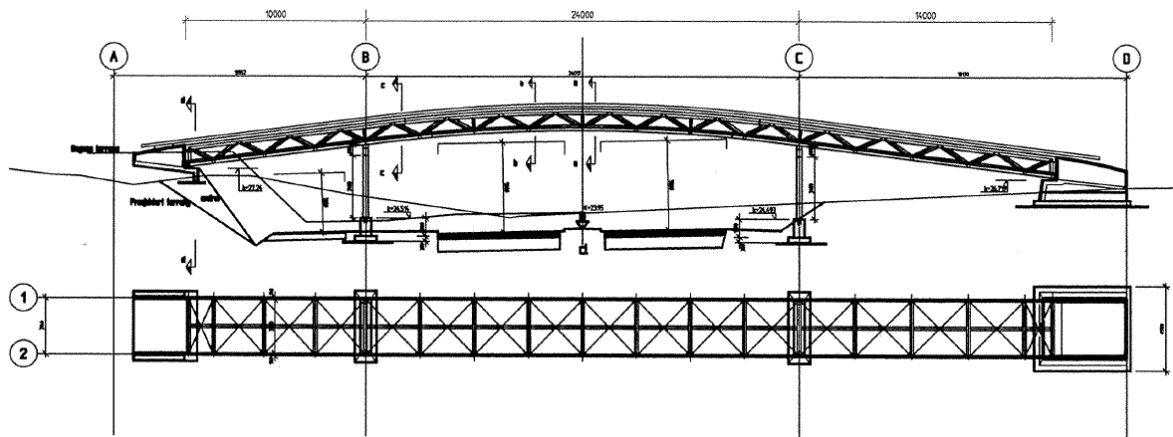
6.6 Høiendal bru (direkte fundamentert)



Figur 6.33: Bilde av Høiendal

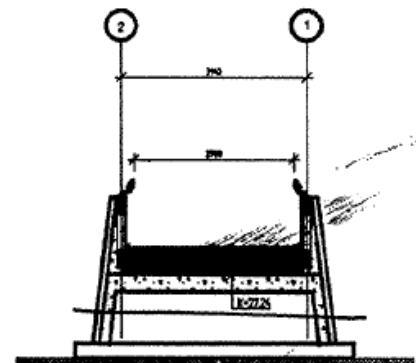
6.6.1 Teknisk data

Gangbruene ved Høiendal er den nordligste av de 4 bruene, og er plassert i profil 2730 (rapport B 248A-2) i kilometeringsretningen fra syd mot nord.



Figur 6.34: Teknisk tegning av Høiendal bru

Byggverk:	Fagverk
Konstruksjonsmateriale:	Limtre / stål
Landkartype:	Forblendet betong
Landkarfundament:	Sålefundament
Pilarfundament:	Sålefundament
Piratmateriale:	Limtre
Spennvidde:	10 – 24 – 14, totalt 48 m

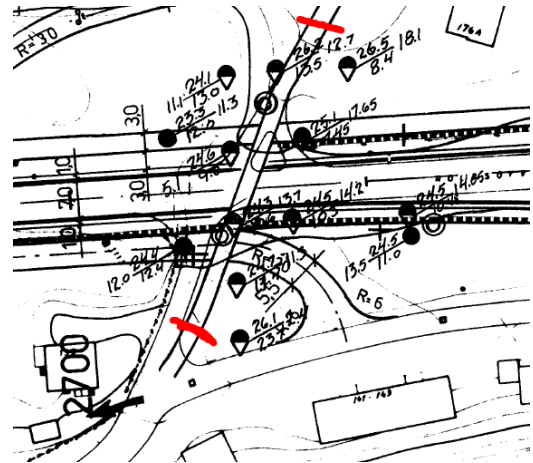


Figur 6.35: Snitt Høiendal bru

6.6.2 Geotekniske forhold

Geoteknisk rapport

Ved Høiendal og området rundt er det utført omfattende prøver. Tester viser at løsmassene er variable. Dybden til fjell varierer fra 3-20 m, og utførte dreiesonderinger forteller at fjellet er kupert. Figur 6.36 viser bruen tegnet i kartgrunnlaget, og de testene som har blitt utført. Det er her blitt gjort materialprøve, vingeboringer, dreietrykkssondering og dreiesonderinger.



Figur 6.36: Utklipp av lokasjon Høiendal

Dreiesondering og vingeboring

Ut ifra boringene er det grunnest øst for vegen med en dybde på 3-5 m. Dybden synker til rundt 50 m midt under bruen, for så å stige igjen mot vest cirka 10-12 m til fjell. Vingeboringer gir en udrenert skjærfasthet på 10-30 kN/m² syd for bruen, og det samme under bruen.

Materialprøve

Figur 6.37 viser resultatene av materialprøven utført i laboratorium. Topplaget består av grusig materiale i en dybde til 5 m. Videre består jordsmonnet av siltig leire og sand. Vanninnholdet her er relativt lavt med et vanninnhold på 12-17 %.

Prøveserie 2730 - 7.5 m H (4)		Prøvetaker NAVER										
Dybde i m.	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ t/m ³	Skjærfasthet t/m ²					0.6l. %
			20	40	60		1	2	3	4	5	
1	GRUSIG SAND	45	•									
2		46	•									0.8
3		47	•									0.6
4		48	•									0.4
5		49	•									0.5
6	SILTIG, LEIRIG SAND.	50	•									
7		51	•									
		52	•									

Figur 6.37: Resultat av materialprøve Høiendal

6.6.3 Skadekartlegging og datasammenligning

Visuelle skader

Det er ikke blitt observert skader på bruene som kan relateres til setninger. De visuelle skadene på bruene skyldes, i likhet med Skovbølet og Leie, vinterdriften og frostsprengning. I figur 6.38 kan vi se at forblendingssteiner har løsnet. Ved Høiendal gjaldt dette kun landkar øst. Utover dette kan det også sies at vedlikeholdet av bruene generelt holdt lav standard, og ga inntrykk av liten eller ingen oppfølging. Som ved de andre gjennomgåtte bruene er det ved Høiendal ikke registrert noen områdesetninger, slik at grunnen her virker stabil.



Figur 6.38: Landkar ved Høiendal

Beregnete skader

I tabell 6.17 er de opprinnelige høydene og de innmålte høydene av bærende konstruksjonsdel presentert.

Akse (figur 6.34)	B	C	D	E
Opprinnelig kote (m.o.h)	27.282	28.594	28.573	26.761
Innmålt høyde (m.o.h)	27.431	28.694	28.697	26.919

Tabell 6.17: Høyder på bærende konstruksjonsdel Høiendal

I tabell 6.18 er Δh beregnet for hvert punkt. Den høyeste kotehøyden er subtrahert med den laveste for å få en positiv verdi. Videre er den innmålte høyden subtrahert med den

opprinnelige høyden. Dette medfører at en positiv verdi vil indikere at avstanden mellom punktene har økt, mens en negativ verdi indikerer at avstanden mellom punktene har minket.

Akse (figur 6.34)	B-C	B-D	B-E	C-D	C-E	D-E
Opprinnelig differanse (m)	1.312	1.291	0.521	0.021	1.833	1.812
Innmålt differanse (m)	1.263	1.266	0.512	-0.003	1.775	1.778
Sum Differanse (m)	-0.049	-0.025	-0.009	-0.024	-0.058	-0.034

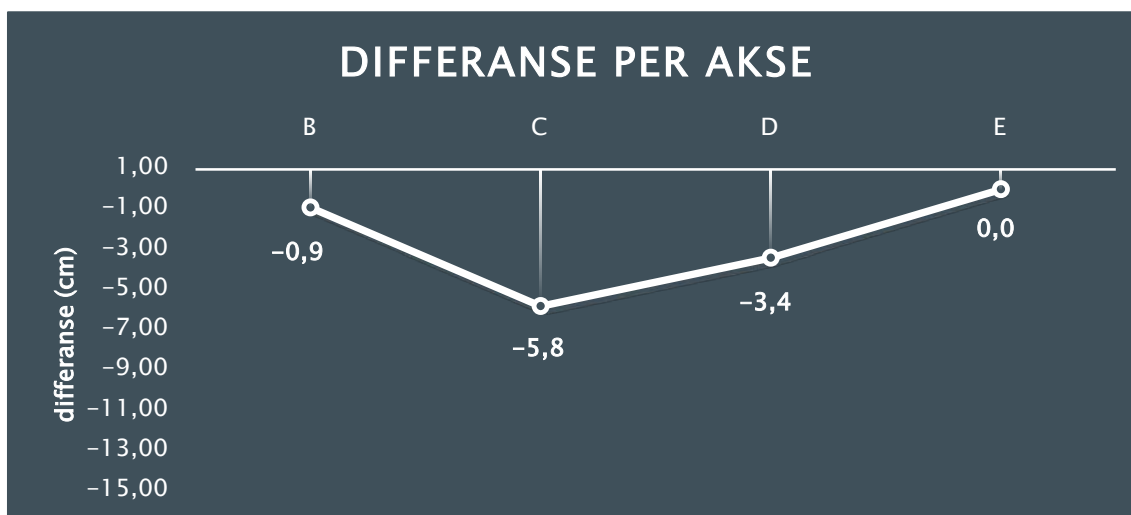
Tabell 6.18: Beregnet differanse mellom fundamentene Høiendal

Basert på at de innmålte høydene har en feilmargin på +/- 2 mm og at kotene fra 1995 er korrekte viser tabell 6.19 setningene for hvert punkt i figur 6.34. Grunnet at dataene fra 1995 og 2015 ikke er direkte sammenlignbare og at utregningene er differansebasert vil det være nødvendig med et nullpunkt i denne ligningen for at det skal stemme. Det betyr at det punktet som har verdien 0 ikke nødvendigvis ikke har noen form for setningsskader, men det kan ikke medregnes her. Hvis det fiktive nullpunktet hadde hatt en verdi måtte den blitt addert til alle de beregnede punktene i tabell 6.19.

Akse (figur 6.34)	B	C	D	E
Differanse (cm)	-0.9	-5.8	-3.4	0.0

Tabell 6.19: Beregnet Differanse 1995 og 2015

Verdiene i tabell 6.19 er presentert i figur 6.39.



Figur 6.39: Differanse fordelt per fundament Høiendal

6.6.4 Vurdering av bruene

Rent visuelt er det ingen setningsrelaterte skader å observere. De visuelle skadene er av en slik art at de er forbundet med drifting av bruene og vinterskjøtsel. Både landkar og tilløpsfylling virker å være i harmoni, slik at valget av direkte fundamentert landkar på såle var riktig ut ifra de geotekniske forholdene.

Videre var også pilarene fundamentert rett på såle over en EPS 200 med en tykkelse på 100 mm. Dette ble gjort som et isoleringstiltak. Ut ifra innmålingene har begge pilarene setningsskader på henholdsvis 5,8 cm og 3,4 cm.

Grunnforholdene ved Høiendal er av en slik kvalitet at direkte fundamentering var mulig. Gitt de forholdsvis lave lastene og de gode grunnforholdene vil det være mulig å kunne karakterisere de beregnede differansene ved Høiendal som avvik i benyttet materiale. Et slikt avvik vil også være gjeldende å betrakte i forhold til de andre evaluerte bruene, Dette medfører at det er en usikkerhet på 5,8 cm for alle bruene som må tas med i den totale evalueringen.

7 Frogner bru, FV 260

I kapittel 7 vil det ses på muligheten for å benytte EPS som materiale i landkar for kjørebru og gangbru. Det vil da ses på om det er mulig å benytte kompensert fundamentering, hvilken EPS-kvalitet som må benyttes og hvordan deformasjonen blir over tid. Det vil også bli gjort en sammenligning av EPS og peler for hvordan dette vil påvirke prosjektet.

7.1 Prosjektbakgrunn



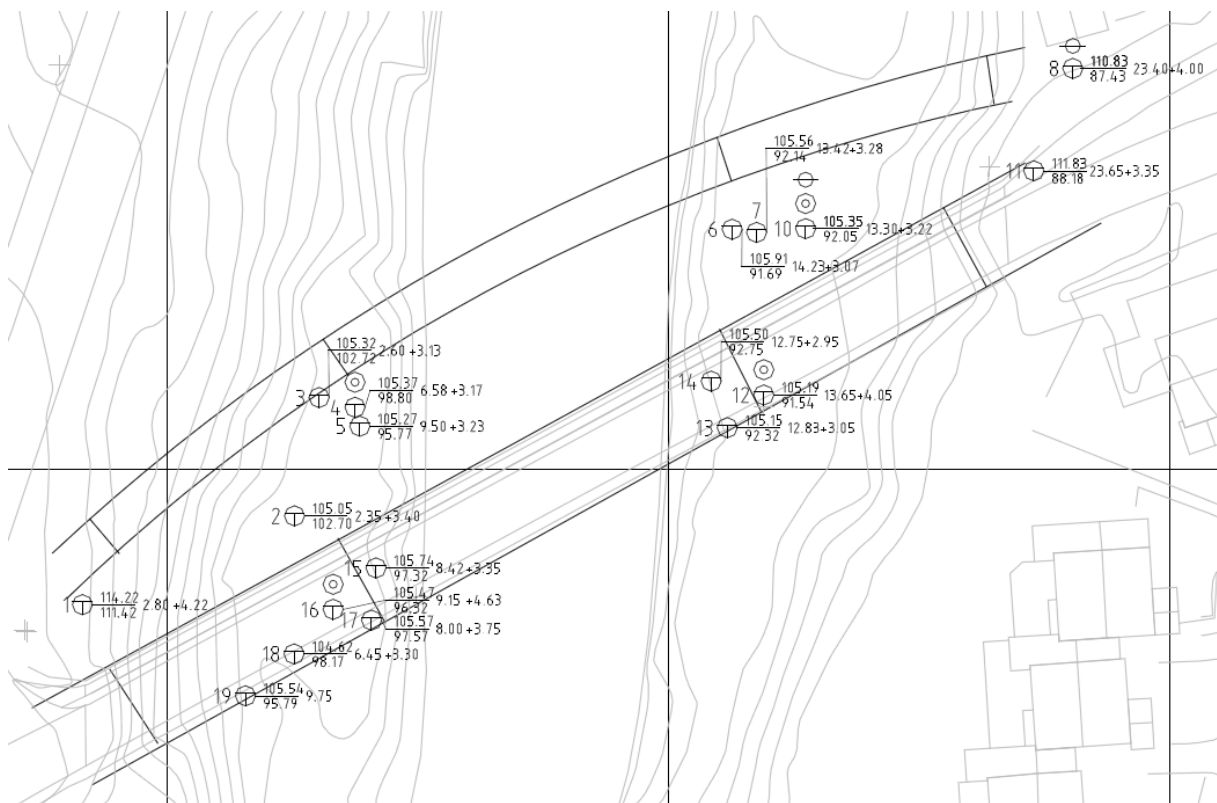
Figur 7.1: 3D modell Frogner bru, Fv. 260 (Multiconsult, 2016)

Dagens bru på Fv. 260 har redusert trafikkbelastning som følge av skader. Multiconsult har på oppdrag fra SVV utarbeidet et forprosjekt, og er i gang med teknisk plan og reguleringsplan. Dagens situasjon er ikke tilfredsstillende, da bruene er smale og mange trafikanter og kjørende benytter bruene. Det har blitt valgt å bygge 2 nye bruer, 1 gangbru og 1 kjørebru, slik at trafikken blir adskilt og sikkerheten blir tilfredsstillende. I forprosjektet er det tenkt ståljernepeler til fjell som fundamentering for akse 2, 3 og 4 men fundamenteringen for landkarene må ses nærmere på. I akse 1 er det tenkt direkte fundamentering på fjell. I følge anslaget gjort av Multiconsult vil prisen på ståljernepeler inklusive utførelse ligge i området 1,5 millioner kroner for kjørebruene og 0,7 millioner kroner for gangbruene for landkarene i akse 4. Det vil i denne gjennomgangen bli sett på muligheten for å benytte EPS som materiale i landkar i akse 4 for både kjørebru og gangbru, og hvilke fordeler det medfører økonomisk sett (126495-TVF-RAP-002, 2016)

7.2 Geotekniske forhold

Grunnforholdene består av sand, silt og leire. Prøveseriene indikerer at det på vestsiden er sand med varierende saltinnhold, siltigleire og siltig leirig sand. På østsiden der akse 4 er lokalisert er det registrert sand i de øverste lagene over siltig leire og leirig silt. Det rapporteres om uvanlig sammensetting av massene og lagdeling både vertikalt og horisontalt. Det er ikke registrert kvikkleire, men det er tegn til skredmasser.

Det er gjort et større arbeid med borehull 10 og det henvises til rapport 126495-RIG-RAP-001 for utfyllende detaljer om grunnforholdene. Borehull 8 ligger nærmest akse 4 for gangbru, og borehull 11 ligger nærmest akse 4 for kjørebru. Borehull 10 ligger mellom bruene og nærmere akse 3.



Figur 7.2: Boreplan kjørebru og gangbru Frogner Fv. 260 (Multiconsult, 2016)

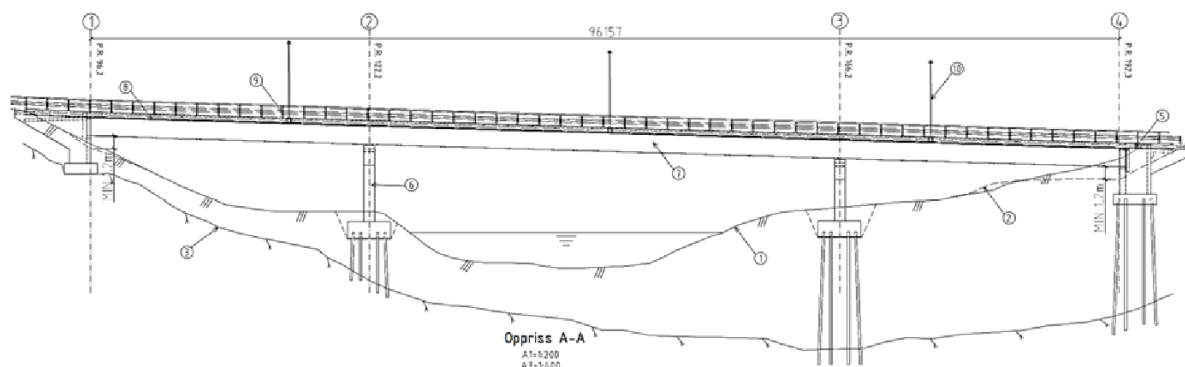
Ved borehull 8 er det truffet fjell ved en dybde på 23 m. Grunnen her består for det meste av silt og siltig leire. Borehull 10 traff fjell ved 13 m dybde, og grunnen her består av silt og siltig leire. Borehull 11 traff fjell ved 23 m. Grunnen her består av grus i topp over silt og siltig leire. Materialprøver tatt ved hull 10 viser et vanninnhold på 30-40 % og en skjærstyrke

på cirka 90 kN/m² fra 5 m dybde og nedover. Det er ikke registrert skjærstyrke over 5 m. Grunnvannstand er 1,5 m ved hull 8 og 10.

Det er i rapport 126495-RIG-NOT-005 gjort et større arbeid ved å se på fundamentering og stabilitet. Det fremkommer av rapporten at stabiliteten ved den østlige skråningen (akse 4) er beregnet en sikkerhet mot brudd etter direktemetoden på 1,75. Det konkluderes med at dette er tilstrekkelig med tanke på brudd selv om disse målingene er tatt 300 m oppstrøms for lokasjonen. Videre vil ikke bruene ha noen påvirkning på områdestabiliteten, og ligger utenfor kvikkleiresone.

7.3 Fundamentering på EPS

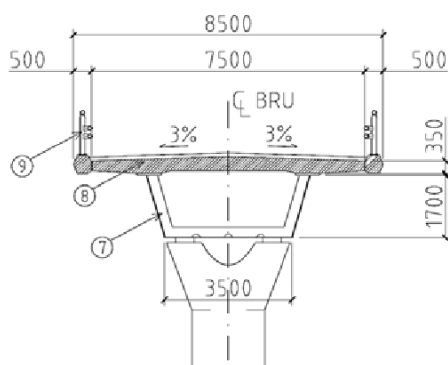
I utgangspunktet anbefaler Multiconsult at akse 2,3 og 4 fundamenteres på spissbærende peler til fjell slik at lasten blir overført direkte til fast lag.



Oppriss kjørebri

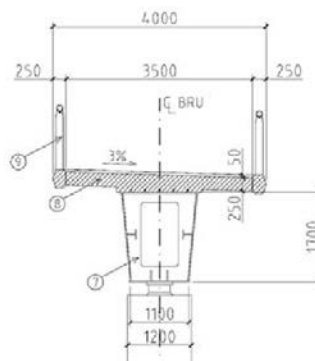
Figur 7.3: Oppriss kjørebri Frogner Fv. 260 (Multiconsult, 2016)

Det har i samarbeid med veileder blitt utarbeidet laster ut ifra tenkt snitt i figur 7.4 og 7.5. Dimensjonerende EPS-kvalitet har så blitt valgt ut ifra krav til korttids- langtids- og syklisk last.



Tverrsnitt kjørebru

Figur 7.4: Tverrsnitt kjørebru Frogner Fv. 260 (Multiconsult, 2016)



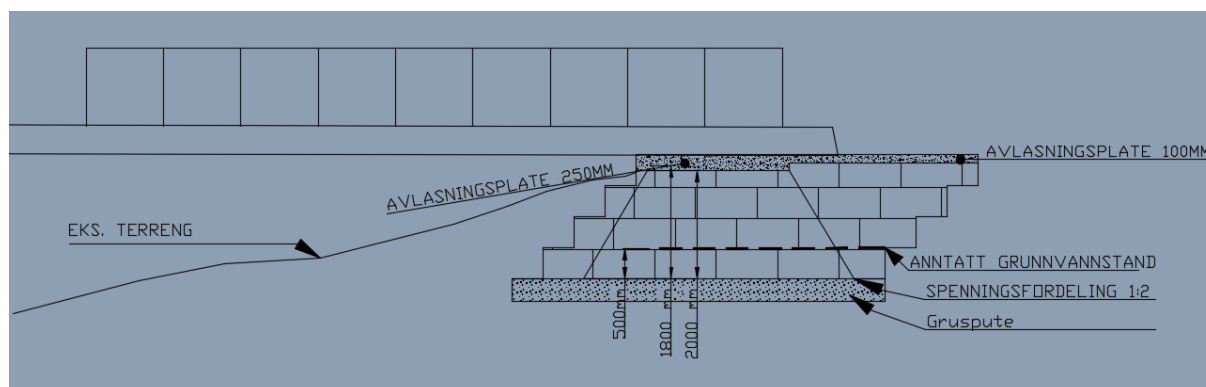
Tverrsnitt gs-bru

Figur 7.5: Tverrsnitt gangbru Frogner Fv. 260 (Multiconsult, 2016)

Landkar	Gangbru	Kjørebru	Enhet
Dimensjonerende nyttelast bruplate	200,00	1400,00	kN
Dimensjonerende egenvekt bruplate	230,00	635,00	kN
Egenvekt landkar	60,00	150,00	kN
EPS kvalitet	150,00	300,00	kN/m ²
Tyngdetetthet EPS (ρ)	25,00	45,00	Kg/m ³
Avlastnings plate (h = 25 cm)	7,00	15,00	m ²
Tyngde tetthet bortgravde masser (ρ)	18,50	18,50	kN/m ³
Areal under landkar	45,00	69,00	m ²
Volum bortgravde masser	832,50	2297,70	kN
Avlastning under landkar	18,50	33,30	kN/m ²
Last på grunn med kompensert fundamentering	10,89	31,67	kN/m ²

Tabell 7.1: Inndata og beregninger av nødvendig avlastning av grunn

Ved å se på beregnet lastreduksjon at det er mulig å bygge landkarene kompensert ved at det for gangbruen benyttes en fyllingshøyde på 2 m. Dette vil i fremkant landkar gi en utgraving på 1 m med lastreduksjon, og noe dypere i bakkant da terrenget er skrående. Det vil for det mest kritiske punktet gi en avlastning på 18,5 kN/m² mens den totale belastningen er på 10,9 kN/m².



Figur 7.6: Skisse landkar på EPS

For kjørebriuen vil det være nødvendig med en utgravning i fremkant landkar på 1,8 m. Dette vil gi en lastreduksjon på 33,3 kN/m² mens belastningen vil være på 31,7 kN/m². I bakkant mot tilløpsfyllingen vil avlastningen være noe større, da utgravd dybde her er cirka 2 m.

Det er valgt å benytte en EPS med trykkstyrke $\sigma_5 = 150$ kN/m² for gangbriuen og $\sigma_5 = 300$ kN/m² for kjørebriuen. Dette vil medføre at kravene til at korttids-, langtids- og syklisk last er oppfylt. Nedover i fyllingen kan det bli benyttet en EPS med noe lavere trykkstyrke, men det ses ikke på som nødvendig da fyllingshøyden er av beskjedne karakter. For større fyllinger der det benyttes større mengder EPS vil besparelsen kunne være stor når kvalitetene på EPS endres etter lastfordelingen. I tilløpsfyllingen er det tenkt EPS med trykkstyrke $\sigma_5 = 100$ kN/m² som er standard for EPS i vegfylling. Det er tenkt at fyllingen skal ligge drenert og sikret med drenerende masser rundt, og at fyllingen hviler på en gruspute.

Landkar	Gangbru	Kjørebru	Krav	
Kortidslast	70,00	145,67	200/300	kN/m ²
Langtidslast	41,43	52,33	45/90	kN/m ²
Syklisk last	28,57	93,33	70/105	kN/m ²

Tabell 7.2: Krav og lastberegninger Frogner bru Fv. 260

Ved beregning av teoretisk deformasjon i EPS er det benyttet ligning 2 som gir deformasjon vist i tabell 7.3.

Landkar	Gangbru	Kjørebru	Enhet
ϵ	0,72	0,36	%
ϵ	2,16	1,08	cm

Tabell 7.3: Deformasjon av EPS Frogner bru ligning 2

Dette er små størrelser som er nesten neglisjerbare. Verdiene er beregnet med $n = 20$ år, og er svært tilfredsstillende. Vi ser av tabellene at deformasjonen i EPS benyttet i gangbru er noe høyere selv om lastene her er vesentlig mindre. Dette henger sammen med at avlastningsplaten sammen med EPS-kvaliteten er halvert i forhold til kjørebriuen. Av tabell 7.2 vises det at langtidslastene ikke skiller mer enn ca. 10 kN/m² mens EPS-kvaliteten er doblet for kjørebriuen i forhold til gangbriuen. Dette gjør at deformasjonen blir større for gangbriuen.

7.4 Kostnader

Generelt

Der det er mulig å benytte kompensert fundamentering på EPS vil det sammenlignet med andre dyppfundamenteringsmetoder være store kostnadsbesparelser. Gitt at grunnforholdene beskrevet over tillater at det blir benyttet denne formen for direkte fundamentering, kan fyllingen bli utformet som vist i figur 7.6.

Mengde og kostnadsberegning

Bakgrunnen for de benyttede prisene er anslag utført av Multiconsult der post 83.5 er benyttet for sammenligning med EPS. I posten ligger pris på peler sammen med utsetting av peler. For å få et realistisk bilde på kostnadssammenligningen er det benyttet tall hentet fra masteroppgaven ``Kostnader ved bruk av fylling med lette masser og kalk- og sement peler (2009)``. I tillegg er det benyttet kostnad for EPS oppgitt av Jackon beskrevet i bacheloroppgave ``Ekspandert polystyren i norsk vegbygging (2011)``. Ved å benytte statistisk sentralbyrå sin kalkulator for omregning til 2016 priser har det vært mulig å benytte priser på prosjekter beskrevet i oppgaven fra 2009 og samtidig finne anleggskostnaden ved hjelp av pris på EPS av oppgave utført i 2011.

Grunnen til at pris på EPS er hentet fra 2011 er at prisen på EPS oppgitt fra Jackon i 2016 er vesentlig høyere enn konsumprisindeksen skulle tilsi. Det kan også tenkes at pris av 2011 er for høy i forhold til tall fra 2009 også, men det gir en indikasjon på kostnaden tilknyttet det som er beskrevet i post 24.741 og 24.743 etter prosesskode 1. Pris på standard EPS 100 kostet i 2011 360 kr/m³, mens den samme EPS kvaliteten kostet 734 høsten 2015. Det vil si en prisøkning på 203 %. Sammenlignet med konsumprisindeksen (kpi) som i samme tidsrommet var på 7,2 % vil det ikke gi et godt bilde å sammenligne dagens tall rett ut (andersen m.f, 2011) (SSB, 2016).

Prosjekt	Mengde	Pris/m ³	Fyllingsområde	Pris/m ²	Fyllingsbredde	Pris/m
11	8 300 m ³	638	3 770 m ²	1 404	30 m	42 137
12	12 400 m ³	634	6 200 m ²	1 268	20 m	25 368
13	4 650 m ³	467	1 160 m ²	1 867	20 m	37 332
14	19 000 m ³	584	3 450 m ²	3 213	15 m	48 189

Tabell 7.4: Priser på utførte prosjekter med bruk av EPS i vegfylling (Kotsbak, 2009)

Da de prosjekterte prisene varierer etter fyllingens volum (m^3), areal (m^2) og høyde (m) er det tillagt mest vekt på prosjekterte m^3 , da dette er den største kostnaden. Dette kan medføre at anleggskostnaden blir noe lavere enn antatt. Prisene varierer også etter hvordan entreprenøren velger å prise poster, da avtaler med leverandør varierer mellom de forskjellige entreprenørene. Størrelsen på ordrebestillingen er også avgjørende for prisen. Av de tallene som er hentet fra tabell 7.6 er det gjort en gjennomsnittsberegning av prosjektnummer 11, 12 og 14, da disse har en utført m^3 pris som ikke varierer altfor mye. Av post 24.741 og 24.743 etter prosesskode 1 fremkommer det hva som ligger inne i de antatte prisene. Se vedlegg 6.

EPS kvalitet	Pris m^3 (2016)	Pris* m^3 (2016)	Pris* m^3 utført (2009)	Pris* m^3 utført omregnet (2016)	Differanse * (2016-2009)	Pris* m^3 utført (2016)
100	734	587,2	620	704	319	906
150	910	728				1047
300	1480	1184				1503

Tabell 7.5: beregnet anleggskostnad per m^3 hentet fra Jackon, erfaringstall fra masteroppgave 2009 og bacheloroppgave 2011)

**Innlagt entreprenørrabatt 20% (vanlig for entreprenører, oppgitt av Jackon)*

Landkar	Gangbru	Kjørebru	
Lag 1	4	8	m^3
Lag 2	7	13	m^3
Lag 3	11	19	m^3
Lag 4	16	26	m^3
Sum EPS landkar	38	66	m^3
Sum EPS tilløpsfylling/kile	11	21	m^3
Pris EPS utført (150/300) inklusive entreprenørrabatt (Jackon)	1047	1503	kr/ m^3
Pris EPS utført (100) inklusive entreprenørrabatt (Jackon)	906	906	kr/ m^3
Beregnet kostnad for EPS brukt i landkar/ tilløpsfylling, utført	49 455	117 699	kr
Kostnad peling utarbeidet av Multiconsult, utført	700 000	1 500 000	kr
Beregnet differanse EPS - Peling landkar, utført	650 545	1 382 301	kr

Tabell 7.6: Mengdeberegning EPS og kostnadssammenligning

Besparelse

Ved beregning er det kun benyttet SSB sin kalkulator for omregning til 2016 priser. Dette kan medføre at anleggskostnaden kan bli noe lav sammenlignet med at prisen på EPS har hatt en relativ kraftig vekst.

I dette tilfellet har det fremkommet at det er rimelig å anta at ved å benytte EPS i landkar – tilløpsfylling/kile vil det sammenlignet med peler gi en besparelse på 650 000 kr for

gangbruen og 1 382 000 kr for kjørebruen. Det er da benyttet EPS med kvalitet som oppfyller kravene til deformasjon i landkar, og standard EPS kvalitet rundt landkar og tilløpsfylling/kile. Det vil si at ved å benytte EPS i stedet for peler vil samlet kostnad beløpe seg til 8% av opprinnelig estimerte kostnader for etablering av landkar i akse 4 for kjørebru og gangbru.

8 Diskusjon og konklusjon

8.1 Diskusjon

Generelt

Fra den første tanken med EPS benyttet som frostsikring i 1969 og frem til i dag, har behovene og bruksmulighetene økt i takt med hverandre. Siden den første strekningen ble lagt på Flom bru i 1972 har erfaringen økt gradvis med hvert prosjekt. Kunnskapen er i dag stor på hvordan materialet oppfører seg, og hva man kan forvente av materialet over tid. I dag er bruken utstrakt over hele verden, og EPS blir benyttet i alt fra vegfyllinger til ``landscaping``. Mye av grunnen til at EPS blir brukt i den skalaen som er i dag skyldes materialets gode egenskaper, tilgjengeligheten på produktet og hvordan det påvirker miljøet.

I vegbygging er EPS benyttet der bæreevnekapasiteten er lav og grunnen er setningsømfintlig. Bruken av EPS kommer da til sin rett siden EPS kun veier 1/100 av tradisjonelle fyllingsmaterialer. Dette sammen med EPS`en sin høye trykkstyrke, motstand mot deformasjon og bestandighet gjør den utmerket til vegbygging.

Bruken av EPS i vegbygging beløper seg til hundrevis av prosjekter og oppfølgingen av disse er god. Det er utført flere rapporter og oppgaver slik at det med sikkerhet kan sies at EPS passer til de oppgavene den skal løse og kan gjøre det over en lengre tidsperiode. Tester utført på prøver hentet fra 30 år gamle fyllinger gir ingen tegn til nedbryting eller at materialet er svekket på noen måte.

Denne oppgaven omhandler hvordan bruken av EPS har vært i forhold til å benytte materialet i landkar der landkarene fundamenteres kompensert, og grunnforholdene er av en slik art at eneste mulighet utover dette hadde vært dypfundamentering. Det er i Norge bygget 5 bruer fundamentert på EPS, hvorpå 3 er kjørebruer og 2 er gangbruer. Dokumentasjonen og oppfølgingen av kjørebrueene har vært god, og det er erfaringer fra disse, da spesielt Løkkeberg bru som ligger til grunn for at EPS har blitt benyttet videre.

De 3 kjørebrueene som ble fundamentert på EPS ga ingen utslag i deformasjon eller setninger som ikke var forventet på forhånd. Alt tyder på at dette fungerte optimalt. I internrapport 2209 konkluderes det med at utførelsen av Løkkeberg bru og Hjelmungen bru har vært både riktig og god.

Gangbruene på Fv. 109

For 3 av de 4 bruene var det nødvendig at fundamenteringen enten ble utført med dypfundamentering eller at det ble benyttet lette masser.

Bru	Landkar	Øst					
		Fundamentering	Dybde til Fjell (m)	Målt differanse (cm)	Vanninnhold (%)	Skjærfasthet (kN/m ²)	S _t
Hassingen		Stålkjernereler	14,0	9,2	30-50	10-180	18-183
Skovbøle		EPS	10,0	0,0	20-50	20-100	5-9
Leie		EPS	15,0	0,9	30-60	10-70	9-218
Høiendal		Såle	5,0	0,0	10-15		

Tabell 8.1: sammenstilling av data for alle bruene landkar øst

Bru	Landkar	Vest					
		Fundamentering	Dybde til Fjell (m)	Målt differanse (cm)	Vanninnhold (%)	Skjærfasthet (kN/m ²)	S _t
Hassingen		Stålkjernereler	18	2,3	30-50	10-180	18-183
Skovbøle		EPS	37	12,3	20-50	20-100	5-9
Leie		EPS	22	0	30-60	10-70	9-218
Høiendal		Såle	10	0,9	10-15		

Tabell 8.2: sammenstilling av data for alle bruene landkar vest

Ved Hassingen bru ble det benyttet dypfundamentering på stålkjernereler til fjell. Grunnet prosjekteringsfeil endte landkarene ved Hassingen delvis dypfundamentert, delvis direkte fundamentert og resultatet av det kommer visuelt tydelig frem av bildene samt målinger utført ved landkar vest. Målinger viser en differanse per i dag på 14,7 cm. De direkte fundamenterte landkarene ved Hassingen er fundamentert på EPS slik at setningene registrert her er trolig en del av områdesetningene, det vil da si at de kun følger terrenget. Utover denne prosjekteringsfeilen kan det ikke sies at den delen av bruene som står på peler har tatt noen skade. Dette medfører at de utførte innmålingene ikke egner seg som grunnlag for å si noe om eventuelle setninger som måtte ha oppstått ved Hassingen, men at de registrerte avvikene sier noe om avviket ved bygging/ innmåling i 1995.

Ved å fastslå at innmålingene ikke kan brukes som grunnlag for å si noe om eventuelle setninger ved Hassingen, øker det usikkerheten ved å benytte de ved de andre gangbruene. Dette fordi de er bygget på samme tid, innmålt på samme tid og prosjektert av samme konsulent.

Ved Skovbøle bru skyldes de visuelle skadene forvitring og mangel på vedlikehold av bruene, slik at de innmålte differansene ikke ses ved befaring av bruene. Likevel virker det sannsynlig at innmålingene her er reelle når man betrakter alle dataene som er sammenstilt. Ved landkar vest ble det ved Skovbøle beregnet en differanse på 12,3 cm mens landkar øst hadde en beregnet differanse på 0 cm. Ved å se på dataene og at det er kjent at området er påvirket av områdesetninger som er målt til 12 cm rundt Skovbøle, er det sannsynlig at landkar vest kan være påvirket i den størrelsesorden som er beregnet. Avstanden til fjell er cirka 37 m og tørrskorpeleiren kan ha blitt svekket ved bygging av landkar. Per i dag kan det ikke sies at fundamentering på EPS var feil da bruene ikke har tatt noe skade av det, men ved videre utvikling skulle landkar vest vært fundamentert ved peler til fjell eller friksjonspeler ført til fastere lag.

For Leie bru er det registrert de samme visuelle skadene som ved Skovbøle. Vedlikeholdet er mangelfullt og forblendingssteiner har løsnet. Ved visuelle betraktninger er det ingen setninger å observere. Det er også her registrert områdesetninger, men ikke i samme størrelsesorden som ved Hassingen og Skovbøle. Ved sammenligning av høydedata er det målt 0 cm og 0,9 cm i differanse. Ved å se på dataene for Leie og Skovbøle kan det så tvil om resultatene ved Skovbøle, da dataene viser at det ikke er registrert tørrskorpeleire ved Leie. Vanninnholdet er høyere, sensitiviteten er høyere og skjærfastheten er lavere slik at det skulle tenkes at det burde vært noen form for målt differanse ved landkar vest. Under landkar vest ved Leie er dybden til fjell 22 m. Dette medfører at påvirkningen av grunnvannssilen ikke er like påvirkende dess lenger nord i området man kommer. Dette ses også på områdesetningene som avtar. Fundamenteringen med EPS i landkar har her vært tilfredsstillende, og det antas at innmålingene kan benyttes også her som ved Skovbøle.

Høiendal bru skiller seg ut ved at grunnforholdene her er gode, slik at direkte fundamentering på såle ble benyttet. Visuelt sett har dette vist seg å være riktig og det observeres ingen skader, bortsett fra de samme skadene som ved Leie og Skovbøle knyttet til drift og vedlikehold av bruene. Ved sammenligning av høydegrunnlag viste det seg at landkarene sto tilnærmet i ro, men at pilarene hadde beveget seg noe. Den største målte differansen var på 5,9 cm. Denne differansen kan skyldes byggeavvik, altså at materialene ikke stemmer overens med K-tegning. Grunnforholdene ved Høiendal var av en slik karakter at det ikke skulle oppstå setninger her. Det er ikke gitt at det trenger å være byggeavvik i den størrelsesorden ved alle bruene, men siden usikkerheten er såpass stor knyttet til innmålingen kan

byggeavviket være en stor faktor og at den beregnede verdien ved Høiendal kan benyttes som en feilkilde for de øvrige bruene.

Frogner bru, Fv. 260

I kapittel 7 er det vist muligheten for å fundamenter landkaret i akse 4 for kjørebru og gangbru på EPS, og hvilke økonomiske konsekvenser dette har for prosjektet. Det har blitt utarbeidet en geoteknisk rapport av Multiconsult. Denne anbefaler at landkarene peles til fjell. Det kommer frem av beregninger i kapittel 7 at det er teoretisk mulig å benytte seg av de fordelene kompensert fundamentering gir, da avlastningen av grunnen er større enn lastene fra bruene både for gangbru og kjørebru. Det er også fullt mulig å overføre lastene fra bruene og over på landkarene uten at det gir nevneverdige deformasjoner i EPS'en. For at det skal kunne stadfestes helt sikkert må en slik beregning utføres av en fagkyndig geotekniker. Ved å benytte peler vil konstruksjonen bli helt ``stiv``. Sammenlignet med et landkar på EPS som vil være ``flytende`` og at deformasjonene i EPS'en vil være noen få cm, vil det være nødvendig med justeringsmuligheter. Den store fordelen med å kunne benytte seg av EPS vil være den økonomiske kostnadsbesparelsen som ligger i størrelsesorden rundt 92% av opprinnelig anslag. I tillegg vil også et ``stivt`` landkar på peler gi differensialsetninger mot tilløpsfyllingen, da denne inneholder enten tradisjonelle fyllingsmaterialer eller lette masser.

8.2 Konklusjon

Å benytte EPS som materiale i landkar og fylling viser seg på mange områder å fungere utmerket. Det registreres at det ved ett tilfelle kunne ha vært tenkt annerledes og benyttet peler, men ved dags dato har det ikke vært nødvendig. Det kommer frem av gjennomgangen at det ikke er nødvendig med tørrskorpeleire for å benytte EPS, da Leie og Skovbøle var to eksempler der dette ble stilt opp mot hverandre. Det konkluderes med at alle bruene per dags dato ikke har tatt skade av setninger, og at de skadene som er observert kun er kosmetiske. Unntaket er det forlengede landkaret ved Hassingen uten at det påvirker bruene i noen grad. Det kommer også frem av de betraktningene som er gjort at der det er områdesetninger vil det ikke hjelpe å benytte kompensert fundamentering, da grunnen ikke klarer å bære seg selv og uansett vil synke over tid. En løsning på dette vil være å benytte EPS for alle fundamentene slik at bevegelsen ble lik og differensialsetninger ble unngått. Til tross for dette viser gjennomgangen av bruene i kapittel 6 sammen med de gjennomgåtte casestudiene i kapittel 5 at EPS fungerer vel så utmerket som materiale i landkar som det fungerer i vegfyllinger med unntak av der problematikken er områdesetninger.

For det tenkte prosjektet i kapittel 7 vil det, hvis mulig gi en økonomisk fordel å kunne benytte landkar kompensert fundamentert på EPS. Kostnadsbesparelsen vil ligge i området rundt 92% av utført anslag for prosjekterte landkar i akse 4, da ved å sammenligne tall fra 2009 og 2011.

Når det ses på hvor mange bruer som har landkar fundamentert på EPS kommer det frem at bruene er underdrevet, og at mulighetene for å benytte EPS ofte ikke fremkommer i notater og vurderinger. For fremtiden kan dette med fordel vurderes oftere og prosjektene kunne vært gjennomført hurtigere og kostnadsbesparelsen vil være stor.

8.3 Veien videre

I denne oppgaven har det blitt gjort en tilstandsvurdering av gangbruene på Fv. 109. I den forbindelse har det blitt gjort et større arbeid med inneheiting og bearbeiding av data. Det anbefales at SVV tar vare på disse digitale dataene slik at bruene kan evalueres ved en senere anledning, da med et grunnlag som er kvalitetssikret. Dette vil gi sikre data på hvordan setningsutviklingen er i området, og om det var riktig å benytte kompensert fundamentering.

9 Referanser

9.1 Litteraturreferanser

- Aabøe, R. og Frydenlund, T.E. (2001) *EPS - Den lette løsningen*. Internrapport nr. 2209. Veglaboratoriet, Oslo
- Aarhaug, O.R. (1992) *Geoteknikk*. 1. utg. Oslo: NKI forlag
- Alfheim, S.L. (1973) *Lette fyllinger av skumplast, strømsvegen v. Flom bru*. Internrapport nr. 496. Veglaboratoriet, Oslo
- Alfheim, S.L. (1974) *Vegen og vi*. Veglaboratoriet, Oslo
- Alfheim, S. Flaate, K. Refsdal, G. Rygg, N. og Aarhus, K. (2011) *The first EPS Geoblock Road Embankment - 1972*. Upublisert paper presentert på EPS 2011. Lillestrøm
- Andersen, L.M.B. Tjernsbekk, J.A. Stang, T.A og Lindqvist, K. (2011) *Ekspandert polystyren i norsk vegbygging*. Bacheloroppgave. Høgskolen i Østfold, Fredrikstad
- Arellano, D. og Stark, T.D. (2009) *Load bearing analysis of EPS-block geofom embankments*. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields – Tutumluer & Al-Qadi Taylor & Francis Group, London
- Ask, C. Abdulmajid, K. og Gundersen, B. (2014) *Vurdering av kompensert brufundamentering på EPS*. Bacheloroppgave. Høgskolen i Østfold, Fredrikstad
- EUMEPS (2011) *EPS White Book - EUMEPS background information on standardisation of EPS*. Utstedt av EUMEPS 2011, versjon 31/03/11
- Vegdirektoratet (2015) *HB N400. Bruprosjektering - Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner*. Oslo: Statens vegvesen og Vegdirektoratet
- Vegdirektoratet (2014) *HB V220. Geoteknikk i vegbygging*. Oslo: Statens vegvesen og Vegdirektoratet
- Vegdirektoratet (2014) *HB V221. Grunnforsterkning fyllinger og skråninger*. Oslo: Statens vegvesen og Vegdirektoratet
- Hermansen, S. (2012) *Anvendelse av EPS i vegbygging – med fokus på brufundamentering og myr bru*. Masteroppgave. Universitetet for miljø- og biovitenskap, Ås
- Holte, H. (2002) *Lightweight filling materials for road construction*. Publikasjon no. 100. Vegdirektoratet, Oslo
- Korpberget, T. og Lerfaldet, M.A. (1979) *Oppdrag 8248 nr. 1*. Veglaboratoriet – Geoteknisk seksjon

Kotsbak, E. (2009) *Kostnader ved bruk av fylling med lette masser og kalk- og sementpeler*. Masteroppgave. Universitetet for miljø- og biovitenskap, Ås

Rørvik, T. (1982) *Geoteknikk : Jordartenes fysiske egenskaper*. 3. utg. Oslo: Universitetsforlaget

Rørvik, T. (1983) *Geoteknikk Fundamentering Vannstrømning i jord*. 3. utg. Oslo: Universitetsforlaget

Rolfesen, C.N. (2003) *Grunnarbeid og fundamentering, Geoteknikk – Masseflytting- Maskiner*. 3. utg. Oslo: Universitetsforlaget

Srirraajan, S. Negussey, D. Anasthas, N. *Creep behavior of EPS geof foam*. Geof foam forskningscenter, Syracuse universitet, Syracuse, NY 13244

Søjdis, T.H. (2012) *Knekning av peler i bløt jord*. Masteroppgave. Norges Tekniske og Naturvitenskapelige Universitet, Trondheim

9.2 Muntlige referanser

Lerfaldet, M.A (2016) Muntlig kommunikasjon med Sivilingeniør Magne Lerfaldet. Statens vegvesen, Moss

Rukke, F. (2016) Muntlig kommunikasjon med byggeleder Frode Rukke. Statens vegvesen, Moss

9.3 Internettreferanser

EPS-gruppen (2015) Tilgjengelig fra: <http://www.eps-gruppen.no/miljoe/produksjon/>
(Hentet: 11.01.2015)

Foamfabricatorsinc (2015) Tilgjengelig fra:
<http://www.foamfabricatorsinc.com/page.aspx?nid=118>
(Hentet: 18.11.2015)

Store norske leksikon - fundamentering (2015) Tilgjengelig fra: <https://snl.no/fundament>
(Hentet: 12.10.2015)

GEOFOAM - Kompensert fundamentering (2015) Tilgjengelig fra:
<http://www.geofoam.org/applications/compensating-foundation/>
(Hentet: 12.10.2015)

Statistisk sentralbyrå (2016) Tilgjengelig fra:
<https://www.ssb.no/priser-og-prisindekser/statistikker/kpi/maaned/2016-03-10>
(Hentet: 06.04.2016)

NGI (2015) *Grunnforsterkning med kalksement*. Produkt datablad. Tilgjengelig fra:
http://www.google.no/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=2&ved=0ahUKEwjnwce_js7MAhXI6CwKHcJpB1gQFgghMAE&url=http%3A%2F%2Fwww.norcem.no%2Fno%2Fsystem%2Ffiles_force%2Fassets%2Fdocument%2Fkalksement_original_0.pdf%3Fdownload%3D1&usq=AFQjCNEmtzm1vUUuKXGALSm-oQFGz9ekpg&bvm=bv.121421273,d.bGg
(Hentet: 12.12.2015)

9.3 Rapporter

Multiconsult (2016) *Datarapport – geotekniske grunnundersøkelser*. Dokumentkode: 126495-RIG-RAP-001

Multiconsult (2016) *Forprosjektrapport*. Dokumentkode: 126495-TVF-RAP-002

Multiconsult (2016) *Geoteknisk vurdering*, Dokumentkode: 126495-RIG-NOT-005

Statens vegvesen (1980) *Rv. 109 Yrkesskolen – Råbekken, Hovedundersøkelser*. Oppdrag B-248A rapport nr. 2

Statens vegvesen (1995) *RV. 109 Frescoveien – Høiendal, Grunnforsterkning med kalksementpeler erfaringsrapport*. Bd 150B rapport nr 2

Statens vegvesen *Rv. 109 Høiendal – Råbekken 4-felt med gang-sykkelveg, Grunnundersøkelse*. Bd 150 rapport nr 1

10 Vedlegg

Vedlegg 1	Oppgavebeskrivelse
Vedlegg 2	Tekniske tegninger - gangbruer
Vedlegg 3	Lastberegninger - gangbruer
Vedlegg 4	Differanse beregninger - gangbruer
Vedlegg 5	Prosesskoden 1 & 2 - relevante utklipp

Vedlegg 1

Oppgavebeskrivelse

Master-oppgave våren 2016

for Lars-Marius Målerud Brekke

En studie av brufundamentering på EPS-fylling på bløt grunn

Bakgrunn

Brufundamentering på EPS på bløt grunn har vært brukt som alternativ til pelefundamentering i Norge på noen bruer. Den første var Løkkeberg bru i Halden bygd i 1989.

På Fv. 109 i Fredrikstad ble det i 1995 bygd to gangvegbruer fundamentert på EPS. Det ble også bygd en pelefundamentert gangvegbru og en direkte fundamentert gangvegbru.

Oppgave

Oppgaven skal ta for seg følgende:

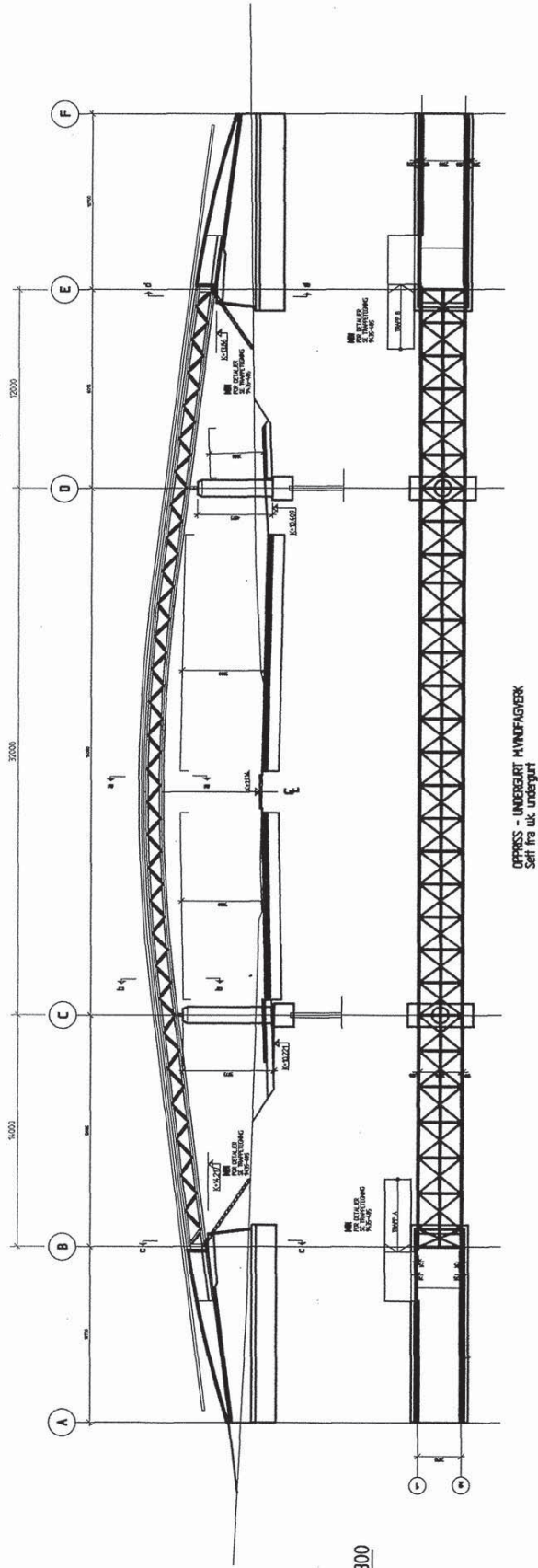
- Litteraturstudie av materialet EPS og tidligere bruer fundamentert på EPS
- Foreta en tilstandsvurdering og evaluere de 4 gangvegbruene på Fv.109 med hovedfokus på de to bruene fundamentert på EPS
- Vurdere muligheter for å benytte EPS i landkar for kjørebru og gangvegbru på Fv. 260 Frogner bru og foreta en kostnadssammenligning med pelefundamentering

Vedlegg 2

Tekniske tegninger - gangbruer

Hassingen G/S	865	RV 109	Byggear	5	Arkivnr.
Brunavn	Brunnr.	Brukskat.	Byggear	5	Arkivnr.
Østfold			Fredrikstad		
Fylke	Vegkat./-mHovedpars. Km/km år Kommune				
Byggv.type :	Fagverk				
Konstr.mat. :	Sjøl Statisk system : Fagverk				
Brudekke :	Trykkimp. 148*75 Siltelag : Trykkimp. Siltel.tyk. : 25 mm.				
Landkartype :	Forblendet betong Landkarfund.: Betongpeler				
Pilartype :	Betongpeler				
Pilarmat. :	Betong				
Spennvidde(r)	14 + 32 + 12 = 58				
Føringsavst. V:	H: G/S-bane V: Total lengde 58 m.				
Lastklasse	SVV 1986 Tottbredde 2,8 m.				
Brukslast	60 kN lastest. / 30 kN frekset eventuelt Fri b.o. føring Fri høyde				
	4 kN/m ² jern forst. Fri h. v/føring				
	I henhold til Lastesnitt for bru og forpeler Fritatt seiløp Fri h. veg under 5 m.				
Konstruert av:	A.S. GEAS Bygd av: OVE SKÅR A.S.				

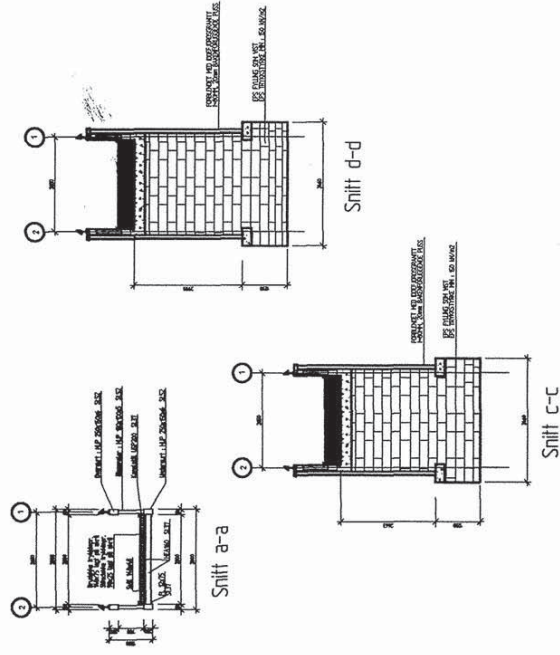
Oppriss M = 1300



OPPRISS - INNGERT MANNFAGVERK
Seri fra uk. undertegnet

Grunnriss M = 1300

Tversnitt M = 1:150



Skisse vegkurvatur:

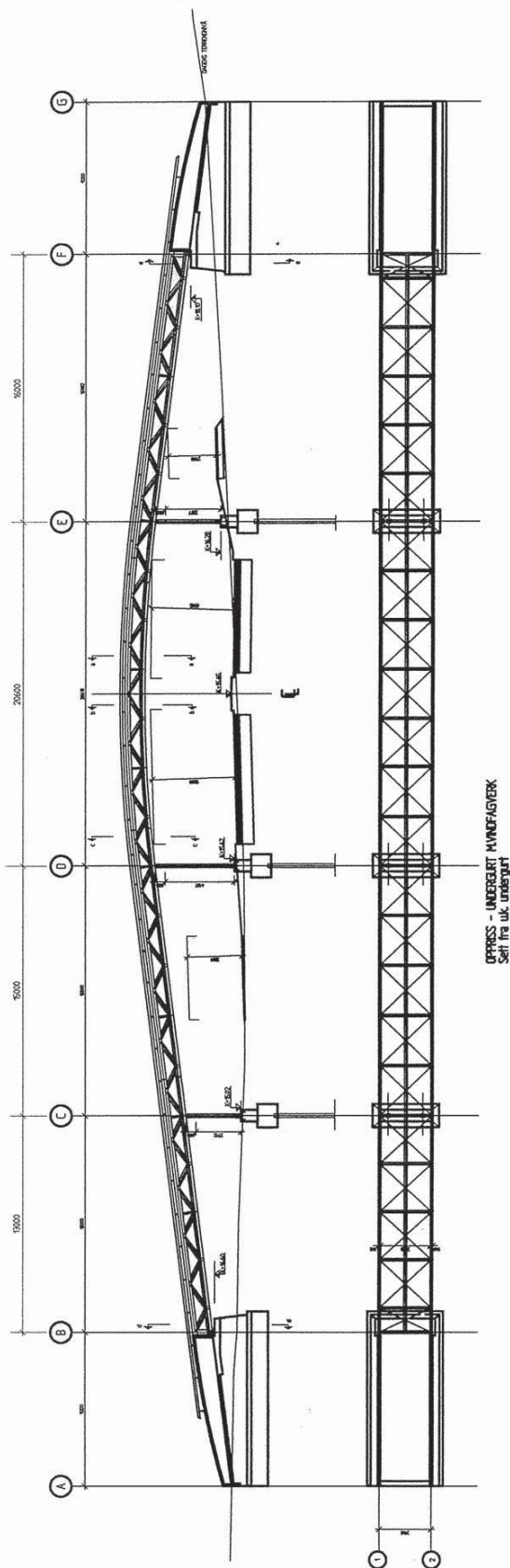
Forsterket/utv.:

Tegnet den 15.09.94

av Per Johan Evensen

Skovbøle G/S	866	RV 109	995
Brunavn	Brunr.	Brukskat.	Bru over
			Byggeår
			Arkivnr.
Fylke	Østfold	Vegkat./-m	Hovedpars. Km/km år
			Kommune
Byggv.type :	Fagverk	Statisk system :	Fagverk
Konstr.mat. :	Limtre / Stål	Sitlag :	Trykkimp.
Brudekke :	Trykkimp. 140*75	Landkarfund. :	Komp. fundamentering med EPS
Landkartype :	Førblendt betong ?	Pilarfund. :	Betong
Pilartype :	Limtre		
Spennvidde(r) :	13 + 15 + 20,6 + 16 = 64,4	Total lengde :	64,6 m.
Føringsavst. V :	H/G/S-bane	Total bredde :	3,32 m.
Lastklasse :	SW 1986	Fri høyde :	
Brukslast :	60 kN lokalsk. / 30 kN fremkøst eventuelt 4 kN/m ² jern fordelt	Fri h. v/føring :	
	! henhold til Lastforskrift for bru og fergekajer i det offentlige veiværk - 66	Fri h. veg under 5 m. :	
Konstruert av :	A.S. GEAS	Bygd av :	OVE SKÅR A.S.

Oppriss M = 1:300



Grunnriss M = 1:300

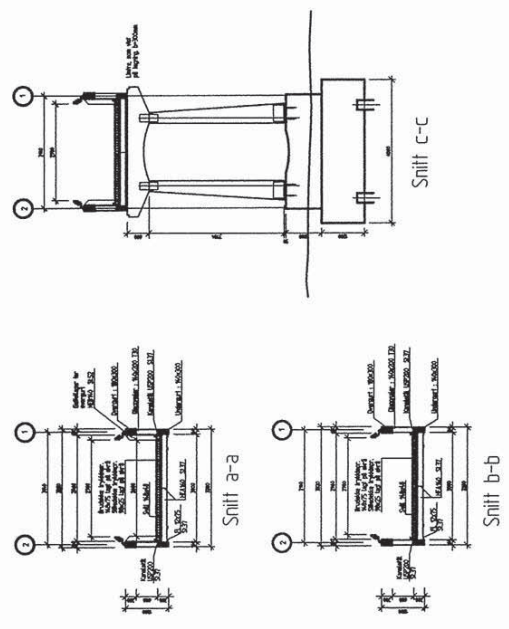
Skisse vegkurvatur:

Forsterket/utv.:

Tegnet den 15.09.94

av: Per Johan Evensen

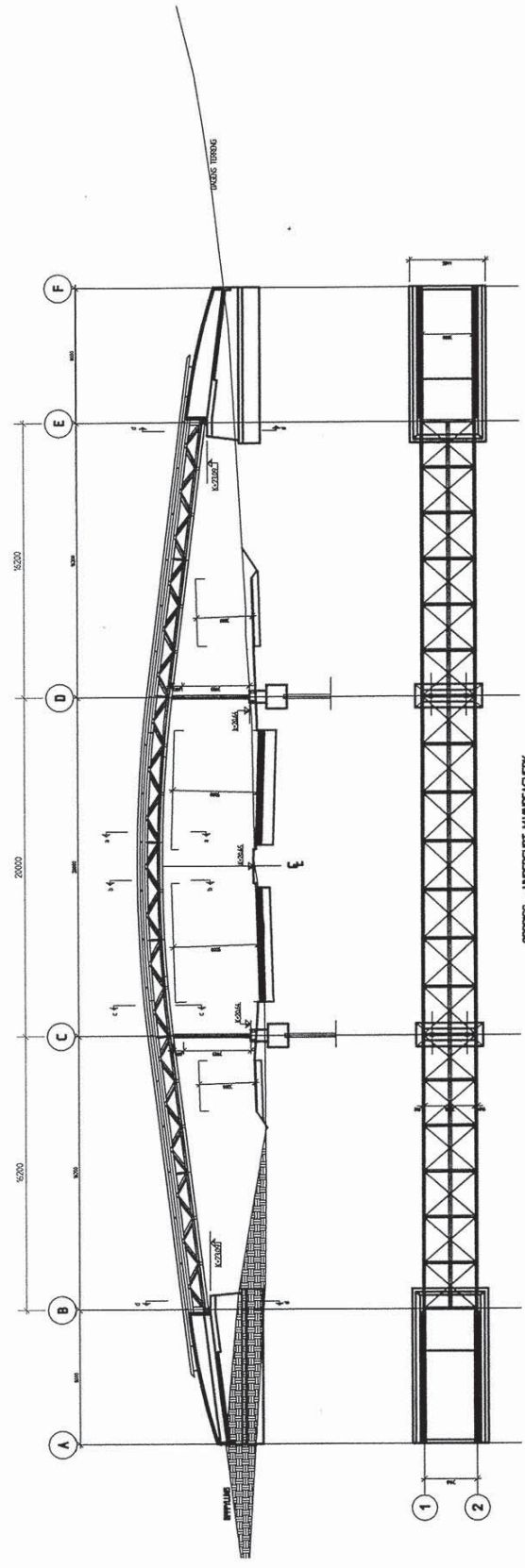
Tverrsnitt M = 1:150



Lele G/S	868	RV 109	5
Brunavn	Brunnr.	Brukskat.	Byggeår
Østfold			Arkivnr.
Fylke	Vegkat./-mHovedpars.	Km/km år	Kommune
Byggv.type :	Fagverk	Statisk system :	Fagverk
Konstr.mat. :	Limtre / Stål	Sitelag :	Trykkimp.
Brudekke :	Trykkimp. 148*75	Landkartype :	Forblendet betong
Pilartype :	Limtre	Pilarfund.:	Betong
Spennvidde(r)	16,2 + 20 + 16,2 = 52,4	Totallänge	52,4 m.
Føringsavst. V:	Ht G/S-bane V:	Tottdbredde	3,32 m.
Lastklasse	SW 1986	Fri b.o. føring	Fri høyde
Brukslast	60 kN lastekast / 20 kN fremkøst eventuelt 4 kN/m² jernt forstet	Fri b.o. rekkv.	Fri h. v/føring
	I henhold til Lastforskrift for bruer og ferjekaier i det offentlige veanett - 86	Fritatt seilløp	Fri h. veg under 5 m.
Konstruert av:	A.S. GEAS	Bygd av:	OVE SKÅR A.S.

Oppriss M = 1:300

Grunnriss M = 1:300



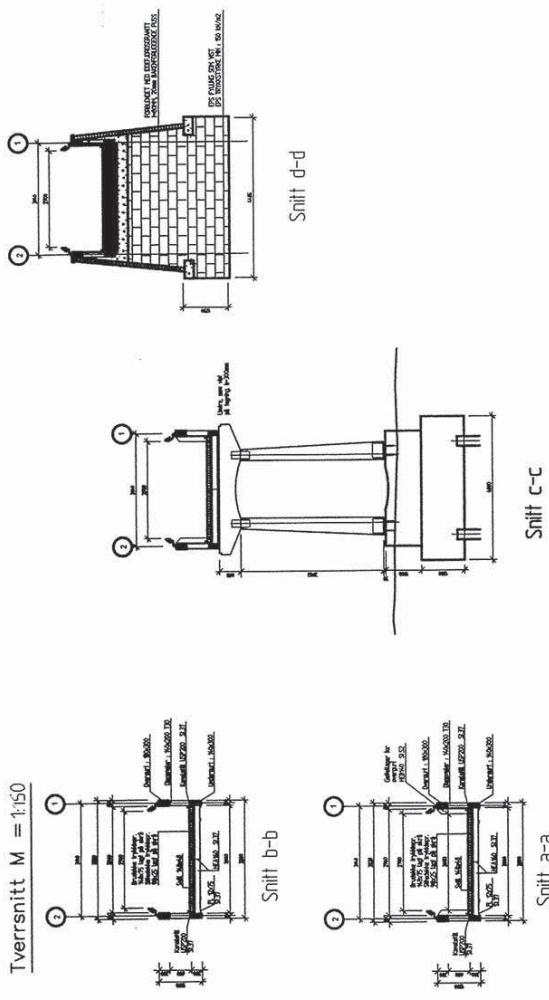
Skisse vegkurvatur:

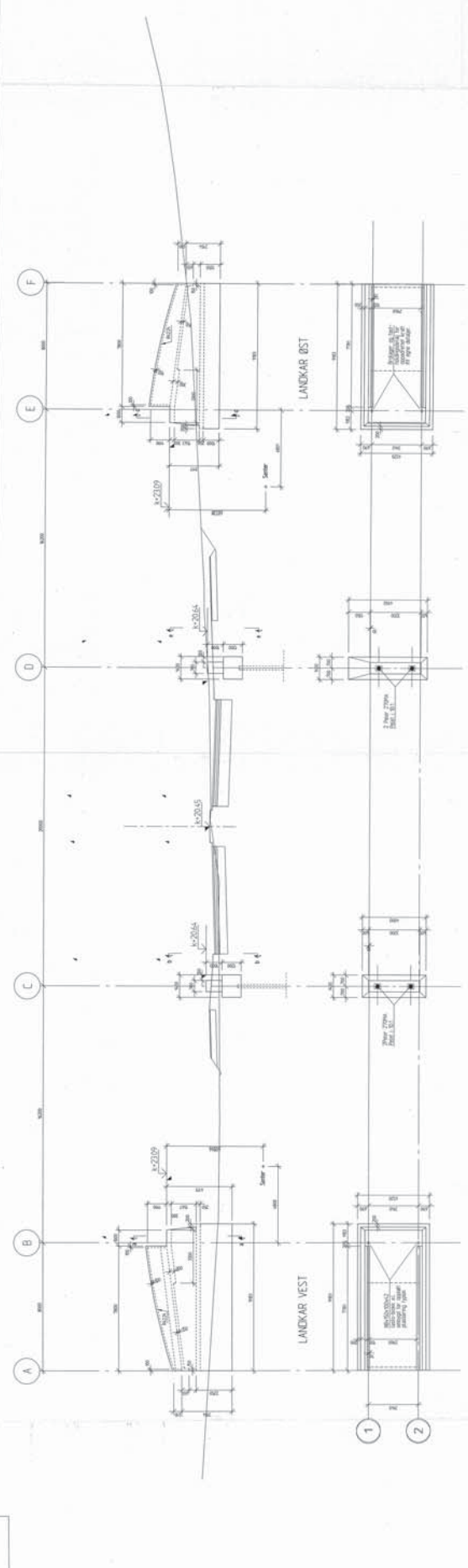
Forsterket/utv.:

Tegnet den 15.09.94

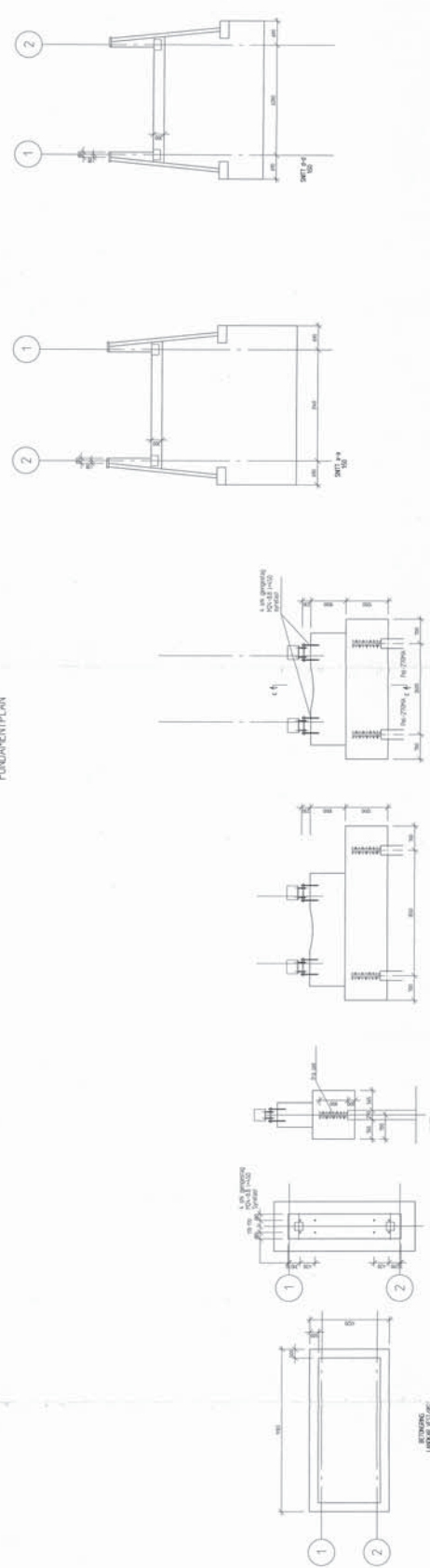
av: Per Johan Evensen

Tverrsnitt M = 1:150





FUNDAMENTPLAN



BESTEMPELSE
 Arnsby Væveri CVK
 2840 Bredåsen
 Tlf: 46 46 46
 E-mail: arnsby@arnsbyvæveri.dk

HELVISNINGER
 GRAVERI: 1:10
 KONSTRUKTION: 1:20
 DETALJER: 1:50
 SEKTORER: 1:100
 PERSPEKTIV: 1:100

FORKLARINGER
 Tegninger: 1:100

SOM BYGGET & L

C	28.12.2016	Udvalgte projekter af arkitektfirmaet	P. J. JENSEN	1:100
B	18.12.2016	Udvalgte projekter af arkitektfirmaet	P. J. JENSEN	1:100
A	18.12.2016	Udvalgte projekter af arkitektfirmaet	P. J. JENSEN	1:100

Godkendt som arbejdsbygningsprojekt af Byggesagen den 19.12.2016

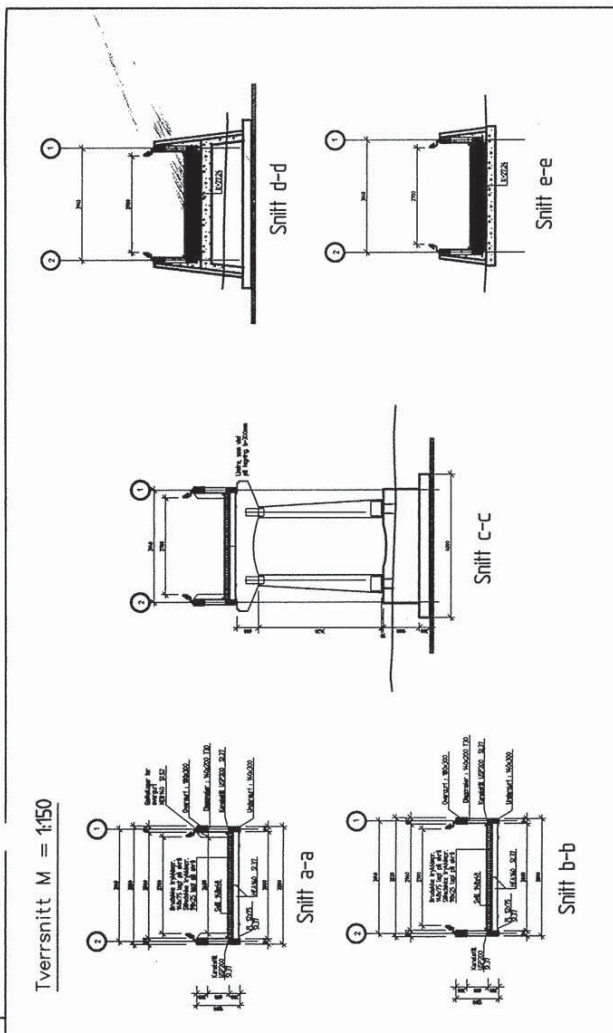
Byggesagen
 Torshovvej 10
 1450 København V
 Tlf: 33 33 33
 E-mail: byggesagen@byggesagen.dk

Projekt navn: **GEAS**
 11111111111111111111
 11111111111111111111
 11111111111111111111

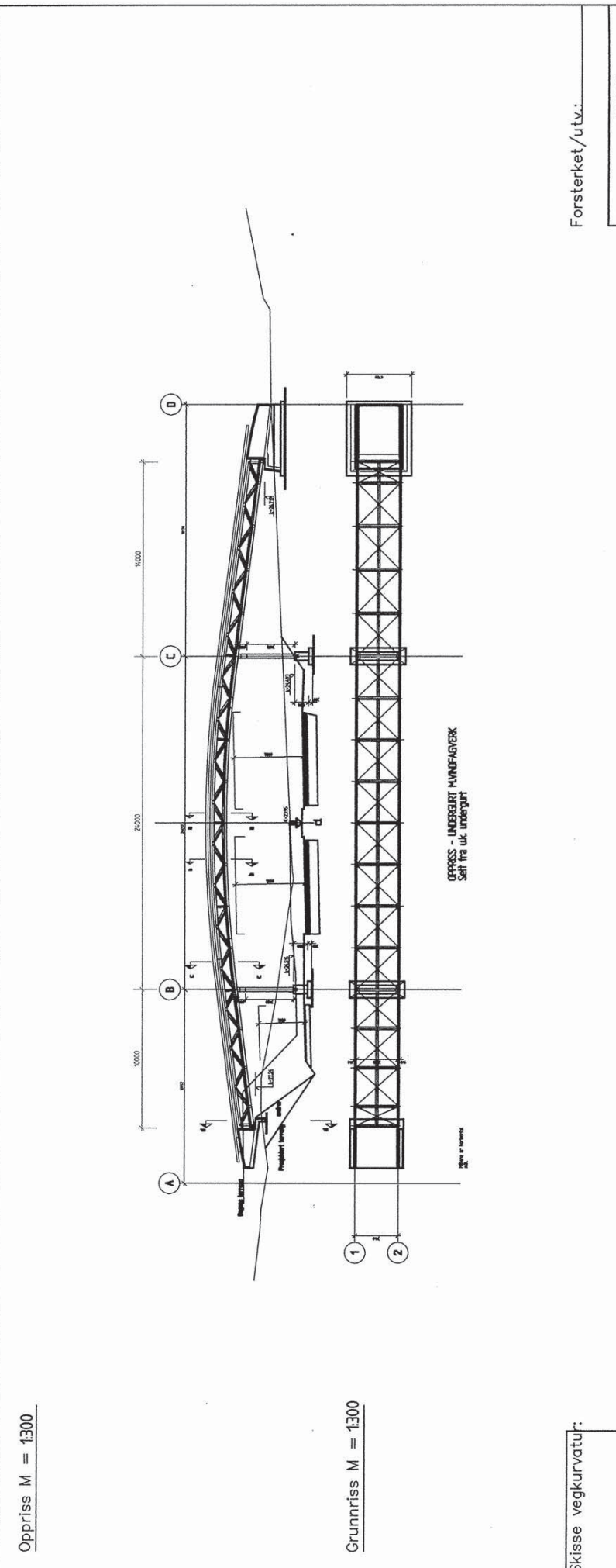
Tegning: 01-01
 Skala: 1:100
 Dato: 18.12.2016

Arkitekt: P. J. JENSEN
 Tegning: P. J. JENSEN
 Skala: 1:100
 Dato: 18.12.2016

9435 412 C



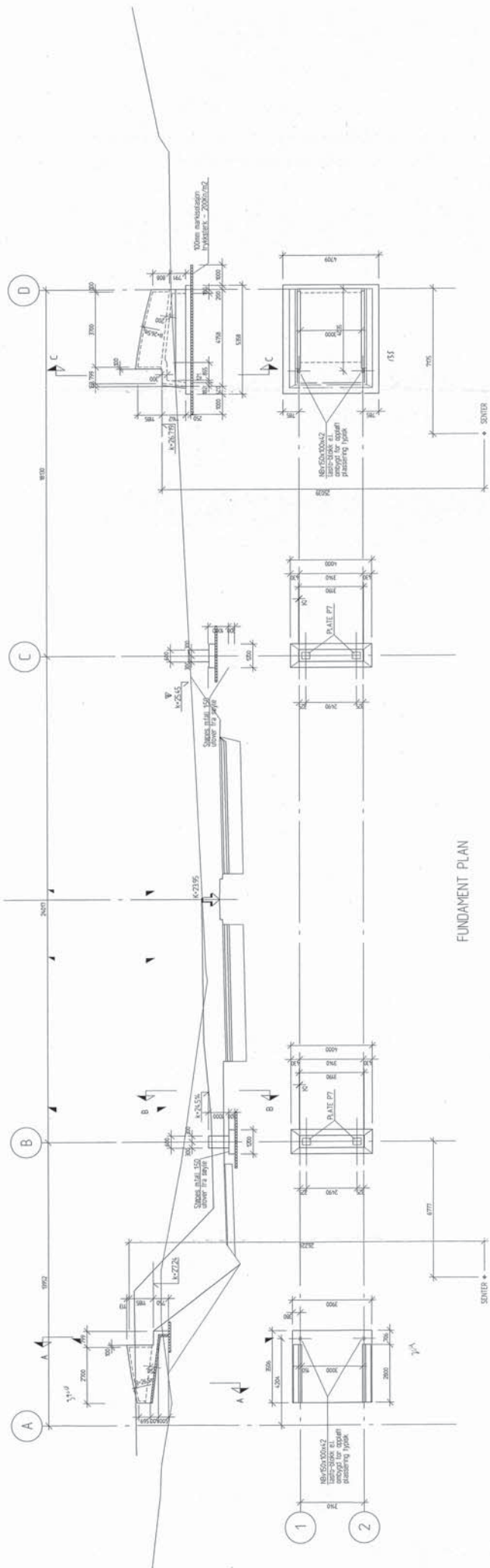
Høiendal G/S	869	RV 109	35
Brunn.	Bru over	Byggeår	Arkivnr.
Østfold		Fredrikstad	
Fylke	Vegkat./-mHovedpars. Km/km år	Kommune	
Byggv. type :	Fagverk		
Konstr.mat. :	Tre / Stål	Statisk system :	Fagverk
Brudekke :	Trykkimp. 148*75	Siltelag :	Trykkimp. Siltel.tyk. : 25 mm.
Landkartype :	Forblandet betong	Landkartfund. :	Komp. fundamentering med EPS
Pilartype :	Limtre	Pilartfund. :	Betong
Spennvidde(r) :	10 + 24 + 14 = 48	Total lengde :	48 m.
Føringsavst. V :	H/G/S-bane V:	Total bredde :	3,32 m.
Lastklasse :	SW 1986	Fri h. o. føring :	
Brukslast :	60 kN betong / 30 kN fremleset eventuelt 4 kN/m ² jern forst. i det øverste vekt - 66	Fri h. v/føring :	
	Verhald til Lastoverskrift for bru og fagpæler i det øverste vekt - 66	Fritt seilløp :	
Konstruert av :	A.S. GEAS	Bygd av :	OVE SKÅR A.S.
Oppriss M = 1:300			



Forsterket/utv.:

Tegnet den 15.09.94

av: Per Johan Evensen



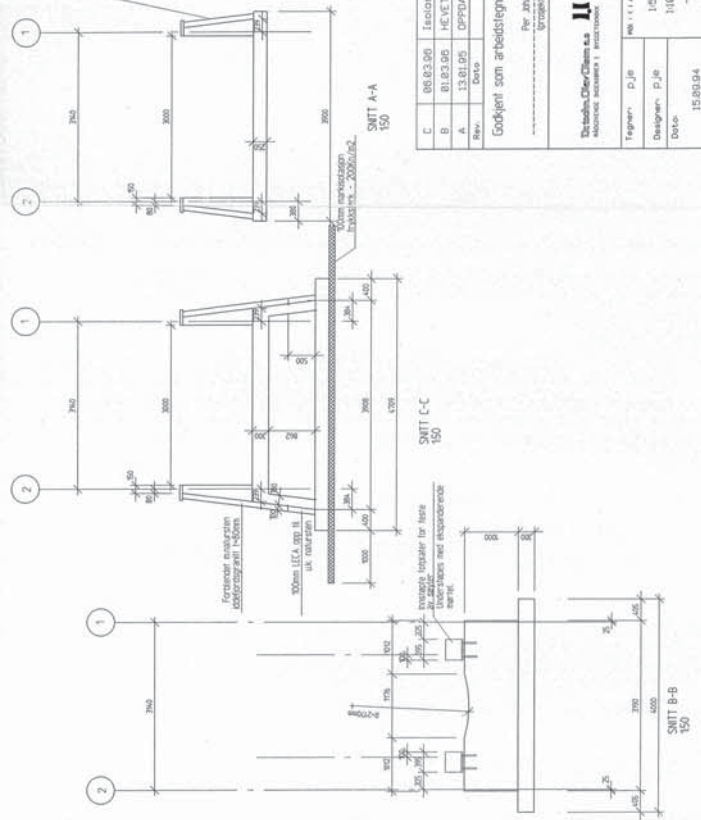
BESTEMMELSER
 Bygning: Kvalitet C45
 Armeringskvalitet: KS0015
 Byggesystem: A
 Opremsning: D-50mm

Alle noter angår på tegningerne
 på kort afdel i denne vel

HENVISNINGER
 GRAVERPLAN: 94-35-401
 ARBEJDSPLAN: 94-35-41
 DVS. SKITTE: 94-35-421
 DETALJER: 94-35-431/432/433
 ARBEJDSFUNDAMENTER: 94-35-441
 GÆDESTRUKTURMÅL: 94-35-451
 UDSKÆRINGSPLAN: 94-35-461

FORKLARINGER
 Revisorer:

SOM BYGGET 804



Rev.	06.03.90	Isolering under vestre landings	SVS
	B1.8.3.06	HEVET ØSTRE SYDFUNDAMENT	SVS
	A	DPPATERT I.H.T. KONTROLL	P.P./P.E.
	13.01.05		P.P./P.E.
Rev.		Bestemmelser	Teg./Design
			Kontrol

Godkjent som arbejds tegning af Vegdele's arkitektbureau, 1995/01/16

Per Johan Løvén tegner
 (tegningsskriver)

04.03.96
 (dato)

Projekt navn:
 STATENS VÆKSELEN ØSTFOLD
 RV. 180 FRESKØVEIEN - RÅBEKKEN
 HJØNDAL BRU

Tegner: P.J.E.
 Designer: P.J.E.
 Dato: 15.09.04
 Forventet og godkendt: -

Projektnr.: 9435
 Byg. nr.: 411
 Teg. nr.: C

Vedlegg 3

Lastberegninger - gangbruer

Hassingen

Dato: 7. januar 2016

Tid: 07:55:18

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Statikkbjelke etter Eurocode versjon 7.00

Norm: Norsk Standard NS-EN 1990 med norsk nasjonalt tillegg NA:2007

Beregning av statikk for kontinuerlig bjelke

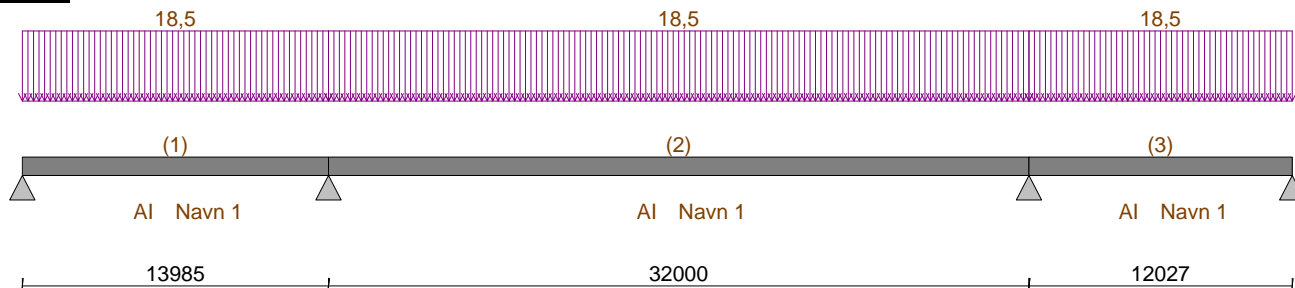
Programlisensen eies av: Statens Vegvesen Samlelisens G-Prog

Dokument:

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 1



2. Materialdata

Bjelkens E-modul Ecn 20 000 MPa
 Bjelkens massetetthet Rho 2 500 kg/m³

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

Felt	L mm	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S mm	I mm ⁴	A mm ²
1	13 985	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
2	32 000	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
3	12 027	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
4		Fri							

L : Spennvidde
 Oppl.type : Oppleggstype
 idU : Identifikasjon på søyletype under
 idO : Identifikasjon på søyletype over
 Ttype : Tverrsnittstype
 id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 S : Avstand til akse
 I : Tregghetsmoment
 A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Generelt tverrsnitt: Navn 1

Tverrsnittsareal A 1,80e+005 mm²
 Tregghetsmoment I 5,40e+009 mm⁴

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 1

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Jevn last	0	18,5	0	0,0
2	Jevn last	0	18,5	0	0,0
3	Jevn last	0	18,5	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten

Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

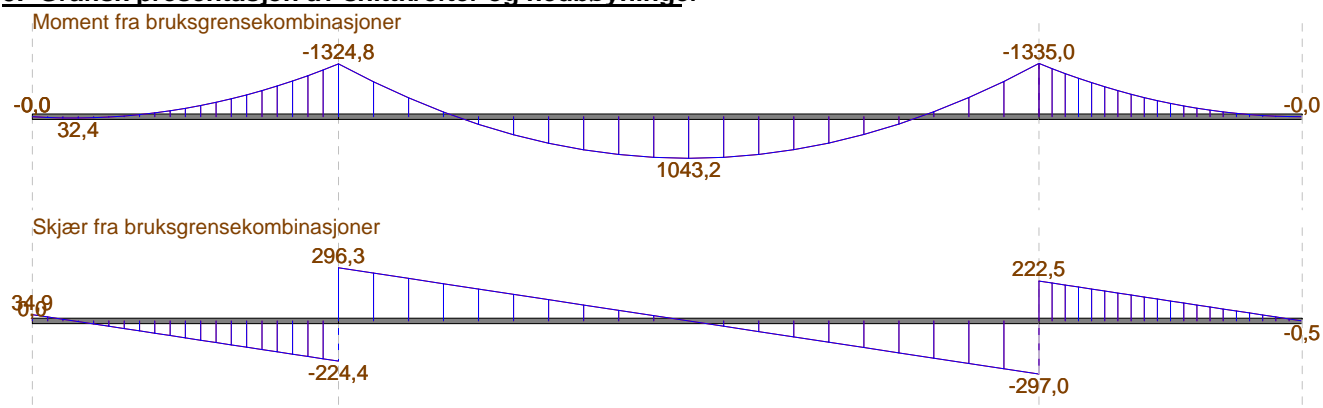
4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 1 (Bruks)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
1	Permanent	1,00	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	2 098	32,4	34,9	0,0	-224,4	-1 324,8
2	16 000	1 043,2	296,3	-1 324,8	-297,0	-1 335,0
3	12 027	0,0	222,5	-1 335,0	-0,5	0,0

x : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

7. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Feltnummer: 1

	Mmax	---	Mmin	---	Vmax	---	Vmin	---
x	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
0	34,9	0,0	34,9	0,0	34,9	0,0	34,9	0,0
699	22,0	19,9	22,0	19,9	22,0	19,9	22,0	19,9
1 399	9,0	30,7	9,0	30,7	9,0	30,7	9,0	30,7
2 098	-4,0	32,4	-4,0	32,4	-4,0	32,4	-4,0	32,4
2 797	-16,9	25,1	-16,9	25,1	-16,9	25,1	-16,9	25,1
3 496	-29,9	8,8	-29,9	8,8	-29,9	8,8	-29,9	8,8
4 196	-42,9	-16,7	-42,9	-16,7	-42,9	-16,7	-42,9	-16,7
4 895	-55,8	-51,2	-55,8	-51,2	-55,8	-51,2	-55,8	-51,2
5 594	-68,8	-94,8	-68,8	-94,8	-68,8	-94,8	-68,8	-94,8

x	Mmax		--- Mmin		--- Vmax		--- Vmin		M4
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4		
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
6 293	-81,8	-147,4	-81,8	-147,4	-81,8	-147,4	-81,8	-147,4	
6 993	-94,7	-209,1	-94,7	-209,1	-94,7	-209,1	-94,7	-209,1	
7 692	-107,7	-279,9	-107,7	-279,9	-107,7	-279,9	-107,7	-279,9	
8 391	-120,7	-359,7	-120,7	-359,7	-120,7	-359,7	-120,7	-359,7	
9 090	-133,6	-448,6	-133,6	-448,6	-133,6	-448,6	-133,6	-448,6	
9 790	-146,6	-546,6	-146,6	-546,6	-146,6	-546,6	-146,6	-546,6	
10 489	-159,5	-653,6	-159,5	-653,6	-159,5	-653,6	-159,5	-653,6	
11 188	-172,5	-769,7	-172,5	-769,7	-172,5	-769,7	-172,5	-769,7	
11 887	-185,5	-894,9	-185,5	-894,9	-185,5	-894,9	-185,5	-894,9	
12 587	-198,4	-1 029,1	-198,4	-1 029,1	-198,4	-1 029,1	-198,4	-1 029,1	
13 286	-211,4	-1 172,4	-211,4	-1 172,4	-211,4	-1 172,4	-211,4	-1 172,4	
13 985	-224,4	-1 324,8	-224,4	-1 324,8	-224,4	-1 324,8	-224,4	-1 324,8	

x : Avstand fra venstre opplegg til aktuelt snitt

V1 : Skjærkraft, basert på maksimalt moment

M1 : Maksimalt moment

V2 : Skjærkraft, basert på minimalt moment

M2 : Minimalt moment

V3 : Maksimal skjærkraft

M3 : Moment basert på maksimal skjærkraft

V4 : Minimal skjærkraft

M4 : Moment basert på minimal skjærkraft

Feltnummer: 2

x	Mmax		--- Mmin		--- Vmax		--- Vmin		M4
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4		
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
0	296,3	-1 324,8	296,3	-1 324,8	296,3	-1 324,8	296,3	-1 324,8	
1 600	266,7	-874,4	266,7	-874,4	266,7	-874,4	266,7	-874,4	
3 200	237,0	-471,5	237,0	-471,5	237,0	-471,5	237,0	-471,5	
4 800	207,3	-116,0	207,3	-116,0	207,3	-116,0	207,3	-116,0	
6 400	177,7	192,0	177,7	192,0	177,7	192,0	177,7	192,0	
8 000	148,0	452,5	148,0	452,5	148,0	452,5	148,0	452,5	
9 600	118,3	665,6	118,3	665,6	118,3	665,6	118,3	665,6	
11 200	88,7	831,2	88,7	831,2	88,7	831,2	88,7	831,2	
12 800	59,0	949,3	59,0	949,3	59,0	949,3	59,0	949,3	
14 400	29,3	1 020,0	29,3	1 020,0	29,3	1 020,0	29,3	1 020,0	
16 000	-0,3	1 043,2	-0,3	1 043,2	-0,3	1 043,2	-0,3	1 043,2	
17 600	-30,0	1 019,0	-30,0	1 019,0	-30,0	1 019,0	-30,0	1 019,0	
19 200	-59,6	947,3	-59,6	947,3	-59,6	947,3	-59,6	947,3	
20 800	-89,3	828,1	-89,3	828,1	-89,3	828,1	-89,3	828,1	
22 400	-119,0	661,5	-119,0	661,5	-119,0	661,5	-119,0	661,5	
24 000	-148,6	447,4	-148,6	447,4	-148,6	447,4	-148,6	447,4	
25 600	-178,3	185,9	-178,3	185,9	-178,3	185,9	-178,3	185,9	
27 200	-208,0	-123,2	-208,0	-123,2	-208,0	-123,2	-208,0	-123,2	
28 800	-237,6	-479,6	-237,6	-479,6	-237,6	-479,6	-237,6	-479,6	
30 400	-267,3	-883,6	-267,3	-883,6	-267,3	-883,6	-267,3	-883,6	
32 000	-297,0	-1 335,0	-297,0	-1 335,0	-297,0	-1 335,0	-297,0	-1 335,0	

Feltnummer: 3

x	Mmax		--- Mmin		--- Vmax		--- Vmin		M4
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4		
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
0	222,5	-1 335,0	222,5	-1 335,0	222,5	-1 335,0	222,5	-1 335,0	
601	211,3	-1 204,5	211,3	-1 204,5	211,3	-1 204,5	211,3	-1 204,5	
1 203	200,2	-1 080,8	200,2	-1 080,8	200,2	-1 080,8	200,2	-1 080,8	
1 804	189,0	-963,8	189,0	-963,8	189,0	-963,8	189,0	-963,8	
2 405	177,9	-853,4	177,9	-853,4	177,9	-853,4	177,9	-853,4	
3 007	166,7	-749,8	166,7	-749,8	166,7	-749,8	166,7	-749,8	
3 608	155,6	-652,9	155,6	-652,9	155,6	-652,9	155,6	-652,9	
4 209	144,4	-562,7	144,4	-562,7	144,4	-562,7	144,4	-562,7	
4 811	133,3	-479,2	133,3	-479,2	133,3	-479,2	133,3	-479,2	

x	Mmax		--- Mmin		--- Vmax		--- Vmin		---
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kNm
5 412	122,1	-402,4	122,1	-402,4	122,1	-402,4	122,1	-402,4	-402,4
6 014	111,0	-332,3	111,0	-332,3	111,0	-332,3	111,0	-332,3	-332,3
6 615	99,9	-268,9	99,9	-268,9	99,9	-268,9	99,9	-268,9	-268,9
7 216	88,7	-212,2	88,7	-212,2	88,7	-212,2	88,7	-212,2	-212,2
7 818	77,6	-162,2	77,6	-162,2	77,6	-162,2	77,6	-162,2	-162,2
8 419	66,4	-118,9	66,4	-118,9	66,4	-118,9	66,4	-118,9	-118,9
9 020	55,3	-82,3	55,3	-82,3	55,3	-82,3	55,3	-82,3	-82,3
9 622	44,1	-52,5	44,1	-52,5	44,1	-52,5	44,1	-52,5	-52,5
10 223	33,0	-29,3	33,0	-29,3	33,0	-29,3	33,0	-29,3	-29,3
10 824	21,8	-12,8	21,8	-12,8	21,8	-12,8	21,8	-12,8	-12,8
11 426	10,7	-3,1	10,7	-3,1	10,7	-3,1	10,7	-3,1	-3,1
12 027	-0,5	0,0	-0,5	0,0	-0,5	0,0	-0,5	0,0	0,0

8. Oppleggskrefter

8.1 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner

Oppl	Nmax			--- Nmin			--- Mmax			--- Mmin			---
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O	
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	
1	34,9	0,0	0,0	34,9	0,0	0,0	34,9	0,0	0,0	34,9	0,0	0,0	
2	520,7	0,0	0,0	520,7	0,0	0,0	520,7	0,0	0,0	520,7	0,0	0,0	
3	519,4	0,0	0,0	519,4	0,0	0,0	519,4	0,0	0,0	519,4	0,0	0,0	
4	0,5	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	0,5	0,0	0,0	

N1 : Maksimal oppleggskraft

M1U : Moment fra søyle under, basert på maksimal oppleggskraft

M1O : Moment fra søyle over, basert på maksimal oppleggskraft

N2 : Minimal oppleggskraft

M2U : Moment fra søyle under, basert på minimal oppleggskraft

M2O : Moment fra søyle over, basert på minimal oppleggskraft

N3 : Oppleggskraft basert på maksimalt oppleggsmoment

M3U : Moment fra søyle under, basert på maksimalt oppleggsmoment

M3O : Moment fra søyle over, basert på maksimalt oppleggsmoment

N4 : Oppleggskraft basert på minimalt oppleggsmoment

M4U : Moment fra søyle under, basert på minimalt oppleggsmoment

M4O : Moment fra søyle over, basert på minimalt oppleggsmoment

9. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.

Positiv momentlast dreier mot urviseren.

Positivt moment gir strekk i underkant.

Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.

Positiv oppleggskraft er oppover.

Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.

Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	1	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Hovedgeometri	2
3.2	Tverrsnittsgeometrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lasttilfeller	2
4.1.1	1	2
4.2	Lastkombinasjoner	3
4.2.1	1 (Bruks)	3
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
<u>6.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>7.</u>	<u>Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>8.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	5
8.1	Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner	5
<u>9.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	5

Skovbølet

Dato: 7. januar 2016

Tid: 08:24:49

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Statikkbjelke etter Eurocode versjon 7.00

Norm: Norsk Standard NS-EN 1990 med norsk nasjonalt tillegg NA:2007

Beregning av statikk for kontinuerlig bjelke

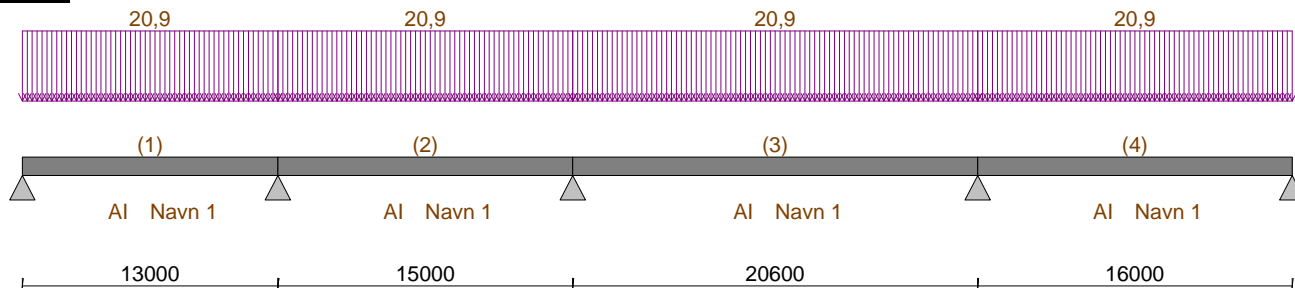
Programlisensen eies av: Statens Vegvesen Samlelisens G-Prog

Dokument:

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 1



2. Materialdata

Bjelkens E-modul Ecn 20 000 MPa
 Bjelkens massetetthet Rho 2 500 kg/m³

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

Felt	L mm	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S mm	I mm ⁴	A mm ²
1	13 000	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
2	15 000	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
3	20 600	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
4	16 000	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
5		Fri							

L : Spennvidde
 Oppl.type : Oppleggstype
 idU : Identifikasjon på søyletype under
 idO : Identifikasjon på søyletype over
 Ttype : Tverrsnittstype
 id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 S : Avstand til akse
 I : Tregghetsmoment
 A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Generelt tverrsnitt: Navn 1

Tverrsnittsareal A 1,80e+005 mm²
 Tregghetsmoment I 5,40e+009 mm⁴

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 1

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Jevn last	0	20,9	0	0,0
2	Jevn last	0	20,9	0	0,0
3	Jevn last	0	20,9	0	0,0
4	Jevn last	0	20,9	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten
 Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

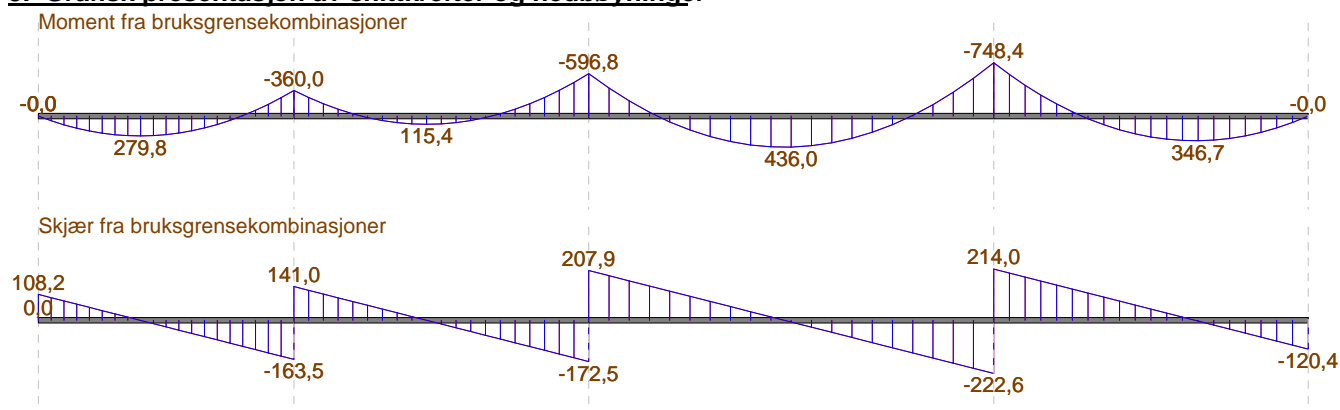
4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 1 (Bruks)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
1	Permanent	1,00	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	5 200	279,8	108,2	0,0	-163,5	-360,0
2	6 750	115,4	141,0	-360,0	-172,5	-596,8
3	10 300	436,0	207,9	-596,8	-222,6	-748,4
4	10 400	346,7	214,0	-748,4	-120,4	-0,0

x : Avstand fra venstre opplegg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplegg

7. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Feltnummer: 1

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		M4
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4		
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
0	108,2	0,0	108,2	0,0	108,2	0,0	108,2	0,0	
650	94,6	65,9	94,6	65,9	94,6	65,9	94,6	65,9	
1 300	81,0	122,9	81,0	122,9	81,0	122,9	81,0	122,9	
1 950	67,4	171,2	67,4	171,2	67,4	171,2	67,4	171,2	
2 600	53,8	210,6	53,8	210,6	53,8	210,6	53,8	210,6	
3 250	40,2	241,1	40,2	241,1	40,2	241,1	40,2	241,1	

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
3 900	26,6	262,9	26,6	262,9	26,6	262,9	26,6	262,9	
4 550	13,1	275,8	13,1	275,8	13,1	275,8	13,1	275,8	
5 200	-0,5	279,8	-0,5	279,8	-0,5	279,8	-0,5	279,8	
5 850	-14,1	275,1	-14,1	275,1	-14,1	275,1	-14,1	275,1	
6 500	-27,7	261,5	-27,7	261,5	-27,7	261,5	-27,7	261,5	
7 150	-41,3	239,1	-41,3	239,1	-41,3	239,1	-41,3	239,1	
7 800	-54,9	207,8	-54,9	207,8	-54,9	207,8	-54,9	207,8	
8 450	-68,4	167,8	-68,4	167,8	-68,4	167,8	-68,4	167,8	
9 100	-82,0	118,9	-82,0	118,9	-82,0	118,9	-82,0	118,9	
9 750	-95,6	61,1	-95,6	61,1	-95,6	61,1	-95,6	61,1	
10 400	-109,2	-5,5	-109,2	-5,5	-109,2	-5,5	-109,2	-5,5	
11 050	-122,8	-80,9	-122,8	-80,9	-122,8	-80,9	-122,8	-80,9	
11 700	-136,4	-165,1	-136,4	-165,1	-136,4	-165,1	-136,4	-165,1	
12 350	-150,0	-258,1	-150,0	-258,1	-150,0	-258,1	-150,0	-258,1	
13 000	-163,5	-360,0	-163,5	-360,0	-163,5	-360,0	-163,5	-360,0	

x : Avstand fra venstre opplegg til aktuelt snitt

V1 : Skjærkraft, basert på maksimalt moment

M1 : Maksimalt moment

V2 : Skjærkraft, basert på minimalt moment

M2 : Minimalt moment

V3 : Maksimal skjærkraft

M3 : Moment basert på maksimal skjærkraft

V4 : Minimal skjærkraft

M4 : Moment basert på minimal skjærkraft

Feltnummer: 2

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
0	141,0	-360,0	141,0	-360,0	141,0	-360,0	141,0	-360,0	
750	125,3	-260,2	125,3	-260,2	125,3	-260,2	125,3	-260,2	
1 500	109,6	-172,1	109,6	-172,1	109,6	-172,1	109,6	-172,1	
2 250	93,9	-95,8	93,9	-95,8	93,9	-95,8	93,9	-95,8	
3 000	78,3	-31,2	78,3	-31,2	78,3	-31,2	78,3	-31,2	
3 750	62,6	21,6	62,6	21,6	62,6	21,6	62,6	21,6	
4 500	46,9	62,7	46,9	62,7	46,9	62,7	46,9	62,7	
5 250	31,2	92,0	31,2	92,0	31,2	92,0	31,2	92,0	
6 000	15,6	109,6	15,6	109,6	15,6	109,6	15,6	109,6	
6 750	-0,1	115,4	-0,1	115,4	-0,1	115,4	-0,1	115,4	
7 500	-15,8	109,4	-15,8	109,4	-15,8	109,4	-15,8	109,4	
8 250	-31,5	91,7	-31,5	91,7	-31,5	91,7	-31,5	91,7	
9 000	-47,1	62,2	-47,1	62,2	-47,1	62,2	-47,1	62,2	
9 750	-62,8	21,0	-62,8	21,0	-62,8	21,0	-62,8	21,0	
10 500	-78,5	-32,0	-78,5	-32,0	-78,5	-32,0	-78,5	-32,0	
11 250	-94,2	-96,8	-94,2	-96,8	-94,2	-96,8	-94,2	-96,8	
12 000	-109,8	-173,3	-109,8	-173,3	-109,8	-173,3	-109,8	-173,3	
12 750	-125,5	-261,5	-125,5	-261,5	-125,5	-261,5	-125,5	-261,5	
13 500	-141,2	-361,5	-141,2	-361,5	-141,2	-361,5	-141,2	-361,5	
14 250	-156,9	-473,3	-156,9	-473,3	-156,9	-473,3	-156,9	-473,3	
15 000	-172,5	-596,8	-172,5	-596,8	-172,5	-596,8	-172,5	-596,8	

Feltnummer: 3

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
0	207,9	-596,8	207,9	-596,8	207,9	-596,8	207,9	-596,8	
1 030	186,4	-393,7	186,4	-393,7	186,4	-393,7	186,4	-393,7	
2 060	164,9	-212,9	164,9	-212,9	164,9	-212,9	164,9	-212,9	
3 090	143,3	-54,1	143,3	-54,1	143,3	-54,1	143,3	-54,1	
4 120	121,8	82,4	121,8	82,4	121,8	82,4	121,8	82,4	
5 150	100,3	196,8	100,3	196,8	100,3	196,8	100,3	196,8	

x mm	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1 kN	M1 kNm	V2 kN	M2 kNm	V3 kN	M3 kNm	V4 kN	M4 kNm
6 180	78,7	289,0	78,7	289,0	78,7	289,0	78,7	289,0
7 210	57,2	359,0	57,2	359,0	57,2	359,0	57,2	359,0
8 240	35,7	406,8	35,7	406,8	35,7	406,8	35,7	406,8
9 270	14,2	432,5	14,2	432,5	14,2	432,5	14,2	432,5
10 300	-7,4	436,0	-7,4	436,0	-7,4	436,0	-7,4	436,0
11 330	-28,9	417,4	-28,9	417,4	-28,9	417,4	-28,9	417,4
12 360	-50,4	376,5	-50,4	376,5	-50,4	376,5	-50,4	376,5
13 390	-71,9	313,5	-71,9	313,5	-71,9	313,5	-71,9	313,5
14 420	-93,5	228,3	-93,5	228,3	-93,5	228,3	-93,5	228,3
15 450	-115,0	121,0	-115,0	121,0	-115,0	121,0	-115,0	121,0
16 480	-136,5	-8,6	-136,5	-8,6	-136,5	-8,6	-136,5	-8,6
17 510	-158,0	-160,3	-158,0	-160,3	-158,0	-160,3	-158,0	-160,3
18 540	-179,6	-334,1	-179,6	-334,1	-179,6	-334,1	-179,6	-334,1
19 570	-201,1	-530,2	-201,1	-530,2	-201,1	-530,2	-201,1	-530,2
20 600	-222,6	-748,4	-222,6	-748,4	-222,6	-748,4	-222,6	-748,4

Feltnummer: 4

x mm	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1 kN	M1 kNm	V2 kN	M2 kNm	V3 kN	M3 kNm	V4 kN	M4 kNm
0	214,0	-748,4	214,0	-748,4	214,0	-748,4	214,0	-748,4
800	197,3	-583,9	197,3	-583,9	197,3	-583,9	197,3	-583,9
1 600	180,5	-432,8	180,5	-432,8	180,5	-432,8	180,5	-432,8
2 400	163,8	-295,1	163,8	-295,1	163,8	-295,1	163,8	-295,1
3 200	147,1	-170,7	147,1	-170,7	147,1	-170,7	147,1	-170,7
4 000	130,4	-59,7	130,4	-59,7	130,4	-59,7	130,4	-59,7
4 800	113,7	37,9	113,7	37,9	113,7	37,9	113,7	37,9
5 600	96,9	122,1	96,9	122,1	96,9	122,1	96,9	122,1
6 400	80,2	193,0	80,2	193,0	80,2	193,0	80,2	193,0
7 200	63,5	250,5	63,5	250,5	63,5	250,5	63,5	250,5
8 000	46,8	294,6	46,8	294,6	46,8	294,6	46,8	294,6
8 800	30,1	325,3	30,1	325,3	30,1	325,3	30,1	325,3
9 600	13,3	342,7	13,3	342,7	13,3	342,7	13,3	342,7
10 400	-3,4	346,7	-3,4	346,7	-3,4	346,7	-3,4	346,7
11 200	-20,1	337,3	-20,1	337,3	-20,1	337,3	-20,1	337,3
12 000	-36,8	314,5	-36,8	314,5	-36,8	314,5	-36,8	314,5
12 800	-53,5	278,4	-53,5	278,4	-53,5	278,4	-53,5	278,4
13 600	-70,3	228,8	-70,3	228,8	-70,3	228,8	-70,3	228,8
14 400	-87,0	165,9	-87,0	165,9	-87,0	165,9	-87,0	165,9
15 200	-103,7	89,7	-103,7	89,7	-103,7	89,7	-103,7	89,7
16 000	-120,4	-0,0	-120,4	-0,0	-120,4	-0,0	-120,4	-0,0

8. Oppleggskrefter**8.1 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner**

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1 kN	M1U kNm	M1O kNm	N2 kN	M2U kNm	M2O kNm	N3 kN	M3U kNm	M3O kNm	N4 kN	M4U kNm	M4O kNm
1	108,2	0,0	0,0	108,2	0,0	0,0	108,2	0,0	0,0	108,2	0,0	0,0
2	304,5	0,0	0,0	304,5	0,0	0,0	304,5	0,0	0,0	304,5	0,0	0,0
3	380,4	0,0	0,0	380,4	0,0	0,0	380,4	0,0	0,0	380,4	0,0	0,0
4	436,6	0,0	0,0	436,6	0,0	0,0	436,6	0,0	0,0	436,6	0,0	0,0
5	120,4	0,0	0,0	120,4	0,0	0,0	120,4	0,0	0,0	120,4	0,0	0,0

N1 : Maksimal oppleggskraft

M1U : Moment fra søyle under, basert på maksimal oppleggskraft

M1O : Moment fra søyle over, basert på maksimal oppleggskraft

N2 : Minimal oppleggskraft

M2U : Moment fra søyle under, basert på minimal oppleggskraft

M2O : Moment fra søyle over, basert på minimal oppleggskraft

N3 : Oppleggskraft basert på maksimalt oppleggsmoment
M3U : Moment fra søyle under, basert på maksimalt oppleggsmoment
M3O : Moment fra søyle over, basert på maksimalt oppleggsmoment
N4 : Oppleggskraft basert på minimalt oppleggsmoment
M4U : Moment fra søyle under, basert på minimalt oppleggsmoment
M4O : Moment fra søyle over, basert på minimalt oppleggsmoment

9. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.
Positiv momentlast dreier mot urviseren.
Positivt moment gir strekk i underkant.
Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.
Positiv oppleggskraft er oppover.
Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.
Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	1	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Hovedgeometri	2
3.2	Tverrsnittsgemetrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lasttilfeller	2
4.1.1	1	2
4.2	Lastkombinasjoner	3
4.2.1	1 (Bruks)	3
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
<u>6.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>7.</u>	<u>Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>8.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	5
8.1	Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner	5
<u>9.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	6

Leie

Dato: 7. januar 2016

Tid: 08:33:49

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Statikkbjelke etter Eurocode versjon 7.00

Norm: Norsk Standard NS-EN 1990 med norsk nasjonalt tillegg NA:2007

Beregning av statikk for kontinuerlig bjelke

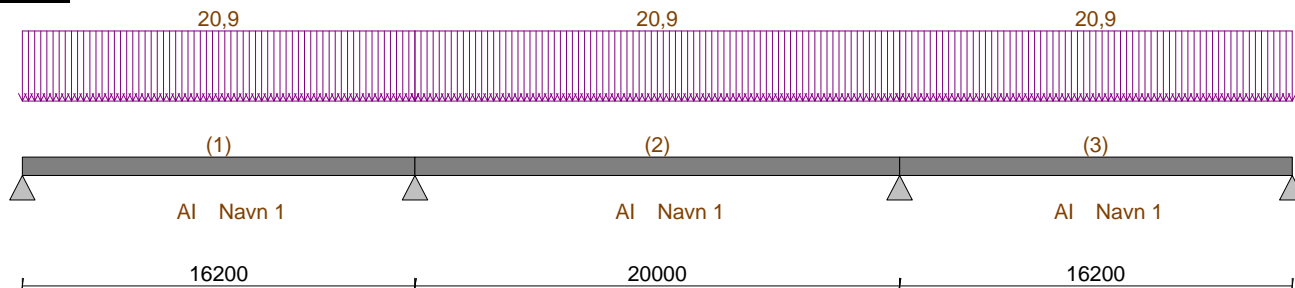
Programlisensen eies av: Statens Vegvesen Samlelisens G-Prog

Dokument:

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 1



2. Materialdata

Bjelkens E-modul Ecn 20 000 MPa
 Bjelkens massetetthet Rho 2 500 kg/m³

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

Felt	L	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S	I	A
	mm						mm	mm ⁴	mm ²
1	16 200	Fri			Generell	Navn 1	0 5,40e+009	1,80e+005	
2	20 000	Fri			Generell	Navn 1	0 5,40e+009	1,80e+005	
3	16 200	Fri			Generell	Navn 1	0 5,40e+009	1,80e+005	
4		Fri							

L : Spennvidde
 Oppl.type : Oppleggstype
 idU : Identifikasjon på søyletype under
 idO : Identifikasjon på søyletype over
 Ttype : Tverrsnittstype
 id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 S : Avstand til akse
 I : Tregghetsmoment
 A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Generelt tverrsnitt: Navn 1

Tverrsnittsareal A 1,80e+005 mm²
 Tregghetsmoment I 5,40e+009 mm⁴

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 1

Felt	Ltype	x1	q1/P/M	x2	q2
		mm	kN/m, kN, kNm	mm	kN/m
1	Jevn last	0	20,9	0	0,0
2	Jevn last	0	20,9	0	0,0
3	Jevn last	0	20,9	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten

Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

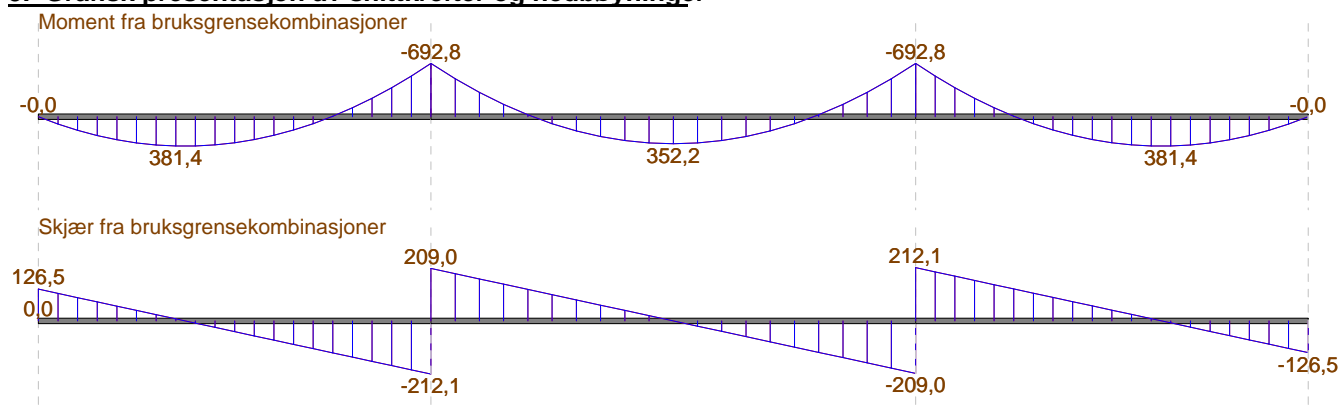
4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 1 (Bruks)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
1	Permanent	1,00	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	5 670	381,4	126,5	0,0	-212,1	-692,8
2	10 000	352,2	209,0	-692,8	-209,0	-692,8
3	10 530	381,4	212,1	-692,8	-126,5	0,0

x : Avstand fra venstre opplagg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplagg

7. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Feltnummer: 1

	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin				
x	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
0	126,5	0,0	126,5	0,0	126,5	0,0	126,5	0,0
810	109,6	95,6	109,6	95,6	109,6	95,6	109,6	95,6
1 620	92,7	177,5	92,7	177,5	92,7	177,5	92,7	177,5
2 430	75,7	245,7	75,7	245,7	75,7	245,7	75,7	245,7
3 240	58,8	300,2	58,8	300,2	58,8	300,2	58,8	300,2
4 050	41,9	341,0	41,9	341,0	41,9	341,0	41,9	341,0
4 860	25,0	368,1	25,0	368,1	25,0	368,1	25,0	368,1
5 670	8,0	381,4	8,0	381,4	8,0	381,4	8,0	381,4
6 480	-8,9	381,1	-8,9	381,1	-8,9	381,1	-8,9	381,1

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
7 290	-25,8	367,0	-25,8	367,0	-25,8	367,0	-25,8	367,0
8 100	-42,8	339,2	-42,8	339,2	-42,8	339,2	-42,8	339,2
8 910	-59,7	297,7	-59,7	297,7	-59,7	297,7	-59,7	297,7
9 720	-76,6	242,5	-76,6	242,5	-76,6	242,5	-76,6	242,5
10 530	-93,6	173,6	-93,6	173,6	-93,6	173,6	-93,6	173,6
11 340	-110,5	91,0	-110,5	91,0	-110,5	91,0	-110,5	91,0
12 150	-127,4	-5,4	-127,4	-5,4	-127,4	-5,4	-127,4	-5,4
12 960	-144,3	-115,4	-144,3	-115,4	-144,3	-115,4	-144,3	-115,4
13 770	-161,3	-239,2	-161,3	-239,2	-161,3	-239,2	-161,3	-239,2
14 580	-178,2	-376,7	-178,2	-376,7	-178,2	-376,7	-178,2	-376,7
15 390	-195,1	-527,9	-195,1	-527,9	-195,1	-527,9	-195,1	-527,9
16 200	-212,1	-692,8	-212,1	-692,8	-212,1	-692,8	-212,1	-692,8

x : Avstand fra venstre opplegg til aktuelt snitt

V1 : Skjærkraft, basert på maksimalt moment

M1 : Maksimalt moment

V2 : Skjærkraft, basert på minimalt moment

M2 : Minimalt moment

V3 : Maksimal skjærkraft

M3 : Moment basert på maksimal skjærkraft

V4 : Minimal skjærkraft

M4 : Moment basert på minimal skjærkraft

Feltnummer: 2

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
0	209,0	-692,8	209,0	-692,8	209,0	-692,8	209,0	-692,8
1 000	188,1	-494,2	188,1	-494,2	188,1	-494,2	188,1	-494,2
2 000	167,2	-316,6	167,2	-316,6	167,2	-316,6	167,2	-316,6
3 000	146,3	-159,8	146,3	-159,8	146,3	-159,8	146,3	-159,8
4 000	125,4	-24,0	125,4	-24,0	125,4	-24,0	125,4	-24,0
5 000	104,5	91,0	104,5	91,0	104,5	91,0	104,5	91,0
6 000	83,6	185,0	83,6	185,0	83,6	185,0	83,6	185,0
7 000	62,7	258,2	62,7	258,2	62,7	258,2	62,7	258,2
8 000	41,8	310,4	41,8	310,4	41,8	310,4	41,8	310,4
9 000	20,9	341,8	20,9	341,8	20,9	341,8	20,9	341,8
10 000	0,0	352,2	0,0	352,2	0,0	352,2	0,0	352,2
11 000	-20,9	341,8	-20,9	341,8	-20,9	341,8	-20,9	341,8
12 000	-41,8	310,4	-41,8	310,4	-41,8	310,4	-41,8	310,4
13 000	-62,7	258,2	-62,7	258,2	-62,7	258,2	-62,7	258,2
14 000	-83,6	185,0	-83,6	185,0	-83,6	185,0	-83,6	185,0
15 000	-104,5	91,0	-104,5	91,0	-104,5	91,0	-104,5	91,0
16 000	-125,4	-24,0	-125,4	-24,0	-125,4	-24,0	-125,4	-24,0
17 000	-146,3	-159,8	-146,3	-159,8	-146,3	-159,8	-146,3	-159,8
18 000	-167,2	-316,6	-167,2	-316,6	-167,2	-316,6	-167,2	-316,6
19 000	-188,1	-494,2	-188,1	-494,2	-188,1	-494,2	-188,1	-494,2
20 000	-209,0	-692,8	-209,0	-692,8	-209,0	-692,8	-209,0	-692,8

Feltnummer: 3

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
0	212,1	-692,8	212,1	-692,8	212,1	-692,8	212,1	-692,8
810	195,1	-527,9	195,1	-527,9	195,1	-527,9	195,1	-527,9
1 620	178,2	-376,7	178,2	-376,7	178,2	-376,7	178,2	-376,7
2 430	161,3	-239,2	161,3	-239,2	161,3	-239,2	161,3	-239,2
3 240	144,3	-115,4	144,3	-115,4	144,3	-115,4	144,3	-115,4
4 050	127,4	-5,4	127,4	-5,4	127,4	-5,4	127,4	-5,4
4 860	110,5	91,0	110,5	91,0	110,5	91,0	110,5	91,0
5 670	93,6	173,6	93,6	173,6	93,6	173,6	93,6	173,6
6 480	76,6	242,5	76,6	242,5	76,6	242,5	76,6	242,5

x	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin	
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
7 290	59,7	297,7	59,7	297,7	59,7	297,7	59,7	297,7
8 100	42,8	339,2	42,8	339,2	42,8	339,2	42,8	339,2
8 910	25,8	367,0	25,8	367,0	25,8	367,0	25,8	367,0
9 720	8,9	381,1	8,9	381,1	8,9	381,1	8,9	381,1
10 530	-8,0	381,4	-8,0	381,4	-8,0	381,4	-8,0	381,4
11 340	-25,0	368,1	-25,0	368,1	-25,0	368,1	-25,0	368,1
12 150	-41,9	341,0	-41,9	341,0	-41,9	341,0	-41,9	341,0
12 960	-58,8	300,2	-58,8	300,2	-58,8	300,2	-58,8	300,2
13 770	-75,7	245,7	-75,7	245,7	-75,7	245,7	-75,7	245,7
14 580	-92,7	177,5	-92,7	177,5	-92,7	177,5	-92,7	177,5
15 390	-109,6	95,6	-109,6	95,6	-109,6	95,6	-109,6	95,6
16 200	-126,5	0,0	-126,5	0,0	-126,5	0,0	-126,5	0,0

8. Oppleggskrefter

8.1 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner

Oppl	Nmax			Nmin			Mmax			Mmin		
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm
1	126,5	0,0	0,0	126,5	0,0	0,0	126,5	0,0	0,0	126,5	0,0	0,0
2	421,1	0,0	0,0	421,1	0,0	0,0	421,1	0,0	0,0	421,1	0,0	0,0
3	421,1	0,0	0,0	421,1	0,0	0,0	421,1	0,0	0,0	421,1	0,0	0,0
4	126,5	0,0	0,0	126,5	0,0	0,0	126,5	0,0	0,0	126,5	0,0	0,0

N1 : Maksimal oppleggskraft

M1U : Moment fra søyle under, basert på maksimal oppleggskraft

M1O : Moment fra søyle over, basert på maksimal oppleggskraft

N2 : Minimal oppleggskraft

M2U : Moment fra søyle under, basert på minimal oppleggskraft

M2O : Moment fra søyle over, basert på minimal oppleggskraft

N3 : Oppleggskraft basert på maksimalt oppleggsmoment

M3U : Moment fra søyle under, basert på maksimalt oppleggsmoment

M3O : Moment fra søyle over, basert på maksimalt oppleggsmoment

N4 : Oppleggskraft basert på minimalt oppleggsmoment

M4U : Moment fra søyle under, basert på minimalt oppleggsmoment

M4O : Moment fra søyle over, basert på minimalt oppleggsmoment

9. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.

Positiv momentlast dreier mot urviseren.

Positivt moment gir strekk i underkant.

Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.

Positiv oppleggskraft er oppover.

Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.

Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	1	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Hovedgeometri	2
3.2	Tverrsnittsgemetrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lasttilfeller	2
4.1.1	1	2
4.2	Lastkombinasjoner	3
4.2.1	1 (Bruks)	3
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
<u>6.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>7.</u>	<u>Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>8.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	5
8.1	Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner	5
<u>9.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	5

Høiendal

Dato: 7. januar 2016

Tid: 08:36:58

Signatur:

Programmet er utviklet av Norconsult Informasjonssystemer as.

Programsystem: G-PROG Betong

Programmodul: Statikkbjelke etter Eurocode versjon 7.00

Norm: Norsk Standard NS-EN 1990 med norsk nasjonalt tillegg NA:2007

Beregning av statikk for kontinuerlig bjelke

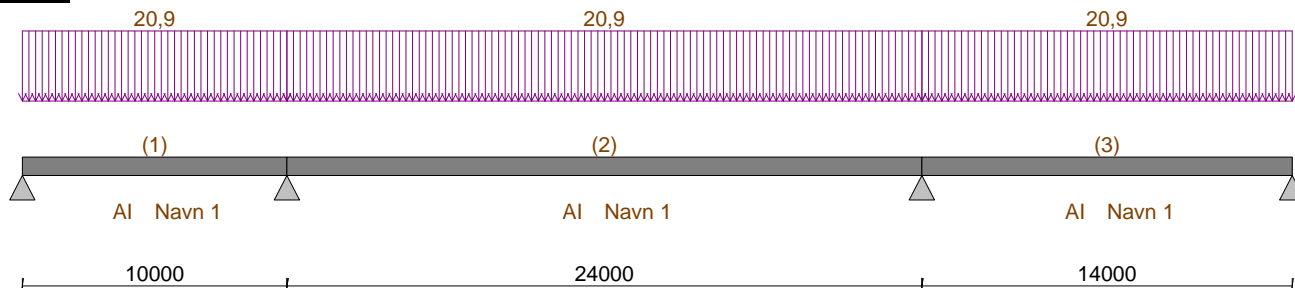
Programlisensen eies av: Statens Vegvesen Samlelisens G-Prog

Dokument:

1. Grafisk presentasjon av inndata

1.1 Lasttilfeller

1.1.1 1



2. Materialdata

Bjelkens E-modul Ecn 20 000 MPa
 Bjelkens massetetthet Rho 2 500 kg/m³

3. Geometri

3.1 Hovedgeometri

Felt	L mm	Oppl.type	idU	idO	Ttype	id	S mm	I mm ⁴	A mm ²
1	10 000	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
2	24 000	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
3	14 000	Fri			Generell	Navn 1	0	5,40e+009	1,80e+005
4		Fri							

L : Spennvidde
 Oppl.type : Oppleggstype
 idU : Identifikasjon på søyletype under
 idO : Identifikasjon på søyletype over
 Ttype : Tverrsnittstype
 id : Identifikasjon som henviser til tverrsnittsdata
 S : Avstand til akse
 I : Tregghetsmoment
 A : Tverrsnittsareal

3.2 Tverrsnittsgeometrier

Generelt tverrsnitt: Navn 1

Tverrsnittsareal A 1,80e+005 mm²
 Tregghetsmoment I 5,40e+009 mm⁴

4. Laster

4.1 Lasttilfeller

4.1.1 1

Felt	Ltype	x1 mm	q1/P/M kN/m, kN, kNm	x2 mm	q2 kN/m
1	Jevn last	0	20,9	0	0,0
2	Jevn last	0	20,9	0	0,0
3	Jevn last	0	20,9	0	0,0

Felt : Feltnummer for lasten

Ltype : Type last
 x1 : Avstand fra venstre ende i felt
 q1/P/M : Intensitet (venstre lastkant)
 x2 : Lastutbredelse
 q2 : Intensitet høyre lastkant

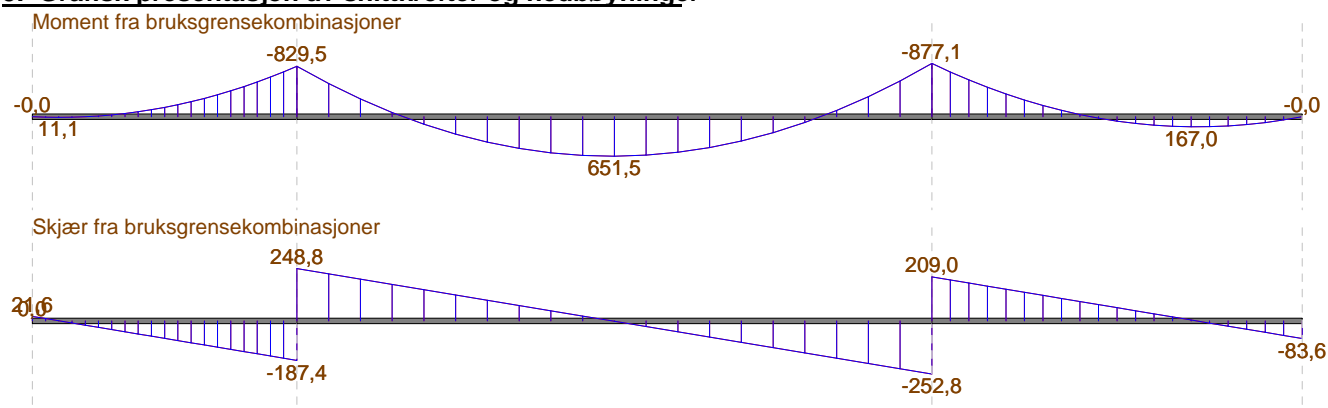
4.2 Lastkombinasjoner

4.2.1 1 (Bruks)

LTnavn	Ltype	Max gamma	Min gamma	Psi
1	Permanent	1,00	1,00	1,00

LTnavn : Navn på lasttilfelle
 Ltype : Kombinasjonskriterium for lasttilfellet
 Max gamma : Største lastfaktor for lasttilfellet
 Min gamma : Minste lastfaktor
 Psi : Reduksjonsfaktor ved kombinasjon av flere variable laster

5. Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger



6. Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Felt	x	Mf	Vv	Mv	Vh	Mh
	mm	kNm	kN	kNm	kN	kNm
1	1 000	11,1	21,6	0,0	-187,4	-829,5
2	12 000	651,5	248,8	-829,5	-252,8	-877,1
3	9 800	167,0	209,0	-877,1	-83,6	0,0

x : Avstand fra venstre opplagg til maksimalt feltmoment
 Mf : Maksimalt feltmoment
 Vv : Maksimal skjærkraft i venstre ende av feltet
 Mv : Maksimalt moment i venstre ende av feltet
 Vh : Maksimal skjærkraft i høyre ende av feltet
 Mh : Maksimalt moment i høyre ende av feltet
 : 2 stjerner hvis minste moment ikke er i kant opplagg

7. Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner

Feltnummer: 1

	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin				
x	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm
0	21,6	0,0	21,6	0,0	21,6	0,0	21,6	0,0
500	11,1	8,2	11,1	8,2	11,1	8,2	11,1	8,2
1 000	0,7	11,1	0,7	11,1	0,7	11,1	0,7	11,1
1 500	-9,8	8,8	-9,8	8,8	-9,8	8,8	-9,8	8,8
2 000	-20,2	1,3	-20,2	1,3	-20,2	1,3	-20,2	1,3
2 500	-30,7	-11,4	-30,7	-11,4	-30,7	-11,4	-30,7	-11,4
3 000	-41,1	-29,4	-41,1	-29,4	-41,1	-29,4	-41,1	-29,4
3 500	-51,6	-52,6	-51,6	-52,6	-51,6	-52,6	-51,6	-52,6
4 000	-62,0	-81,0	-62,0	-81,0	-62,0	-81,0	-62,0	-81,0

	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		
x	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
4 500	-72,5	-114,6	-72,5	-114,6	-72,5	-114,6	-72,5	-114,6	
5 000	-82,9	-153,5	-82,9	-153,5	-82,9	-153,5	-82,9	-153,5	
5 500	-93,4	-197,6	-93,4	-197,6	-93,4	-197,6	-93,4	-197,6	
6 000	-103,8	-246,9	-103,8	-246,9	-103,8	-246,9	-103,8	-246,9	
6 500	-114,3	-301,4	-114,3	-301,4	-114,3	-301,4	-114,3	-301,4	
7 000	-124,7	-361,2	-124,7	-361,2	-124,7	-361,2	-124,7	-361,2	
7 500	-135,2	-426,2	-135,2	-426,2	-135,2	-426,2	-135,2	-426,2	
8 000	-145,6	-496,4	-145,6	-496,4	-145,6	-496,4	-145,6	-496,4	
8 500	-156,1	-571,8	-156,1	-571,8	-156,1	-571,8	-156,1	-571,8	
9 000	-166,5	-652,5	-166,5	-652,5	-166,5	-652,5	-166,5	-652,5	
9 500	-177,0	-738,4	-177,0	-738,4	-177,0	-738,4	-177,0	-738,4	
10 000	-187,4	-829,5	-187,4	-829,5	-187,4	-829,5	-187,4	-829,5	

x : Avstand fra venstre opplegg til aktuelt snitt

V1 : Skjærkraft, basert på maksimalt moment

M1 : Maksimalt moment

V2 : Skjærkraft, basert på minimalt moment

M2 : Minimalt moment

V3 : Maksimal skjærkraft

M3 : Moment basert på maksimal skjærkraft

V4 : Minimal skjærkraft

M4 : Moment basert på minimal skjærkraft

Feltnummer: 2

	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		
x	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
0	248,8	-829,5	248,8	-829,5	248,8	-829,5	248,8	-829,5	
1 200	223,7	-546,0	223,7	-546,0	223,7	-546,0	223,7	-546,0	
2 400	198,7	-292,5	198,7	-292,5	198,7	-292,5	198,7	-292,5	
3 600	173,6	-69,2	173,6	-69,2	173,6	-69,2	173,6	-69,2	
4 800	148,5	124,1	148,5	124,1	148,5	124,1	148,5	124,1	
6 000	123,4	287,2	123,4	287,2	123,4	287,2	123,4	287,2	
7 200	98,3	420,3	98,3	420,3	98,3	420,3	98,3	420,3	
8 400	73,3	523,2	73,3	523,2	73,3	523,2	73,3	523,2	
9 600	48,2	596,1	48,2	596,1	48,2	596,1	48,2	596,1	
10 800	23,1	638,8	23,1	638,8	23,1	638,8	23,1	638,8	
12 000	-2,0	651,5	-2,0	651,5	-2,0	651,5	-2,0	651,5	
13 200	-27,1	634,1	-27,1	634,1	-27,1	634,1	-27,1	634,1	
14 400	-52,1	586,6	-52,1	586,6	-52,1	586,6	-52,1	586,6	
15 600	-77,2	508,9	-77,2	508,9	-77,2	508,9	-77,2	508,9	
16 800	-102,3	401,2	-102,3	401,2	-102,3	401,2	-102,3	401,2	
18 000	-127,4	263,4	-127,4	263,4	-127,4	263,4	-127,4	263,4	
19 200	-152,5	95,5	-152,5	95,5	-152,5	95,5	-152,5	95,5	
20 400	-177,5	-102,5	-177,5	-102,5	-177,5	-102,5	-177,5	-102,5	
21 600	-202,6	-330,6	-202,6	-330,6	-202,6	-330,6	-202,6	-330,6	
22 800	-227,7	-588,8	-227,7	-588,8	-227,7	-588,8	-227,7	-588,8	
24 000	-252,8	-877,1	-252,8	-877,1	-252,8	-877,1	-252,8	-877,1	

Feltnummer: 3

	Mmax		Mmin		Vmax		Vmin		
x	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
0	209,0	-877,1	209,0	-877,1	209,0	-877,1	209,0	-877,1	
700	194,3	-736,0	194,3	-736,0	194,3	-736,0	194,3	-736,0	
1 400	179,7	-605,1	179,7	-605,1	179,7	-605,1	179,7	-605,1	
2 100	165,1	-484,4	165,1	-484,4	165,1	-484,4	165,1	-484,4	
2 800	150,4	-374,0	150,4	-374,0	150,4	-374,0	150,4	-374,0	
3 500	135,8	-273,8	135,8	-273,8	135,8	-273,8	135,8	-273,8	
4 200	121,2	-183,9	121,2	-183,9	121,2	-183,9	121,2	-183,9	
4 900	106,5	-104,2	106,5	-104,2	106,5	-104,2	106,5	-104,2	
5 600	91,9	-34,7	91,9	-34,7	91,9	-34,7	91,9	-34,7	

x	Mmax		--- Mmin		--- Vmax		--- Vmin		---
	V1	M1	V2	M2	V3	M3	V4	M4	
mm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
6 300	77,3	24,5	77,3	24,5	77,3	24,5	77,3	24,5	
7 000	62,7	73,5	62,7	73,5	62,7	73,5	62,7	73,5	
7 700	48,0	112,2	48,0	112,2	48,0	112,2	48,0	112,2	
8 400	33,4	140,7	33,4	140,7	33,4	140,7	33,4	140,7	
9 100	18,8	159,0	18,8	159,0	18,8	159,0	18,8	159,0	
9 800	4,1	167,0	4,1	167,0	4,1	167,0	4,1	167,0	
10 500	-10,5	164,8	-10,5	164,8	-10,5	164,8	-10,5	164,8	
11 200	-25,1	152,3	-25,1	152,3	-25,1	152,3	-25,1	152,3	
11 900	-39,8	129,6	-39,8	129,6	-39,8	129,6	-39,8	129,6	
12 600	-54,4	96,6	-54,4	96,6	-54,4	96,6	-54,4	96,6	
13 300	-69,0	53,4	-69,0	53,4	-69,0	53,4	-69,0	53,4	
14 000	-83,6	0,0	-83,6	0,0	-83,6	0,0	-83,6	0,0	

8. Oppleggskrefter

8.1 Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner

Oppl	Nmax			--- Nmin			--- Mmax			--- Mmin			---
	N1	M1U	M1O	N2	M2U	M2O	N3	M3U	M3O	N4	M4U	M4O	
	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	
1	21,6	0,0	0,0	21,6	0,0	0,0	21,6	0,0	0,0	21,6	0,0	0,0	
2	436,3	0,0	0,0	436,3	0,0	0,0	436,3	0,0	0,0	436,3	0,0	0,0	
3	461,7	0,0	0,0	461,7	0,0	0,0	461,7	0,0	0,0	461,7	0,0	0,0	
4	83,6	0,0	0,0	83,6	0,0	0,0	83,6	0,0	0,0	83,6	0,0	0,0	

N1 : Maksimal oppleggskraft

M1U : Moment fra søyle under, basert på maksimal oppleggskraft

M1O : Moment fra søyle over, basert på maksimal oppleggskraft

N2 : Minimal oppleggskraft

M2U : Moment fra søyle under, basert på minimal oppleggskraft

M2O : Moment fra søyle over, basert på minimal oppleggskraft

N3 : Oppleggskraft basert på maksimalt oppleggsmoment

M3U : Moment fra søyle under, basert på maksimalt oppleggsmoment

M3O : Moment fra søyle over, basert på maksimalt oppleggsmoment

N4 : Oppleggskraft basert på minimalt oppleggsmoment

M4U : Moment fra søyle under, basert på minimalt oppleggsmoment

M4O : Moment fra søyle over, basert på minimalt oppleggsmoment

9. Fortegnsregler

Positiv last (jevnt fordelt, punktlast og trapeslast) peker nedover.

Positiv momentlast dreier mot urviseren.

Positivt moment gir strekk i underkant.

Positiv skjærkraft vil dreie et bjelkeelement med urviseren.

Positiv oppleggskraft er oppover.

Positivt oppleggsmoment vil dreie et oppleggspunkt med urviseren.

Positiv forskyvning er nedover.

Innholdsfortegnelse

<u>1.</u>	<u>Grafisk presentasjon av inndata</u>	2
1.1	Lasttilfeller	2
1.1.1	1	2
<u>2.</u>	<u>Materialdata</u>	2
<u>3.</u>	<u>Geometri</u>	2
3.1	Hovedgeometri	2
3.2	Tverrsnittsgemetrier	2
<u>4.</u>	<u>Laster</u>	2
4.1	Lasttilfeller	2
4.1.1	1	2
4.2	Lastkombinasjoner	3
4.2.1	1 (Bruks)	3
<u>5.</u>	<u>Grafisk presentasjon av snittkrefter og nedbøyninger</u>	3
<u>6.</u>	<u>Sammendrag av snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>7.</u>	<u>Snittkrefter fra alle brukskombinasjoner</u>	3
<u>8.</u>	<u>Oppleggskrefter</u>	5
8.1	Ekstremverdier fra alle brukskombinasjoner	5
<u>9.</u>	<u>Fortegnsregler</u>	5

Hassingen

Felt 13,96–32,00–12,03m

Egenlast per meter bru:

HUP250x150x6: 37,8kg/m. 4m/m bru → 151 kg/m

HUP150x100x5: 18,7kg/m. (2)^{3/2}m/m bru → 53 kg/m

HE160A: 30,4kg/m c/c 1,0 m. 2,5 m/m bru → 76 kg/m

100 mm dekke plank, b=2,5 m, 600kg/m³. → 150 kg/m

Sum: 430 kg/m = 4,2 kN/m

Nyttelast per meter bru:

4 kN/m² * 2,5 m = 10 kN/m

Dimensjonerende last:

1,2*4,2+1,35*10 = 18,54 kN/m

+ søyler 150 kN

+ landkar 100 kN

Resulterende dimensjonerende laster:

Akse 1 (A–B): 135 kN – egenvekt karakteristisk: 91

Akse 2 (C): 670 kN – egenvekt karakteristisk: 242

Akse 3 (D): 670 kN – egenvekt karakteristisk: 242

Akse 4 (E–F): 100 kN – egenvekt karakteristisk: 83

Skovbøle

Felt 13,00 – 15,00 – 20,60 – 16,00 m

Egenlast per meter bru:

180x300 600kg/m³: 32,4kg/m. 2m/m bru → 64,8 kg/m

140x300 600kg/m³: 25,2kg/m. 2m/m bru → 50,4 kg/m

140x200 600kg/m³: 16,8kg/m. (2)^{3/2}m/m bru → 47,5 kg/m

HE160A: 30,4kg/m c/c 1,0 m. 3,0 m/m bru → 91,2 kg/m

100 mm dekke plank, b=3,0 m, 600kg/m³. → 150 kg/m

Sum: 403 kg/m = 3,9 kN/m

Nyttelast per meter bru:

4 kN/m² * 3,0 m = 12 kN/m

Dimensjonerende last:

1,2*3,9+1,35*12 = 20,9 kN/m

+ søyler 10 kN

+ landkar 60 kN

Resulterende dimensjonerende laster:

Akse 1 (A–B): 168 kN – egenvekt karakteristisk:70

Akse 2 (C): 314 kN – egenvekt karakteristisk:65

Akse 3 (D): 390 kN – egenvekt karakteristisk:79

Akse 4 (E): 446 kN – egenvekt karakteristisk:90

Akse 5 (F–G): 180 kN – egenvekt karakteristisk:40

Leie

Felt 16,20 – 20,00 – 16,20 m

Egenlast per meter bru:

180x300 600kg/m³: 32,4kg/m. 2m/m bru → 64,8 kg/m

140x300 600kg/m³: 25,2kg/m. 2m/m bru → 50,4 kg/m

140x200 600kg/m³: 16,8kg/m. (2)^{3/2}m/m bru → 47,5 kg/m

HE160A: 30,4kg/m c/c 1,0 m. 3,0 m/m bru → 91,2 kg/m

100 mm dekke plank, b=3,0 m, 600kg/m³. → 150 kg/m

Sum: 403 kg/m = 3,9 kN/m

Nyttelast per meter bru:

4 kN/m² * 3,0 m = 12 kN/m

Dimensjonerende last:

$1,2 * 3,9 + 1,35 * 12 = 20,9$ kN/m

+ søyler 10 kN

+ landkar 60 kN

Resulterende dimensjonerende laster:

Akse 1 (A–B): 186 kN – egenvekt karakteristisk:74

Akse 2 (C): 431 kN – egenvekt karakteristisk:87

Akse 3 (D): 431 kN – egenvekt karakteristisk: 87

Akse 4 (E–F): 186 kN – egenvekt karakteristisk: 74

Hørendal

Felt 10,00 – 24,00 – 14,00 m

Egenlast per meter bru:

180x300 600kg/m³: 32,4kg/m. 2m/m bru → 64,8 kg/m

140x300 600kg/m³: 25,2kg/m. 2m/m bru → 50,4 kg/m

140x200 600kg/m³: 16,8kg/m. (2)^{3/2}m/m bru → 47,5 kg/m

HE160A: 30,4kg/m c/c 1,0 m. 3,0 m/m bru → 91,2 kg/m

100 mm dekke plank, b=3,0 m, 600kg/m³. → 150 kg/m

Sum: 403 kg/m = 3,9 kN/m

Nyttelast per meter bru:

4 kN/m² * 3,0 m = 12 kN/m

Dimensjonerende last:

$1,2 * 3,9 + 1,35 * 12 = 20,9$ kN/m

+ søyler 10 kN

+ landkar 60 kN

Resulterende dimensjonerende laster:

Akse 1 (A-B): 81 kN – egenvekt karakteristisk: 54

Akse 2 (C): 446 kN – egenvekt karakteristisk: 89

Akse 3 (D): 471 kN – egenvekt karakteristisk: 94

Akse 4 (E-F): 143 kN – egenvekt karakteristisk: 65

Vedlegg 4
Differanseberegninger -
gangbruer

Hassingen

Punkt	B	C	D	E
Opprinnelig kote	14,217	16,114	15,950	14,679
Innmålt høyde	14,404	16,375	16,229	14,935
Differanse	0,187	0,261	0,279	0,256

Punkt	B-C	B-D	B-E	C-D	C-E	D-E
Opprinnelig differanse	1,897	1,733	0,462	0,164	1,435	1,271
Innmålt differanse	1,971	1,825	0,531	0,146	1,44	1,294
Sum Differanse	0,074	0,092	0,069	-0,018	0,005	0,023

Punkt	B	C	D	E
Settning	-9,20	-1,80	0,00	-2,30

Ved å se på punkt B-C, B-D, og C-D kommer det frem at Δh mellom B-C har økt med 7,4cm og at den har økt med 9,2cm for B-D samtidig som den har minket -1,8cm for C-D. For B-E, C-E og D-E har Δh økt med 6,9cm, 5cm og 2,3cm. Ved å se på det samlet kommer det frem at den største differansen er i punkt B-D. ved å betrakte alle verdiene kommer det frem at det er B som har den største differansen i forhold til de andre punktene og det antas at D er nullpunktet da det er her den største differansen mot B observeres . Dette medfører at den målte differansen mellom gammel og ny målt høyde i punkt D vil gi differansen mellom alle fundamentene. Slik at beregningen blir som følger:

$$X = (\text{Ny målt verdi} - \text{gammel målt verdi} - \text{differanse antatt 0 punkt}) * 100 = x \text{ cm}$$

$$B = (14,404 - 14,217 - 0,279) * 100 = -9,2 \text{ cm}$$

$$C = (16,375 - 16,114 - 0,279) * 100 = -1,8 \text{ cm}$$

$$D = (16,229 - 15,950 - 0,279) * 100 = 0 \text{ cm}$$

$$E = (14,935 - 14,679 - 0,279) * 100 = -2,3 \text{ cm}$$

Skovbølet

Punkt	B	C	D	E	F
Opprinnelig kote	16,642	18,332	20,187	20,207	18,142
Innmålt høyde	16,668	18,462	20,318	20,346	18,291
Differanse	0,026	0,130	0,131	0,139	0,149

Punkt	B-C	B-D	B-E	B-F	C-D	C-E	C-F	D-E	D-F	E-F
Opprinnelig differanse	1,690	3,545	3,565	1,500	1,855	1,875	0,190	0,020	2,045	2,065
Innmålt differanse	1,794	3,650	3,678	1,623	1,856	1,884	0,171	0,028	2,027	2,055
Sum Differanse	0,104	0,105	0,113	0,123	0,001	0,009	-0,019	0,008	-0,018	-0,010

Punkt	B	C	D	E	F
Settning	-12,300	-1,900	-1,800	-1,000	0,00

Ved å se på punkt B-C, B-F, og C-F kommer det frem at Δh mellom B-F har økt med 12,3cm og at den har økt med 10,4cm for B-C samtidig som den har minket -1,9cm for C-F. Ved å se på det samlet kommer det frem at den største differansen er i punkt B-D. Ved å betrakte alle verdiene kommer det frem at det er B som har den største differansen i forhold til de andre punktene og det antas at F er nullpunktet da det er her den største differansen observeres mot B. Dette medfører at den målte differansen mellom gammel og ny målt høyde i punkt F vil gi differansen mellom alle fundamentene. Slik at beregningen blir som følger:

$$X = (\text{Ny målt verdi} - \text{gammel målt verdi} - \text{differanse antatt 0 punkt}) * 100 = x \text{ cm}$$

$$B = (16,668 - 16,642 - 0,149) * 100 = -12,3 \text{ cm}$$

$$C = (18,462 - 18,332 - 0,149) * 100 = -1,9 \text{ cm}$$

$$D = (20,318 - 20,187 - 0,149) * 100 = -1,8 \text{ cm}$$

$$E = (20,346 - 20,207 - 0,149) * 100 = -1 \text{ cm}$$

$$F = (18,291 - 18,142 - 0,149) * 100 = 0 \text{ cm}$$

Leie

Punkt	B	C	D	E
Opprinnelig kote	23,132	25,223	25,223	23,132
Innmålt høyde	23,227	25,272	25,306	23,218
Differanse	0,095	0,083	0,049	0,086

Punkt	B-C	B-D	B-E	C-D	C-E	D-E
Opprinnelig differanse	2,091	2,091	0,000	0,000	2,091	2,091
Innmålt differanse	2,045	2,079	0,009	0,034	2,054	2,088
Sum Differanse	-0,046	-0,012	0,009	0,034	-0,037	-0,003

Punkt	B	C	D	E
Settning	0,00	-4,60	-1,20	-0,90

Ved å se på punkt B-C, B-D, og C-D kommer det frem at Δh mellom B-C har minket med 4,6cm og at den har minket med 1,2cm for B-D samtidig som den har økt 3,4cm for C-D.

Ved å se på det samlet kommer det frem at den største differansen er i punkt B-D. ved å betrakte alle verdiene kommer det frem at det er C som har den største differansen i forhold til de andre punktene og det antas at B er nullpunktet da det er her den største differansen mot C observeres. Dette medfører at den målte differansen mellom gammel og ny målt høyde i punkt B vil gi differansen mellom alle fundamentene. Slik at beregningen blir som følger:

$$X = (\text{Ny målt verdi} - \text{gammel målt verdi} - \text{differanse antatt 0 punkt}) * 100 = x \text{ cm}$$

$$B = (23,227 - 23,132 - 0,095) * 100 = 0 \text{ cm}$$

$$C = (25,272 - 25,223 - 0,095) * 100 = -4,6 \text{ cm}$$

$$D = (25,306 - 25,223 - 0,095) * 100 = -1,2 \text{ cm}$$

$$E = (23,218 - 23,132 - 0,095) * 100 = -0,9 \text{ cm}$$

Høiendal

Punkt	B	C	D	E
Opprinnelig kote	27,282	28,594	28,573	26,761
Innmålt høyde	27,431	28,694	28,697	26,919
Differanse	0,149	0,100	0,124	0,158

Punkt	B-C	B-D	B-E	C-D	C-E	D-E
Opprinnelig differanse	1,312	1,291	0,521	0,021	1,833	1,812
Innmålt differanse	1,263	1,266	0,512	-0,003	1,775	1,778
Sum Differanse	-0,049	-0,025	-0,009	-0,024	-0,058	-0,034

Punkt	B	C	D	E
Settning	-0,90	-5,80	-3,40	0,00

Ved å se på punkt B-C, B-D, og C-D kommer det frem at Δh mellom B-C har minket med 4,9cm og at den har minket med 2,5cm for B-D den ha rogså minket 2,4cm for C-D.

Ved å se på det samlet kommer det frem at den største differansen er i punkt C-E. ved å betrakte alle verdiene kommer det frem at det er C som har den største differansen i forhold til de andre punktene og det antas at E er nullpunktet da det er her den største differansen mot C observeres. Dette medfører at den målte differansen mellom gammel og ny målt høyde i punkt E vil gi differansen mellom alle fundamentene. Slik at beregningen blir som følger:

$$X = (\text{Ny målt verdi} - \text{gammel målt verdi} - \text{differanse antatt 0 punkt}) * 100 = x \text{ cm}$$

$$B = (27,431 - 27,282 - 0,158) * 100 = -0,9 \text{ cm}$$

$$C = (28,694 - 28,594 - 0,158) * 100 = -5,8 \text{ cm}$$

$$D = (28,697 - 28,573 - 0,158) * 100 = -3,4 \text{ cm}$$

$$E = (26,919 - 26,761 - 0,158) * 100 = -0 \text{ cm}$$

Vedlegg 5
Prosesskoden 1 og 2 –
relevante utklipp



Prosesskode 1

Standard beskrivelse for vegkontrakter

Hovedprosess 1-7

RETNINGSLINJE

Håndbok R761

R761



24.7 Fylling med lette masser

24.71 Fylling med lettklinker (ekspandert leire)

- a) Omfatter levering, utlegging og komprimering av lettklinker som lett fylling. Filterlag er medtatt i prosess 27.4. Ev. sidefylling er medtatt i prosess 24.77.
- b) Lettklinkermassen skal ha ukomprimert, tørr tyngdetetthet maksimum 350 kg/m³.
- c) Løs lettklinker skal legges ut lagvis med maksimalt 1,0 m lagtykkelse, maks 0,6 m mot landkar/støttemur. Fyllingen skal legges ut og komprimeres med beltegående maskin med beltetrykk ikke større enn 50 kN/m² for å unngå nedknusing. Inn mot landkar eller støttemur skal det brukes vibroplate 50-200 kg.
- x) Mengden måles som prosjektert anbrakt volum. Enhet: m³

24.72 Fylling med skumglassgranulat

- a) Omfatter levering, utlegging og komprimering av skumglassgranulat som lett fylling på steder som angitt. Filterlag medtas under prosess 27.4. Ev. sidefylling er medtatt i prosess 24.77.
- b) Skumglassgranulat skal ha ukomprimert tørr densitet mindre enn 200 kg/m³ med gradering 10/60 mm.
- c) Skumglassgranulat skal legges ut lagvis med maksimalt 1,0 m lagtykkelse. Mot landkar/støttemur maks 0,6 m tykkelse. Fyllingen skal legges ut og komprimeres med beltegående maskin med beltetrykk ikke større enn 50 kN/m² for å unngå nedknusing. Inn mot landkar eller støttemur skal det brukes vibroplate 50-200 kg.
- x) Mengden måles som prosjektert anbrakt volum. Enhet: m³

24.74 Fylling av ekspandert polystyren (EPS)

24.741 Ekspandert polystyren (EPS)

- a) Omfatter levering og utlegging av ekspandert polystyren. Filter og avrettingslag er medtatt i prosess 27.4. Ev. sidefylling er medtatt i prosess 24.77.
- b) Ekspandert polystyren skal ikke inneholde bromerte flammehemmere. Materialet skal ha en trykkfasthet på minimum 100 kN/m² målt ved 5 % deformasjon (2,5 mm) på 50 mm terning. Kravet gjelder gjennomsnitt for alle kontrollerte blokker fra samme produsent. Gjennomsnitt for en enkelt blokk skal ikke være mindre enn 90 kN/m². Minste tillatte verdi for enkeltmålinger er 80 kN/m². Minste sidekant på blokkene skal være 0,5 m, og minste lengde 2,4 m.
- c) Blokkene skal stables slik at sideskråningen ikke blir brattere enn 2:1 og uten gjennomgående vertikale skjøter. For fyllinger med høyde under 1,0 m tillates stabling med loddrett sidekant. Ingen sprekker skal overstige 10 mm. I kurver tillates spriking på opptil 50 mm.
- d) Tillatt avvik fra prosjektert nivå er +/- 50 mm. Nivåforskjellen mellom to naboblokker i fyllingen skal være mindre enn 5 mm. Ujevnheter skal være maksimalt 5 mm målt over 3,0 m. Lengde, bredde og høydemål skal maksimalt avvike +/- 1 %.

- e) Trykkfasthet, jevnhet og dimensjoner (høyde, bredde og lengde) kontrolleres på følgende antall blokker før fyllingen legges ut:

Fylling	< 500 m ³	minst 3
Fylling	500 - 1000 m ³	minst 5
Fylling	> 1000 m ³	minst 5 per 1000 m ³

- x) Mengden måles som prosjektert fast volum uten fradrag for sandfang og stolper. Enhet: m³

24.742 Plastmembran over fylling av ekspandert polystyren (EPS)

- a) Omfatter levering og legging av plastmembran som beskyttelse over fylling av ekspandert polystyren (EPS)
- x) Mengden måles som prosjektert areal belagt med membran. Overlapp i skjøter måles ikke. Enhet: m²

24.743 Betongplate over fylling av ekspandert polystyren (EPS)

- a) Omfatter levering og arbeider med betongplate over fylling av ekspandert polystyren.
- x) Mengden måles som prosjektert areal betongplate. Enhet: m²

24.75 Lastfordelingslag over fylling med lette masser

- a) Omfatter levering av materialer og bygging av lastfordelingslag.
- x) Mengden måles som prosjektert areal lastfordelingslag. Enhet: m²

24.76 Geotekstil som separasjonslag

- a) Omfatter geotekstil som separasjonslag over fylling av lette masser.
- b) Bruksklasse skal være som angitt i *den spesielle beskrivelsen*. Fiberduken skal tilfredsstillende kravene angitt gjennom sertifiseringsordningen NorGeoSpec 2012 for den aktuelle bruksklassen og være registrert under denne ordningen eller 3dje parts verifisering til samme kvalitetsnivå.
- c) Skjøting av fiberduken kan skje ved 0,5 m overlapping. Geotekstilene skal beskyttes mot sollys ved lagring som overstiger 1 måned.
- x) Mengden måles som prosjektert areal belagt med geotekstil. Overlapp i skjøter måles ikke. Enhet: m²

24.77 Sidefylling mot fylling av lette masser

- a) Omfatter materialer og alle arbeider med etablering av sidefylling mot fylling av lette masser. Ev. plastmembran er medtatt i prosess 24.742. Evt geotekstil er medtatt i prosess 24.76.
- b) Materialene skal være stabile. Gradering og evt øvrige krav skal være som angitt i *den spesielle beskrivelsen*.
- c) Sidefylling skal gi en overdekning på skråninger på minst 0,80 m, 0,50 m og 0,25 m for hhv. lettklinker, skumglassgranulet og EPS som lett fyllingsmateriale, eller som angitt i *den spesielle beskrivelsen*.



Prosesskode 2

Standard beskrivelse for bruer og kaier

Hovedprosess 8

RETNINGSLINJE

Håndbok R762

R762



- x) Mengden måles som lengde av logget profil. Enhet: m

83.473 Ikke-destruktiv kontroll, peleanalysator av borede peler

- a) Omfatter eksitasjon og analyse av reflekterte bølger i boret pel for å kartlegge hulrom og svakheter i utstøpt pel. Eksitasjon og måling av reflekterte bølger på toppen av pelen.
- c) Eksitasjon og måling av reflekterte bølger kan utføres med følgende metoder: Akustisk ekko (SE) prøving eller impuls respons (IR) prøving.
- x) Mengden måles som antall peler som prøves. Enhet: stk

83.48 Ventetid og driftstid

83.481 Ventetid for rigg for borede peler

- a) Omfatter uforutsett ventetid for pelerigg som skyldes byggherren.
- c) Rimelig påregnelig ventetid på grunn av byggherrens kontrollarbeid, inspeksjoner og målinger skal være innarbeidet i de enkelte delprosesser.

Uforutsett ventetid skal attesteres av byggherren.
- x) Mengden måles som utført ventetid, maksimalt 8 timer per dag. Enhet: time

83.482 Driftstid for rigg for borede peler

- a) Omfatter kostnader for drift av pelerigg med tilhørende mannskap. Prosessen kommer til anvendelse etter avtale om ekstraarbeider og ved spesielle forhold som ikke dekkes av andre delprosesser.
- c) Driftstid for rigg skal attesteres av byggherren.
- x) Mengden måles som utført driftstid. Enhet: timer

83.5 Stålkjernepeler

- a) Omfatter alle leveranser og arbeider med stålkjernepeler fram til ferdige peler, herunder forberedende og generelle arbeider, rigg og oppstilling, boring, injisering, levering og installasjon av stålkjerner, prøving og kontroll, etc.

Omfatter også supplerende grunnundersøkelser som entreprenøren finner nødvendig for å kunne velge pelelengde og gjøre egen vurdering av pelearbeidene, herunder nødvendig bestilling av materialer.

- e) Det skal føres fullstendig bore- og peleprotokoll. Protokollen føres på skjema egnet for formålet, og skal generelt være i henhold til NS-EN 14199 så langt den er relevant.

Protokollen skal som et minimum angi følgende data (målinger som er egnet for automatisk registrering er merket med *)

- navn på ansvarlig leder av pelearbeidene
- navn på stedlig arbeidsleder/kontrollør/protokollfører
- pelenummer og dato
- borsystem
- bordimensjon i løsmasser og berg

- bortid (starttid og sluttid)*
- rotasjonshastighet*
- borsynk*
- lufttrykk (og mengde hvis mulig)*
- vanntrykk og mengde*
- uregelmessigheter under boring
- lagdeling i løsmasser
- angivelse av type løsmasser/berg (visuell vurdering av borkaks)
- boret dybde til berg
- borsynk i berg
- samlet borhulldybde og bunnkote
- resultat av borhullsinspeksjon
- vannstandsregistrering
- vanntapsmåling
- injisering, injiseringstrykk og medgått injiseringsmasse, samt resept angis
- kotehøyde for topp foringsrør
- kotehøyde for underkant foringsrør
- foringsrørets plassering i avskjæringsnivå med angivelse av avvik fra prosjektert plassering
- foringsrørets senterlinje med angivelse av avvik fra prosjektert senterlinje
- foringsrørets retthet
- kontroll av stålkjerneelementenes stålkvalitet og retthet
- kontroll av skjøter på stålkjernepeler, retthet og styrke
- kontroll av omstøpingsmørtel, resept oppgis og medgått mengde mørtel samt øvrige kontrollresultater angis, avvik fra teoretisk mengde angis.
- kontroll av montering av stålkjerne, avvik angis
- kontroll av ramming på stålkjerne, loddvekt og synkning angis
- kotehøyde topp stålkjerne
- lengde stålkjerneelementer mellom skjøter
- total lengde stålkjerne
- kotehøyde bunn stålkjerne
- andre relevante data for avregning og for vurdering av pelens karakter og kapasitet
- resultat av andre kontrollmålinger som angitt i *den spesielle beskrivelsen*

Kontrolldata skal presenteres på skjemaer og i en form som er sammenfattet og lett lesbar. Presentasjonsformen forelegges byggherren i god tid før arbeidene starter opp.

Kontrolldata for de ulike arbeidsoperasjonene i hver pelegruppe forelegges byggherren senest 2 arbeidsdager etter at arbeidene er utført.

83.51 Forberedende og generelle arbeider

83.511 Supplerende grunnundersøkelser for stålkjernepeler

83.5111 *Supplerende grunnundersøkelser*

- a) Omfatter kostnader til planlegging og gjennomføring av supplerende grunnundersøkelser/bergkontrollboringer og øvrige tiltak for å klarlegge risiko og unngå vraking av peler, blant annet som følge av skrens på bergoverflaten. Også registrering av bergkvaliteten inngår.

Omfang og type av undersøkelser skal være det som entreprenøren anser nødvendig for å bestemme pelelengde, unngå vrakpeler og gi grunnlag for egen vurdering av pelearbeidene, herunder nødvendig bestilling av materialer.

- x) Kostnaden angis som rund sum. Enhet: RS

83.5112 *Supplerende grunnundersøkelser spesifiserte*

- a) Omfatter supplerende grunnundersøkelser som angitt i *den spesielle beskrivelsen*.
- b) Utførelsen skal være i samsvar med håndbok R211 Feltundersøkelser.
- x) Mengden måles som utført lengde bormeter. Enhet: m

83.52 Rigg og oppstilling for stålkjernepeler

83.521 Rigg for stålkjernepeler

- a) Omfatter transport, tilrigging og nedrigging av utstyr som er nødvendig for utførelse av stålkjernepeler, så som boring, tetthetskontroll, injisering, borslamhåndtering, omstøping og montering av stålkjernepelene samt nødvendig underlag/arbeidsplanum. Rigg plan med angivelse av laster forelegges byggherren før arbeidene påbegynnes.
- x) Kostnaden angis som rund sum. Enhet: RS

83.522 Tillegg for rigg på flåte (eller oppjekkbar plattform)

- a) Omfatter tilleggsarbeider og tilleggskostnader forbundet med transport, tilrigging og nedrigging av borrygg på flåte eller oppjekkbar plattform. Prosessen omfatter også utstyr som entreprenøren finner nødvendig for å kunne utføre arbeidene fra sikker arbeidsplattform, herunder bukserbåt, moringer, liner, vinsjer eller annen fastholding, i tillegg til selve flåten/plattformen.
- x) Kostnaden angis som rund sum. Enhet: RS

83.523 Oppstilling for pelegruppe, boring for stålkjernepeler

- a) Omfatter, flytting, oppstilling og nøyaktig plassering av borerigg/tårn, samt kostnader forbundet med målegrunnlag, eventuelt utsetting av mal og utsetting for nøyaktig plassering av pelene.
- x) Mengden måles som antall pelegrupper. Enhet: stk

83.524 Tillegg for oppstilling for pelegruppe under vann

- a) Omfatter tilleggskostnader forbundet med flytting av og oppstilling på flåte/plattform.
- x) Mengden måles som antall pelegrupper. Enhet: stk

83.525 Tillegg for ansett under vann

- a) Omfatter tilleggsarbeidet forbundet med ansett av peler under vann. Gjelder ved boring fra flåte eller oppjekkbar plattform, eller der hvor byggegrop ikke kan lenses på grunn av høy grunnvannstand eller andre geotekniske forhold.
- x) Mengden måles som antall pelegrupper. Enhet: stk

83.526 Oppstilling for pelegruppe, montering av stålkjerner

- a) Omfatter flytting og oppstilling for montering av stålkjerner.
- x) Mengden måles som antall pelegrupper. Enhet: stk

83.53 Boring for stålkjernerpeleler

83.531 Levering og nedboring av foringsrør i løsmasse

- a) Omfatter levering og montering av permanente foringsrør, inkludert nødvendig boring i løsmasser og innboring av foringsrør minimum 1,0 m i fast berg. Videre omfattes skjøting av foringsrør og kapping av foringsrør i angitt nivå, samt overflatebehandling av foringsrøret som angitt i *den spesielle beskrivelsen*.

Ytterligere innboring av foringsrør i fast berg inngår i prosess 83.532.

- b) Innvendig diameter på foringsrør skal være tilpasset valgt borsystem, stålkjernens diameter samt krav til avstandsholdere.

Veggtykkelsen skal velges avhengig av boresystem, grunnforhold og lengde av pel. Minimum veggtykkelse skal være i henhold til Peleveiledningen eller som angitt i *den spesielle beskrivelsen*.

Elementlengden til foringsrørene skal være lengst mulig og tilpasset borerigg og boresystem slik at det blir færrest mulige sveiseskjøter. I utgangspunktet skal lengdene være minimum 3 m.

- c) Det skal tilstrebes en rekkefølge ved boring og injisering slik at de dypeste pelene innen hver pelegruppe utføres først.

Foringsrørene bores gjennom løsmassene og videre ned i berg. Foringsrørene sveises sammen under boring i lengst mulige lengder. Lengder skal også tilpasses slik at man unngår stans i boring i lag hvor borekrone kan suge seg fast/blokkeres.

Ved nedføring av foringsrør gjennom løsmasser av leire, silt og sand skal det kun benyttes vannspyling. Trykk og vannmengde tilpasses for å unngå uønsket erosjon og poretrykk i grunnen.

Når luftdrevet senkborhammer benyttes skal utførelsen i utgangspunktet være slik at luft for driving av hammer er mest mulig kontrollert og ikke går ut i formasjonen. I bløte jordarter skal røret drives ned kun ved bruk av vann.

Luft og høyt trykk skal ikke benyttes for å forsere boringen eller raskt løse opp blokkering av borekrone ved stangskift eller skjøting av foringsrør. Unødig stans i boring skal unngås for å hindre blokkering av borekrone.

Dersom det under boring observeres at spyle retur fra luft/vann ikke kommer opp gjennom borerøret skal boringen straks avbrytes og tiltak iverksettes. Dersom det kommer opp mer masse enn forventet ut fra pelens volum skal boringen også straks avbrytes og tiltak iverksettes.

Under boring skal matetrykk og/eller spyletrykk samt bortid/borsynk logges og protokollføres, angitt per meter eller annen inndeling slik at lagdeling og egenskaper i grunnen tydelig framkommer.

Maksimalt tillatte matetrykk/spyletrykk skal være som angitt i *den spesielle beskrivelsen* eller etter avtale med byggherren.

Type borutstyr skal velges i henhold til etterfølgende retningslinjer. Dette fritar ikke entreprenøren for ansvaret for at boringen lar seg gjennomføre med det valgte utstyret.

Ved normale forhold, (for eksempel middels fast til bløt og ikke kvikk leire etc.) kan senkbor-utrustning med eksenterkrone benyttes.

Ved krevende forhold, (for eksempel i fyllmasser, fast og/eller vannførende morene, store dybder til berg osv.) og bruk av senkborhammer er et symmetrisk boresystem med påmontert ringborkrone på foringsrøret å foretrekke for å begrense erosjon i massene. Symmetriske boresystemer skal benyttes ved store diametre på foringsrør, samt ved meget skrått berg.

I kvikkeleire og/eller meget bløt leire eller i kombinasjon med faste masser over berg kan det være nødvendig at det ikke tillates at masser, luft eller vann går ut i formasjonen. Dette krever bruk av et reversibelt system hvor alt returneres opp innvendig i foringsrøret (reversibelt sirkulasjonssystem). Alternativt kan det ved slike forhold, etter avtale med byggherren, benyttes boresystem som er spesielt utviklet for skånsom boring.

Minimum innboringslengde av foringsrør er 1,0 m i fast berg.

Når foringsrøret er boret til endelig dybde i fast berg skal det utføres vannstands-kontroll (se prosess 83.551) og vanntapsmåling (se prosess 83.552) samt eventuelt injisering og oppboring.

Etter fullført boring slås foringsrøret til kontakt med berg.

- d) Følgende toleransekrav gjelder
- maksimalt tillatt avvik fra prosjektert plassering i horisontalplanet er 100 mm
 - maksimalt 0,2 % vinkelendring over 2 m rørlengde, eller minimum krumningsradius = 600 m regnet over 6 m lengde for retthet av nedboret foringsrør/borhull i berg målt kontinuerlig i foringsrør og borhull i berg under foringsrør
 - maksimalt helningsavvik maksimalt 1 % for vertikale peler og 2 % for skråpeler i enhver retning fra prosjektert peleakse

Toleranser måles/beregnes som definert i NS-EN 14199. Avvik skal ikke være ensidige og/eller systematiske.

Ved avvik fra et eller flere krav skal byggherren avgjøre om pelen må vrakes, eller supplerende peler settes.

- x) Mengden måles som lengde av foringsrør fra underkant foringsrør til prosjektert kappnivå. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. Enhet: m

83.5311 *Uspesifisert boresystem*

- b) Det skal benyttes boresystem som er egnet for de aktuelle grunnforhold.

83.5312 *Sentrisk boresystem*

83.5313 *Reversibelt boresystem (RC boring)*

- b) Det skal benyttes reversibelt boresystem (RC-boring).

83.5314 *Annet boresystem for skånsom boring*

- b) Det skal benyttes system som er spesielt utviklet for skånsom boring.
- c) Det vises til *den spesielle beskrivelsen*.

83.532 Boring med foringsrør i berg

- a) Omfatter videre innboring med foringsrør i fast berg utover 1,0 m som inngår i prosess 83.531, inkludert levering og skjøting av foringsrør. Overflatebehandling av foringsrør som angitt i *den spesielle beskrivelsen* inngår også.

Proessen kommer også til anvendelse dersom det på byggeplass vurderes som nødvendig og/eller hensiktsmessig å benytte foringsrør til dybde større enn 1,0 m i fast berg. Dette avgjøres i samråd med byggherren.

- c) Boringen utføres til dybde som angitt i *den spesielle beskrivelsen*, eller etter avtale med byggherren.
- x) Mengden måles som lengde boret i fast berg utover 1,0 m. Enhet: m

83.533 Boring under foringsrør i berg

- a) Omfatter videre innboring i fast berg uten foringsrør.

Proessen kommer også til anvendelse dersom det på byggeplass vurderes som nødvendig og/eller hensiktsmessig å bore pelen videre inn i fast berg uten foringsrør.

- b) Boring i berg utføres med bergborkrone.

Boring i berg uten foringsrør utføres til dybde som angitt i *den spesielle beskrivelsen*, eller etter avtale med byggherren.

Dersom det er nødvendig skal boringen utføres med styring slik at det oppnås tilstrekkelig retthet av borhullet i berg.

- d) Boresystemet skal være tilpasset slik at minimum overdekning av stålkjernepel i berg er 20 mm.
- x) Mengden måles som boret lengde uten foringsrør i fast berg. Enhet: m

83.534 Slamhåndtering

- a) Omfatter oppsamling, behandling, opplasting, transport og deponering av slam fra boring og rensk av borhull. Slam fra injisering og oppboring inngår også, samt slam fra omtøping av stålkjerner.
- c) Det vises til *den spesielle beskrivelsen* for særskilte krav.
- x) Mengden måles som utført lengde borhull. Enhet: m

83.54 Injisering av borhull i berg

83.541 Injisering inntil 200 kg sement

- a) Omfatter levering av materialer og arbeid i forbindelse med injisering av borhullet. Materialet inkluderer inntil 200 kg sement per injisering.
- b) Injiseringsmassen forutsettes å bestå av Portlandsement blandet med vann og egnet tilsetnings-/hjelpstoff. Normalt startes injiseringen med et vann/sement-forhold lik 0,8. Oppnås ikke mottrykk, må injiseringsmassen fortykkes ved blanding med lavere v/c-forhold.

Resepten til injiseringsmassen forelegges byggherren før oppstart av arbeidene.

- c) Injisering av bunnsone i borhull utføres med injiseringsmasse, etter at borhull og foringsrør er tømt og rengjort for løsmasser og boreslam ved hjelp av luft- og vannspyling eller ejetorpumpe.

Injiseringen utføres med pakker plassert minst 0,5 m over underkant foringsrør. Det injiseres med et overtrykk på 1 bar (0,1 MPa) i forhold til poretrykket i grunnen. Injiseringstrykket holdes i 15 minutter.

- x) Mengden måles som antall utførte injiseringer. Enhet: stk

83.542 Tillegg for merforbruk utover 200 kg sement

- a) Omfatter merforbruk av sement ut over 200 kg per injisering.
- x) Mengden måles som medgått mengde sement utover 200 kg. Enhet: kg

83.543 Oppboring av injisert mørtelpropp

- a) Omfatter boring gjennom injisert mørtelpropp og ned til fast berg.
- c) Oppboring utføres etter at injiseringsmassen er herdet.
- x) Mengden måles som antall utførte oppboringer. Enhet: stk

83.55 Prøving og kontroll

83.551 Vannstandskontroll

- a) Omfatter kontroll av vannstand i foringsrør.
- c) Vannstandskontroll skal gjøre i samtlige rør. Etter ferdig nedboring og rengjøring av foringsrør skal røret stå vannfylt i minimum 8 timer, med vannstand forskjellig fra ytre vannstand/grunnvannstand. Endringer i vannstand skal registreres, både om det kommer vann opp over kanten på foringsrøret eller om vannstanden har sunket.

Byggherren kan bestemme annen minimumstid og/eller annen vannstand i røret dersom det er nødvendig og tilstrekkelig for å ha full kontroll på vannlekkasjer ut i grunnen og/eller opp langs foringsrøret.

Vannstandskontrollen skal gjentas i senere fase av pelearbeidene dersom det anses nødvendig. Dette avgjøres i samråd med byggherren.

- x) Mengden måles som antall peler. Enhet: stk

83.552 Vanntapsmåling

- a) Omfatter materialer og arbeider i forbindelse med vanntapsmåling, inklusiv rengjøring av borhull og foringsrør før vanntapsmåling.
- c) Vanntapsmålinger skal utføres i omfang som angitt i *den spesielle beskrivelsen*, minimum på 2 tilfeldig utvalgte peler i hver pelegruppe, og alltid på strekkpeler.

Omfanget skal økes dersom resultatene fra stikkprøvene er negative eller det av andre konstruktive eller geotekniske forhold er nødvendig, herunder resultater fra vannstandskontrollen, se prosess 83.551. Det endelige omfang bestemmes av byggherren.

Vanntapsmålinger skal utføres på nytt i senere fase av pelearbeidene dersom det ansees nødvendig for å oppnå tilfredsstillende kvalitet av pelen. Dette avgjøres i samråd med byggherren.

Før vanntapsmåling skal borhull og foringsrør rengjøres og tømmes for rester av løsmasser og boreslam. Ved bruk av ejektorpumpe for rengjøring av borhullet, forutsettes det et konstant overtrykk i borhullet (vannfylt foringsrør) for å unngå utvasking av løsmassene over berg. Bruk av ejektorpumpe forelegges byggherren.

Ved vanntapsmåling plasseres pakker i toppen av foringsrøret og vanntrykk settes på.

Vanntrykket skal være 1 bar (0,1 MPa) overtrykk i forhold til poretrykket ved foten av foringsrøret. Vanntrykket skal tilpasses de stedlige grunnforhold dersom det er hensiktsmessig. Dette avgjøres i samråd med byggherren. Vanntrykket skal dokumenteres med trykkmåler.

Etter at en jevn vannstrøm er registrert, måles vanntapet over en periode på ett minutt.

Akseptkriterium: Vanntap < 0,5 l per minutt og meter borhull i berg ved foreskrevet vanntrykk.

Ved større vanntap skal det utføres injisering.

Resultatet forelegges byggherren etter hver måling.

- x) Mengden måles som antall utførte vanntapsmålinger. Enhet: stk

83.553 Retthetsmåling av foringsrør med tolk

- a) Omfatter retthetsmåling av foringsrør med tolk.
- b) Målingen utføres som angitt i *den spesielle beskrivelsen* eller etter avtale med byggherren.
- x) Mengden måles som lengde retthetsmålt foringsrør. Enhet: m

83.554 Retthetsmåling av foringsrør med instrument

- a) Omfatter retthetsmåling av foringsrør med retningsstyrt elektronisk inklinometer eller utstyr for borhullslogging, i et omfang som angitt i *den spesielle beskrivelsen* eller som avtales med byggherren.

Retthetsmåling av borhull i berg under foringsrøret inngår også i prosessen.

- d) Krav til målenøyaktighet angis i *den spesielle beskrivelsen*.
- x) Mengden måles som lengde retthetsmålt foringsrør og borhull. Enhet: m

83.555 Prøvetrekking av strekkpeler

- a) Omfatter leveranser og arbeider i forbindelse med prøvetrekking av strekkpeler, inkludert utstyr, rigging, utførelse og rapportering av prøvetrekking.

- c) Pelene skal prøvetrekkes ved måling av pelens heving i 1/10 mm som angitt i *den spesielle beskrivelsen*.

- x) Mengden måles som antall prøvebelastede peler. Enhet: stk

83.56 Installasjon av stålkjernepeler

83.561 Levering av stålkjerner inklusive skjõt

- a) Omfatter levering av stålkjerner inkludert skjõtting, kapp og avstandsholdere.
- c) Stålkjernene skal håndteres, transporteres og lagres med forsiktighet slik at det ikke oppstår hakk, sprekker eller skader i materialet.

Pelene skal være påmontert avstandsholdere som sikrer at pelen monteres sentrisk i foringsrøret. Avstandsholderne skal ha en høyde på minimum 20 mm.

Avstandsholderne skal i hovedsak være av elektrisk ikke-ledende materiale med tilstrekkelig styrke til å tåle påkjenningene under montering (for eksempel fiberarmert epoksy). Selve innfestingen til stålkjernen kan helt eller delvis være av stål, men dette stålet skal ikke ha kontakt med foringsrøret.

Avstandsholderne monteres med 3 stykk holdere fordelt over snittet, med avstand mellom snittene på 3 m i pelens lengderetning, og skal være slik utformet at de ikke hindrer god flyt av omstøpingsmørtelen.

Pelen skal skjøtes slik at pelen i skjøtesnittet har tilfredsstillende kapasitet for trykk, strekk og bøyning med hensyn til aktuelle påkjenninger, og uansett påkjenning ha en minimums strekk og momentkapasitet lik 60 % av tverrsnittets kapasitet. Det tillates gjengeskjõt eller sveiseskjõt.

Skjøtes styrkeegenskaper skal dokumenteres ved beregninger og prøving. Prøvingen skal utføres i slikt omfang at beregningsmodell og resultater verifiseres. Dokumentasjon fra tidligere beregninger/prøving av tilsvarende skjõt (helt lik med samme dimensjoner etc.) kan benyttes.

Ved skjõtting skal pelen bygges opp slik at det blir en stanglengde på minimum 6 m i toppen av pelestrengen. For øvrig skal det være minimum 3 m mellom hver skjõt, og det skal tilstrebes færrest mulig skjøter (lengst mulig stanglengder).

Gjenget skjøt skal ha full kontakt på ikke gjenget areal, og skal trekkes til med samme moment som benyttet i dokumentasjonsgrunnlaget for skjøten. Skjøten skal ikke være momentbelastet under tiltrekkingen. Gjengeskjøt skal punktsveises tilstrekkelig til å hindre at den skrur seg opp under montering.

Sveiseskjøt utføres som Y-sveis med beregnet tilstrekkelig dybde rundt periferien av pelen.

- d) Krav til retthet av stålkjerner før installasjon skal være i henhold til NS-EN 10060. Vinkelendring i peleskjøter skal være maksimalt 1:500.
- e) Dokumentasjon på avstandsholderne forelegges byggherren.
- x) Mengde måles som utført lengde stålkjerne fra bunn av berghull til prosjektert underkant av topp-plate. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. Enhet: m

83.562 Tillegg for strekkpeler

- a) Omfatter tilleggsleveranser for strekkpeler inklusive bearbeiding av ståloverflaten i forankringsonen.
- c) Strekkpeler skal være utformet slik at heften øker i forankringssonen. Forankringssonen skal flammerenses og det skal legges på påleggssveis eller rilles uten at tverrsnittet svekkes mer enn 10 %.
- x) Mengden måles som lengde av heftsone med bearbeiding. Enhet: m

83.563 Montering av stålkjerner

- a) Omfatter leveranser og installasjonsarbeider for montering av stålkjerner i foringsrør og borhull.

Prosessen inkluderer også endelig rensk av borhull og foringsrør før pelen monteres, samt ventetid på grunn av byggherrens kontroll før kjernen monteres. For kontroll av hver pel regnes en time venting. Nødvendig arbeidshjelp og kraner etc. samt målehjelp for byggherrens kontroll inngår også i prosessen.

- b) Omstøpingsmørtel skal tilfredsstillende samme krav til delmaterialer, framstilling og egenskaper som stilles til sementbasert injiseringsmasse for spennkabelkanaler i Norsk Betongforenings Publikasjon 14. Omstøpingsmørtelen kan være fabrikkblandet tørrmørtel som kun tilsettes vann på byggeplassen, eller framstilt av Portlandsement, vann og tilsetningsstoff som virker plastiserende, stabiliserende og gir massen en tiksotrop karakter. Silikastøv, superplastiserende og/eller ekspanderende tilsetningsstoff kan også tilsettes. Mørtelens vann/sement-forhold (masseforhold) skal ikke overstige 0,44. Den skal blandes med så bløt konsistens at den lar seg pumpe ned til pelefoten, men så stiv at den har motstand mot utvasking i kontakt med vann.

Densiteten av mørtelprøver tatt fra blander skal samsvare med teoretisk beregnet verdi $\pm 0,02$ kg/liter (ved bruk av Standard FA sement med densitet 2,95 kg/dm³ og vann til v/c-forhold lik 0,42 er teoretisk densitet 1,87 kg/liter). Alternativt kan samsvar med spesifisert v/c-forhold påvises ved direkte måling av v/c-forholdet. Trykkfastheten av mørtel målt på 100 mm x100 mm x100 mm terninger ved 28 døgn alder skal være minimum 40 MPa.

For den mørtelsammensetningen som benyttes skal det dokumenteres vannutskillelse maksimalt 0,3 % og volumendring maksimalt +3,0 % ved prøving etter NS-EN 445:2007 punkt 4.5. Ved prøvingen kreves ikke benyttet spenntau eller annet som veike. Mørtelkonsistensen målt med utflytingsprøve på glassplate etter NS-EN 445:2007 punkt 4.3.2 skal være 140 ± 20 mm. Norsk Betongforenings Publikasjon 14 beskriver disse prøvingsmetodene.

For skjøter som utføres under installeringen av stålkjernene gjelder samme krav som angitt i prosess 83.561.

- c) Før montering av stålkjernene skal borhull og foringsrør tømmes for løsmasser og boreslam ved hjelp av luft og vannspyling. Ved bruk av ejektorpumpe for rengjøring av borhullet, forutsettes det et konstant overtrykk i borhullet (vannfylt foringsrør) for å unngå utvasking av løsmassene over berg. Bruk av ejektorpumpe forelegges byggherren.

Borhullet skal loddes for nøyaktig bestemmelse av pelelengde. Foringsrøret skal være kappet i angitt nivå.

Pelene skal ved montering være fri for rust, og skal om nødvendig stålbørstes eller blåserenses. De skal også være fri for fett, og om nødvendig avfettes ved bruk av avfettingsmiddel. Pelene skal også være fri for løsmasser eller annet vedheng av enhver art, samt hakk, sprekker eller skader.

Før montering av stålkjernen skal det med nedsenking av prøvepel påsatt avstandsholdere kontrolleres at foten er tilfredsstillende rensket og at pelen kan monteres uten hindring i full lengde. Avstandsholderne skal være intakte og uten skader etter prøvemontering.

Etter at hullet er inspisert, skal det fylles med omstøpingsmørtel. Borhull i berg og så stor høyde av foringsrøret skal være vannfylt når omstøpingsmørtel pumpes ned slik at det er overtrykk i forhold til poretrykket utenfor borhullet. Slange eller rør for nedføring av mørtel skal føres helt ned til bunnen av borhullet i berg, og skal være forsynt med stålrør i enden slik at det kan kontrolleres at rørenden virkelig har nådd bunnen av hullet. Mengde mørtel som pumpes ned skal minst tilsvare teoretisk volum pluss 3 meter pelelengde. Mørtelen pumpes ned med jevn og rolig lav hastighet. Slangen holdes i bunnen av borhullet til omstøpingsmørtel er pumpet ned, og trekkes opp før montering av stålkjernen.

Pelene senkes ned i hullene og slippes med omtrent 1 m fritt fall mot berg. Deretter rammes pelen med luftlodd for kontroll av bergkontakt. Valg av type luftlodd og loddvekt forelegges byggherren. Det skal i nødvendig grad tas hensyn til avstandsholderne under montering av stålkjernen slik at avstandsholderne er intakte etter montering av stålkjernen til full dybde.

Konsistensen av mørtelen som renner over kanten av foringsrøret idet pelen settes ned observeres og sammenlignes med konsistensen på mørtelen ved blanding. Hvis mørtelen har blitt blandet med vann og er bløtere tres injiseringslange ned mellom stålkjerne og foringsrør, og ny mørtel pumpes ned til fortregning av den oppbløtte mørtelen. Dersom det observeres at nivået av omstøpingsmørtelen synker etter at pelen er satt, etterfylles det mens mørtelen ennå er fersk.

Dersom det installeres peler ved minusgrader skal peler og toppen av foringsrør varmes opp slik at omstøpingsmassen ikke fryser før herding. Etter at pelen er montert og omstøpt skal omstøpingsmørtelen sikres mot frysing ved isolering

med vintermatter eller telting og fyring avhengig av temperatur og vind. Det tillates ikke satt peler ved temperatur under 10 °C.

Byggherren skal varsles skriftlig minimum 24 timer før nedsetting av hver kjerne, for å kunne kontrollere at bergkontakt kan oppnås.

Etter at omstøpsmørtelen har herdnet skal mørtelnivået observeres og måles. Fersk mørtel av samme sammensetning blandes og etterfylles til topp foringsrør.

- d) Følgende toleransekrav gjelder
 - som prosess 83.531
 - avvik fra prosjektert kotehøyde topp stålkjerne ferdig montert: +50 mm -0 mm
- e) Mørtelens trykkfasthet kontrolleres 1 gang per 100 m pel dog minst 2 ganger per arbeidsskift av prøve tatt fra blander. Densitet av mørtel fra blander måles ved oppstart av blanding, pluss 1 gang seinere per pel. Dersom densitetsmålinger etter denne frekvensen de to første dagene hvor stålkjernepeler installeres viser tilfredsstillende resultater, kan byggherren etter forespørsel tillate prøvingsfrekvensen redusert fra 1 gang per pel til 1 gang per arbeidsskift.

Prøving for dokumentasjon av vannutskillelse og volumstabilitet utføres på anlegget ved oppstart av arbeidene med installasjon av stålkjernepeler. Alternativt kan byggherren akseptere dokumentasjon fra annet anlegg hvor det er benyttet omstøpsmasse av nøyaktig samme sammensetning blandet med samme utstyr og av samme mannskap, forutsatt at prøvingen er utført innen de siste 2 måneder. Ved tvil eller mistanke om at dokumentasjonen fra annet anlegg ikke er korrekt for den mørtelen som benyttes, kan byggherren forlange ny dokumentasjonsprøving utført på anlegget før arbeidene kan fortsette.
- x) Mengden måles som utført lengde fra bergfot til prosjektert nivå topp stålkjerne i pelehodet. Angitt mengde er ikke å anse som nøyaktig grunnlag for bestilling av materialer. Enhet: m

83.564 Kapping av stålkjerner

- a) Omfatter kapping av stålkjerner i angitt nivå.
- c) Kjernen skal kappes ved kaldsaging og bearbeides slik at pelehodet og bunnflaten får tilfredsstillende anlegg, vinkelrett på pelens lengdeakse.
- d) Maksimal tillat skjevhet er $\delta = d:1000$, der d = kjernediameter
- x) Mengden måles som antall kappede peler. Enhet: stk

83.565 Levering og montering av pelehode

- a) Omfatter levering av materialer og arbeider med pelehodet, samt arbeider i forbindelse med montering av pelehodet på stålkjernene.
- x) Mengden måles som antall pelehoder. Enhet: stk

83.5651 Pelehode for trykkpel

- a) Omfatter levering og montering av pelehode for trykkpel.

83.5652 Pelehode for strekkpel

- a) Omfatter levering og montering av pelehode for strekkpel.
- b) Pelehodet skal utformes som angitt i *den spesielle beskrivelsen*.

83.57 Ventetid og driftstid

83.571 Ventetid for rigg for stålkjernepeler

- a) Omfatter uforutsatt ventetid som skyldes byggherren. Forutsatt ventetid ved kontroll før kjernen monteres er inkludert i prosess 83.563.
- x) Mengden måles som utført ventetid attestert av byggherren. Enhet: time

83.572 Driftstid for rigg for stålkjernepeler

- a) Prosessen kommer til anvendelse etter avtale ved ekstraarbeider og ved spesielle forhold som ikke dekkes av enhetspriser. Prosessen omfatter kostnader for drift av pelerigg med tilhørende mannskap.
- x) Mengden måles som utført driftstid attestert av byggherren. Enhet: time

83.6 Støttevegger og avstivningssystemer

- a) Omfatter støttevegger- og avstivningssystemer i løsmasser. Avstivning av grøfter inngår i hovedprosess 4. Forankring av støttevegger inngår i prosess 83.7.

Innvendig avstempling og avstiving av støttevegg inngår i prosess 83.65 og puter for støttevegg inngår i prosess 83.66.
- b) Mørtel: B30.
- c) Ferdig vegg skal tilfredsstillende krav til tetthet gitt i *den spesielle beskrivelsen*.
- e) Prøving av betong og mørtel skal utføres etter NS-EN 12390-1, NS-EN 12390-2 og NS-EN 12390-3.

83.61 Stålpunt

- a) Omfatter leveranser og arbeider fram til ferdig rammet og etablert stålpunt med eller uten bergfeste og fjerning av midlertidig stålpunt. Videre inkluderes utarbeidelse av spuntplan og rammeplan.
- b) Materialer som skal inngå som en permanent og funksjonell del i byggverket skal være ubrukte.

Brukte materialer kan benyttes når de oppfyller nødvendige funksjonelle krav og de ikke inngår i det ferdige byggverket.

Materialer skal transporteres, håndteres og lagres i henhold til NS-EN 12063:1999 punkt 8.3 og tillegg A og på en slik måte at det ferdige produkt ikke forringes. De skal dessuten oppbevares eller merkes slik at det ikke kan oppstå forveksling eller sammenblanding av forskjellige typer og kvalitet. Spunt med påført ekspanderende tettemiddel i låser skal lagres tørt.