



## **Temarapport:**

### **Kommunedelplan** med konsekvensutredning

E6, Minnesund – Skaberud  
Dovrebanen, Eidsvoll – Sørli  
i Eidsvoll og Stange kommuner

## **Skisseprosjekt** store bruer



**Statens vegvesen**



**Jernbaneverket**

Utgitt av: Fellesprosjektet E6 – Dovrebanen, Statens vegvesen/Jernbanelverket

Opplag: 50 eks. Forøvrig digital distribusjon jf [www.e6-dovrebanen.no](http://www.e6-dovrebanen.no)

Forsidefoto Interconsult

Kartgrunnlag: Statens kartverk

Utarbeidet av: Dr.Ing. A. Aas-Jakobsen AS  
Fagansvarlig: Svein-Erik Jakobsen

## Forord

Statens vegvesen og Jernbaneverket har i samarbeid med Eidsvoll og Stange kommuner utarbeidet forslag til kommunedelplaner med konsekvensutredning for utvidelse av E6 til 4 felt mellom Minnesund og Skaberud, og nytt dobbeltspor for Dovrebanen mellom Eidsvoll stasjon og Sørli (tømmerterminalen). Dette er en del av arbeidet med utvidelse av E6 til 4 felt mellom Gardermoen i Ullensaker og Kolomoen i Stange, og dobbeltspor for Dovrebanen mellom Eidsvoll og Hamar.

Plan for tiltakene faller inn under plan- og bygningslovens bestemmelser om konsekvensutredninger. Statens vegvesen og Jernbaneverket har i egenskap av tiltakshavere utarbeidet et program for planarbeidet, jf forskrift om konsekvensutredninger av 1. april 2005. Miljøverndepartementet har, blant annet på grunn av sakens geografiske kompleksitet, besluttet at Samferdselsdepartementet er ansvarlig myndighet for å fastsette planprogrammet, jf § 15 i forskrift om konsekvensutredninger. Planprogrammet ble fastsatt av Samferdselsdepartementet 30. mai 2006 etter forutgående høring og offentlig ettersyn i perioden 7. juli til 15. september 2005. Planprogrammet ble november 2006 utvidet til også å innbefatte et alternativ med lengre tunneler mellom Langset og Korslund nord i Eidsvoll kommune.

Planprogrammet klargjør forutsetningene for planleggingen og redegjør for utredningsbehovet i tilknytning til planleggingen. Plan- og utredningsmaterialet som skal være gjenstand for offentlig ettersyn og høring, omfatter selve plandokumentet – ett i hver kommune – og underlagsdokumentasjon. For de fleste utredningsoppgavene som er omtalt i planprogrammet, er det utarbeidet særskilt dokumentasjon. Foreliggende temarapport omfatter skisseprosjekt store bruer.

Rapporten er grunnlag for den samlede konsekvensvurderingen i planforslagene.

*Oslo, januar 2007*



## Innhold

<b>1</b>	<b>TILTAKSBESKRIVELSE</b> .....	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>OM UNDERLAGSRAPPORT FOR STORE BRUER</b> .....	<b>8</b>
2.1	INNLEDNING .....	8
2.2	GRUNNLAG.....	10
<b>3</b>	<b>TANGEN – BESKRIVELSE AV KONSTRUKSJONENE</b> .....	<b>11</b>
3.1	GENERELT .....	11
3.2	GRUNNFORHOLD .....	13
3.3	FUNDAMENTERING .....	14
3.3.1	<i>Generelt</i> .....	14
3.3.2	<i>Peler på dypt vann</i> .....	14
3.3.3	<i>Pelehoder</i> .....	16
3.4	BRUOVERBYGNING.....	17
3.5	BRU, LINJEALT. G1 .....	17
3.6	BRU, LINJEALT. G2 .....	18
<b>4</b>	<b>TANGEN – KOSTNADER</b> .....	<b>19</b>
4.1	GENERELT .....	19
4.2	KOSTNADSOVERSLAG FOR BRU, LINJEALT. G1 .....	20
4.3	KOSTNADSOVERSLAG FOR BRU, LINJEALT. G2.....	20
<b>5</b>	<b>MINNESUND – BESKRIVELSE AV KONSTRUKSJONEN</b> .....	<b>21</b>
5.1	GENERELT .....	21
5.2	GRUNNFORHOLD .....	23
5.3	FUNDAMENTERING .....	23
5.3.1	<i>Generelt</i> .....	23
5.3.2	<i>Pelehoder</i> .....	23
5.4	BRUOVERBYGNING.....	24
<b>6</b>	<b>MINNESUND – KOSTNADER</b> .....	<b>25</b>
6.1	GENERELT .....	25
6.2	KOSTNADSOVERSLAG FOR BRU, LINJEALT. A1 .....	26
<b>7</b>	<b>SAMMENSTILLING</b> .....	<b>27</b>
<b>8</b>	<b>REFERANSER</b> .....	<b>29</b>
<b>9</b>	<b>VEDLEGG</b> .....	<b>30</b>



# 1 Tiltaksbeskrivelse

Planområdet omfatter transportkorridoren fra Eidsvoll stasjon i Eidsvoll kommune til Skaberud/Sørli i Stange kommune. Planområdet er delt i 8 delområder som betegnes strekninger. Hver strekning har så ett eller flere alternativer for veg og bane. Alternativer fra de enkelte strekningene kan kombineres fritt med alternativene på tilstøtende strekninger. På fellesstrekningen, som omfatter strekningene B, C, D og E, er det enkelte alternativet en samlet løsning for veg og bane. Tabellen under gir en kort beskrivelse med nøkkeltall for de enkelte alternativene i planforslaget. Tegninger og illustrasjoner finnes sammen med øvrige rapporter her: <http://www.e6-dovrebanen.no>

Alt	Kort beskrivelse	Tiltak	Lengde (m)	Tunnel (m) *1)	Bruer (m) *1)
<b>Strekning A, Eidsvoll stasjon til Minnesund</b>					
A1	Dovrebanen langs Vorma og ny bru over Minnesund	Dovrebanen	7 270	0	860
<b>Fellesstrekningen Minnesund – Kleverud, E6 og Dovrebanen</b>					
<b>Strekning B, Minnesund – Korslund nord</b>					
B1	E6 og Dovrebanen i hovedsak i dagløsning. Tunnel gjennom "Tunneltoppen". Kryss på Langset.	E6	6 100	600	
		Dovrebanen	6 140	610	
B1a	E6 og Dovrebanen i tunnel fra kryss på Langset til Korslund nord.	E6	6 155	3 550	
		Dovrebanen	6 195	3 410	
B1b	Som B1a fram til Langset men nå med korte tunneler i området Langset-Ørbekk.	E6	6 100	600+800	
		Dovrebanen	6 140	610+380	
<b>Strekning C, Korslund nord - Skrårud</b>					
C1	Dovrebanen i tunnel fra Brøhaug gjennom Morskogen og E6 i dagløsning.	E6	3 900	0	
		Dovrebanen	3 950	2 280	
C2c	Dovrebanen i tunnel gjennom Morskogen (som C1) og E6 i tunnel fra Brøhaug til nord for Ulvin.	E6	4 000	2 300	
		Dovrebanen	3 950	2 280	
<b>Strekning D, Skrårud – Strandlykkja st.</b>					
D1	E6 og Dovrebanen i dagløsning gjennom Strandlykkja. Kryss på Strandlykkja.	E6	3 970	0	
		Dovrebanen	4 030	300	
D2	E6 og Dovrebanen i tunnel gjennom Strandlykkja.	E6	4 100	2 750	
		Dovrebanen	4 070	3 100	
<b>Strekning E, Strandlykkja st. – Kleverud</b>					
E1	E6 og Dovrebanen i dagløsning. E6 splittet i egne traseer for nordgående og sydgående.	E6	2 800	0	
		Dovrebanen	2 770	0	
<b>Fra Kleverud og nordover skiller E6 og Dovrebanen lag og har ikke direkte innbyrdes avhengigheter</b>					
<b>Strekning F, Kleverud – Skaberud (Kun E6)</b>					
F2a	E6 i dagløsning med kort tunnel gjennom Espa	E6	6 750	750	
F3	E6 i lang tunnel fra Kleverud og gjennom Espa	E6	6 750	2 850	
<b>Strekning G, Kleverud – Steinsrud st. (Kun Dovrebanen)</b>					
G1	Dagløsning Kleverud - Espa, Lavbru over Tangenbukta, Dagløsning til Steinsrud st.	Dovrebanen	12 700	0	900
G1a	Tunnel Kleverud - Espa, Lavbru over Tangenbukta, Dagløsning til Steinsrud st.	Dovrebanen	12 700	1 800	900
G2	Tunnel Kleverud - Espa, Høybru over Tangenbukta, Dagløsning til Steinsrud st.	Dovrebanen	13 120	3 350	1080
G7	Tunnel Kleverud – Fansrud med dagsoner ved Skaberud og Viksdammen. Dagløsning til Steinsrud.	Dovrebanen	14 440	5560+1750+2100	400
G8	Dagløsning med tunnel ved Espa. Fra Skaberud som G7.	Dovrebanen	14 370	1350+1750+2100	400
<b>Strekning H, Steinsrud st. - Sørli</b>					
H1	Dovrebanen i dagløsning	Dovrebanen	3 350	0	

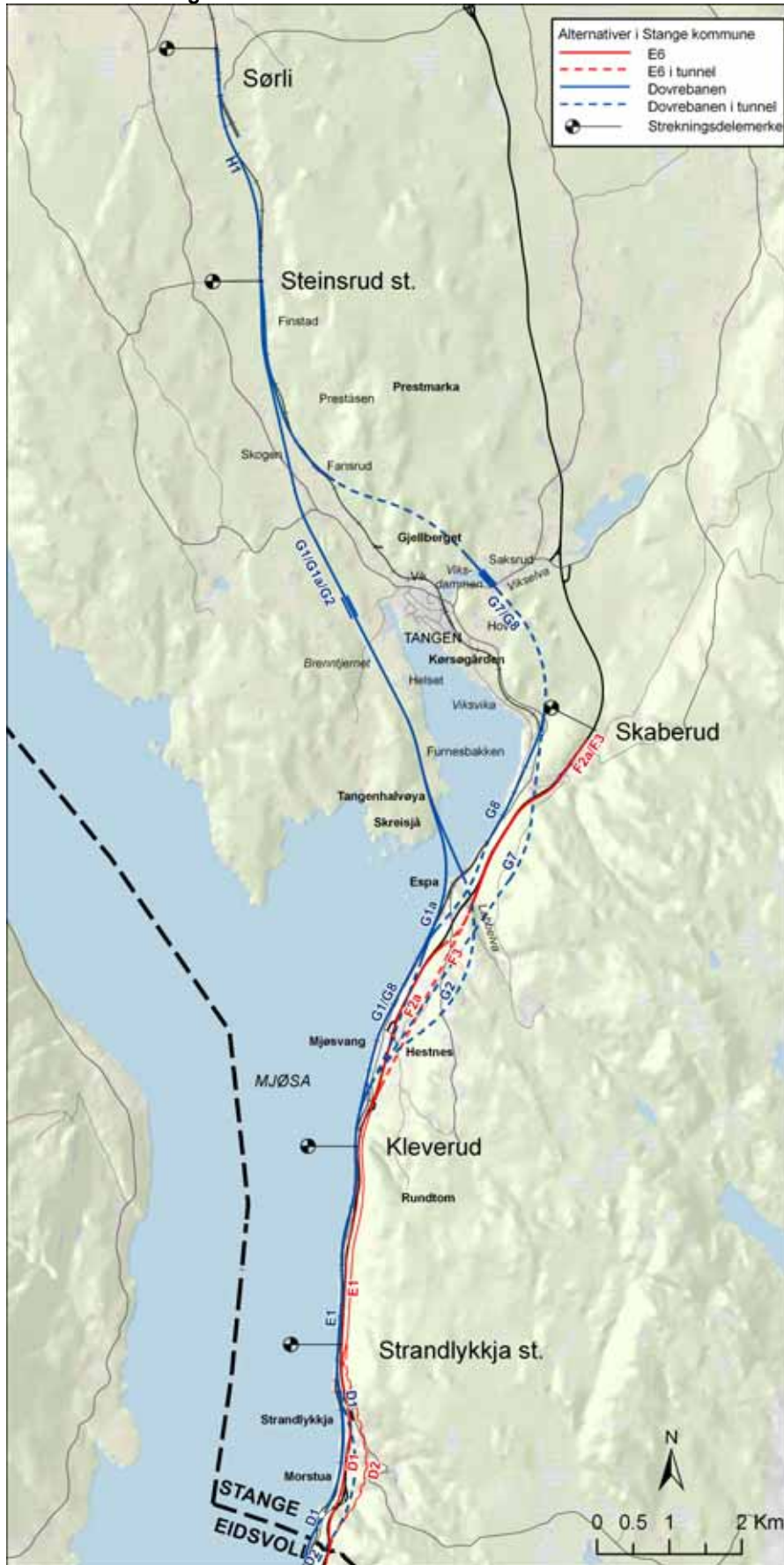
\*1) Omfatter ikke kulverter eller miljølokk. Bruer < 100 meter er ikke med i oversikten.

### Alternativer i Eidsvoll kommune





## Alternativer i Stange kommune



## 2 Om underlagsrapport for store bruer

Statens vegvesen og Jernbaneverket samarbeider ved planlegging av veg og jernbane langs Mjøsa i Eidsvoll og Stange. Fellesprosjektet vil gi en helhetlig oversikt over konsekvensene knyttet til natur, lokalsamfunn og miljø, og vil legge til rette for samordning av avbøtende tiltak.

I Nasjonal transportplan 2006-2015 er det for Dovrebanen forutsatt utbygging av dobbelsporparseller mellom Eidsvoll og Hamar. Disse parsellene skal inngå i en framtidig høyhastighetsbane på strekningen. Det er et mål å doble frekvensen på intercitytog på strekningen. Kapasiteten er i dag fullt utnyttet, og det er ikke mulig å øke antall tog uten at det går ut over kjøretid og/eller punktighet.

Ny dobbelsporet jernbane skal dimensjoneres for hastighet på 200 km/t.

I prosjektet for Dovrebanen, parsell Eidsvoll – Sørli inngår en mulig kryssing av Vorma ved Minnesund og en mulig kryssing av Tangenvika i Mjøsa. Disse kryssingene er beskrevet og kostnadsberegnet i dette skisseprosjektet.

Skisseprosjektet er utarbeidet av firmaene Dr.Ing. A. Aas-Jakobsen AS i samarbeid med ViaNova PT AS og Plan Arkitekter AS.

### 2.1 Innledning

I fellesprosjekt E6 – Dovrebanen, hovedparsell Eidsvoll – Sørli inngår en mulig kryssing av Tangenvika i Mjøsa for Dovrebanen med dobbeltspor. Vårt firma Dr.Ing. Aas-Jakobsen AS (AAJ) har fått i oppdrag å utarbeide skisseprosjekt med kostnader for denne kryssingen. Skisseprosjektet utarbeides i samarbeid med ViaNova Plan og Trafikk (VNPT) og Plan Arkitekter (Plan).

Det er to alternative linjer for kryssing av Tangenvika. En vestre linje – linjealt. G1- føres på fylling langs strandkanten ved Espa og krysser over Tangenvika som lavbru i en lang, slak kurve med  $R = 1800$  m. Total brulengde er 1130 m fra km 96770 til km 97900. Linje alt. G2 ligger litt lengre øst og krysser rett over Tangenvika høyere over vannflaten. Linjen på Espa siden føres i fjelltunnel, med tunnelmunning på kt. 142 ca 19 m over Mjøsas normalvannstand. Denne profilhøyden er beholdt for hele kryssingen. Total brulengde er 1080 m fra km 97100 til km 98180. Ved vestre bredd krysser de to linjene hverandre. (km 9800 for linjealt. G2 tilsvarer km 97600 for linjealt. G1). Det kan imidlertid være aktuelt å redusere brulengden med ca 200 m for begge brualternativene ved å benytte lengre steinfyllinger på Tangensiden. Kryssingen ute i Tangenvika karakteriseres av relativt dypt vann ca 50-55 m over en lengre strekning på ca 400 m. På hver side stiger bunnen slakt på opp til strandsonen. Grunnundersøkelsene viser at det er pelbare masser i hele lengden over Mjøsa.

Dimensjonerende hastighet er 200 km/h.

Fundamentering på peler på dypt vann i kombinasjon med store horisonalkrefter fra brems/akselasjon og sentrifugalkraft fra krum linjeføring har vært en utfordring i dette prosjektet. Analyser og detaljvurderinger bekreftet at begge brualternativene er gjennomførbare. Det er imidlertid ønskelig (men ikke helt avgjørende) at et betydelig tyngre rammenutstyr med betydelig økning i rammeenergien benyttes, slik at peler med relativt stor diameter (1,4 m) kan benyttes kostnadseffektivt. Selve brukassa er valgt utført i spennarmert betong med typisk spennvidde 50 m. Denne spennvidden er valgt utfra ønsket om en åpen konstruksjon som ikke gir en visuell barriere-effekt, sammenholdt med at konstruksjonens egenvekt ikke blir for stor og dermed krever en urasjonell økning i antall peler. Til sammenligning har eksisterende Mjøsbru for E6 en typisk spennvidde på Ca 70 m for en

betydelig mindre egenvekt og trafikklast pr. m bru. Dvs. at dette skisseprosjektet for Dovrebanens kryssing av Tangenvika forutsetter en ca 50 % større fundamentert last pr. akse enn eksisterende Mjøsbru.

I fellesprosjekt E6 – Dovrebanen, hovedparsell Eidsvoll – Sørli inngår også en mulig kryssing av Vorma ved Minnesund for Dovrebanen med dobbeltspor. Vårt firma Dr.Ing. Aas-Jakobsen AS (AAJ) har fått i oppdrag å utarbeide skisseprosjekt med kostnader for denne kryssingen. Skisseprosjektet utarbeides i samarbeid med ViaNova Plan og Trafikk (VNPT) og Plan Arkitekter (Plan).

Total brulengde er 854 m fra km 74837 til km 76291. Grunnundersøkelsene viser at det er pelbare masser i hele lengden over Mjøsa.

Dimensjonerende hastighet er 200 km/h.

Fundamentering er tenkt med tradisjonelle svevepeler (evt. til fjell der det er kort til fjell). Selve brubjelken er valgt utført i spennarmert betong med typisk spennvidde 30 m. Som seilingsløp er det et hovedspenn med lysåpning på 100m, bygd som overliggende buebru.

Skisseprosjektene er utarbeidet av :

Fra AAJ: Avd.leder Svein Erik Jakobsen (prosjektleder)  
Siv.ing. Elljarn A. Jordet og siv.ing. Ole K. Løke (Tangen)  
Siv.ing. Elljarn A. Jordet og siv.ing. Bjørn Saksberg (Minnesund)  
Siv.ing Frank Fredriksen (Geovita)

Fra Plan: Siv.ark. Yngve Aartun

Fra VNPT: Siv.ing. Stein Slaatsveen

Jernbaneverkets prosjektleder er siv.ing. Helge Voldsund

Visualisering av bruløsningene er vist i vedlegget bakerst i rapporten.

## 2.2 Grunnlag

Følgende grunnlag er benyttet i prosjektet:

Fra VNPT: Plan og profil

Fra Geomap: Resultater fra seismiske loggninger inkl. bunn- og fjellprofil pr. fax

Fra JBV: Dimensjonerende hastighet: 200 km/h  
Teknisk regelverk: Bruer – Prosjektering og bygging. Dok JO 525

Samt gjeldende norske standarder vedr. prosjektering av betongkonstruksjoner.

## 3 Tangen – beskrivelse av konstruksjonene

### 3.1 Generelt

For kryssing av Tangenvika med relativt stort vanddyb og pelbare masser på bunnen over fjell er det kun aktuelt med en bjelkebru konstruksjon fundamentert på peler. Overbygningen kan da enten utføres som spennarmert betongkasse eller som samvirkekasse med ståltrau og betong bruplate. Erfarings-messig vil det ikke være stor kostnadsforskjell mellom disse løsningene. For dette skisseprosjektet har vi imidlertid valgt en spennarmert betongkasse som grunnlag da kostnadene for en betongkonstruksjon generelt vil være mindre ømfintlig for markedssvingninger i stålprisen, som må forventes å stige ytterligere. En betongkasse gir også et lavere støynivå, og en tradisjonell utførelse med framkjørbart stillas synes velegnet for denne kryssingen.

Vedrørende peling er det valgt en løsning med rammede, utstøpte stålrør. Pelediameter er 1,4 m utfra stabilitetskrav i ferdig bru. Det er vurdert flere alternativer som beskrevet i avsnitt 3.3. Ramming av så vidt store og lange peler til relativt høy karakteristisk bæreevne medfører tungt rammeutstyr og relativt stor godstykkelse. En anbefaling er gitt i avsnitt 3.3.

Brua seksjonerer i lengder à 250 m for å bevare en enkel konstruksjon mht dilatasjonsskjøter i skinnegangen.

Følgende dimensjonerende laster er benyttet:

Egenlast:	Armert betong C55: $25,0 \text{ kN/m}^3$ Kantbjelker, ballast, sviller, skinner etc. totalt: $165 \text{ kN/m}$
Kryp/svinn (K/S):	$\phi_o = 1,90$ , $\epsilon_{so} = 0,30 \times 10^{-3}$
Temperatur (T):	Middeltemp.: $T_o = 5^\circ\text{C}$ Temp.stigning: $T^+ = 20^\circ\text{C}$ Temp. fall: $T^- = -35^\circ\text{C}$ Tøyning: $\epsilon_o = 1,0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$
Toglast:	<u>Vertikalt:</u> UIC 72 $\rightarrow q_{vk} (80 \text{ kN/m} + 1000 \text{ kN lok})$ Støttall: $\phi_2 = (1,44/\sqrt{1,5 \times 50 - 0,2}) + 0,82 = 0,99 < 1,0$ $\Rightarrow \phi_2 = \underline{1,0}$ <u>Sentrifugal:</u> $q_{tk} = \frac{V^2}{127R} f q_{vk}$ $V = 200 \text{ km/h}$ $R = 1800 \text{ m}$ f beregnes iflg. Tabell 5,7 med $L_f = 50 \text{ m}$ typisk spennvidde $\Rightarrow f = 0,65$ $\Rightarrow q_{tk} = \frac{200^2}{127 \times 1800} \times 0,65 q_{vk} = 0,114 q_{vk}$ $q_{vk} = 80 \text{ kN/m} \rightarrow q_{tk} = \underline{9,12 \text{ kN/m}}$ typisk pr spor For lok: $\Delta q_{vk} = \frac{1000}{6,4} - 80 = 76,25 \text{ kN/m}$ $\Rightarrow \Delta q_{tk} = \underline{8,7 \text{ kNm}}$ ekstra over lengde 6,4 m

For 2 spor:  $q_{tk} = \underline{18,24 \text{ kNm}}$  typisk  
 $\Delta q_{tk} = \underline{17,4 \text{ kNm}}$ ,  $L = 6,4 \text{ m}$  ekstra for lok.

Sentrifugalkraften opptrer i høyde 1,8 m over SOK.

Slingrekraft:  $Q_{sk} = 100 \text{ kN/spor}$   
 $\Rightarrow Q_{sk} = 200 \text{ kN}$  for 2 spor.

Slingrekraften opptrer i høyde med SOK.

#### Brems og akselasjon:

To alternativer for opptak av langsgående krefter fra brems og akselasjon er vurdert:

a) Frie seksjonslengder à 250 m;

$$Q_{lbk} = 20 \times 250 = 5000 \text{ kN}$$

$$Q_{lak} = \underline{1000 \text{ kN}}$$

$$\text{Sum } Q_l = 6000 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow Q_l = 6000/250 = \underline{24 \text{ kN/m}}$$

$\Rightarrow$  Frie seksjonslengder à 250 m;

b) Konstruktive brufuger med låsesynlindre for dynamiske laster, såkalte LUD (lock-up-device). Disse sylindrerne tillater vanlig dilatasjon pga temperaturvariasjoner, men låser fugene for typiske korttidslaster som brems, akselasjon og dynamisk vind. Hele brua kan da være virksom i opptak av horisontallaster, og brems/akselasjonskrefter kan eventuelt føres til et bestemt landkar hvis dette er ønskelig.

$$Q_{lbk} = 6000 \text{ kN}$$

$$Q_{lak} = \underline{1000 \text{ kN}}$$

$$\text{Sum } Q_{lk} = 7000 \text{ kN max}$$

$$\Rightarrow L = 300 \rightarrow q_{lk} = \underline{23,3 \text{ kN/m}}$$

Brems/akselasjon opptrer ved SOK.

Vindlaster (W): I henhold til JD 525, avsnitt 5.7 settes vindlasten til  $2,0 \text{ kN/m}^2$  med formfaktor 1.0. (Dette tilsvarer et rimelig hastighetstrykk på  $1.0 \text{ kN/m}^2$  med formfaktor 2.0).

$$\text{Total høyde på belastet bru} = 3,4 + 0,7 + 4,0 = 8,1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow q_{wk} = 2,0 \times 8,1 = \underline{16,2 \text{ kN/m}}$$

Islaster: Pelehodet er plassert under vann i sin helhet, slik at iskrefter da kun vil virke mot søylene med  $D = b = 1,6 \text{ m}$ .

Støtlaster fra is antas uaktuelt for dette brustedet. Ekspansjonslaster beregnes etter HB 184, versjon 2001-1, avsnitt 5.5.3:

$$I_2 = 300t + 2,5T < 250 \text{ kN/m}$$

$$t = 0,5 \text{ m}$$

$$T = -30^\circ\text{C antatt}$$

$$\Rightarrow I_2 = 225 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow I_1 = 225 (50+50)/20 = 1125 \text{ kN}$$

$$\text{Fast dekke} \Rightarrow I_1 = 0,25 \times 1125 = \underline{281 \text{ kN}}$$

Islast inngår i dimensjonering av fundamentet. Ved fast isdekke i Tangenvika kan dimensjonerende islast sannsynligvis ikke opptre i kombinasjon med andre horisontal-laster fra sentrifugalkraft og brems, som begge er betydelig større. Ved en eventuell kombinasjon av is med sentrifugalkraft forutsettes det at isen trykker innover i vika. En eventuell kombinasjon med bremsekraft forutsettes at det går en råk i stålisen på langs av Tangenvika. Begge disse scenarier er lite sannsynlig. Islast er derfor foreløpig neglisjert i forbindelse med dimensjonering av fundamentene.

Dimensjonerende lastkombinasjoner som er undersøkt i dette skisseprosjektet er som følger:

#### Overbygning:

Brukgrensetilst.:  $1,0 G + 1,0 P + 1,0 Q_1 + 0,6 W$

Bruddgrensetilst.:  $1,2 G + 1,0 P + 1,5 Q_1$  (komb. B1)

Alt.  $1,0 G + 1,0 P + 1,5 \times 0,8 Q_1 + 1,5 \times 0,6 W$  (komb. B2)

#### Søyler og fundamenter:

Bruddgrensetilst.:  $1,2 G + 1,5 Q_1$  (komb. B1)

Alt.  $1,0 G + 1,2 Q_1 + 0,9 (W+T+K/S)$

$Q_1 = \text{toglast.}$

Krav til deformasjoner og vibrasjoner i bruksgrensetilstanden kontrolleres ikke eksplisitt i dette skisseprosjektet. Utfra tidligere erfaringer er den valgte konstruksjonstypen generelt robust i denne forbindelse.

## 3.2 Grunnforhold

Som bakgrunn for vurdering av grunnforholdene, samt dybder til fjell, foreligger resultater fra refraksjonsseismikk utført av GEOMAP. Refraksjonsseismikk er utført langs tre seksjoner som sammensatt danner ett lengdeprofil. I overgangen mellom seksjonene er det manglende overlapp over strekninger på 60 – 90 meter. Grunnforholdene må her antas uten at det skaper nevneverdig forverring av usikkerheten sammenlignet med om seismikkresultater også hadde foreligget her.

Seismisk hastighet i løsmassene indikerer massetype, og ut fra erfaring (i følge GEOMAP) gjelder følgende for vannmettede masser:

- 1500 – 1700 m/s: leire/silt/sand
- 1800 – 2500 m/s: morene

Seismisk hastighet i berggrunnen (krystalline bergarter) lavere enn 4000 m/s karakteriseres som lavhastighetssoner, og indikerer større oppknusningsgrad enn i bergarten for øvrig. Lavhastighetssoner opptre der det er tektoniske og andre typer svakheter i berggrunnen.

Vanddybden er størst, 50-55 meter, over en strekning på ca. 300 meter omtrent midt i krysningområdet. Vanddybden avtar gradvis mot landsidene. Størst løsmassemektighet synes også å forekomme midt i krysningområdet. Her er det øverst inntil 15 meter med antatt leire eller silt (seismisk hastighet 1500 m/s). Under er det inntil 30 meter med antatt løs

morene (seismisk hastighet 1900 m/s). Det underliggende morenelaget synes å forekomme innen en strekning på 250-300 meter og avtar gradvis i mektighet til begge sider.

Masse med seismisk hastighet 1500 m/s (antatt leire eller silt) forekommer langs hele krysningen. For den midtre tredjedelen er det som allerede nevnt underliggende morene. For de to øvrige tredjedelene synes det å være leire/silt helt ned til fjell. Mektigheten av leire/silt-lag helt til fjell er på det meste ca. 20 meter og avtagende mot begge landsider. Mot Tangen kiles leirlaget ut til ingenting ca. 150 meter fra land. På Espa-siden synes leire/silt-laget å ha tilnærmet konstant mektighet rundt 10 meter der det er nærmere til land enn 80-100 meter.

Seismikkresultatene indikerer en lavhastighetszone i berggrunnen over en horisontalavstand på 50-60 meter omtrent midt krysningsområdet.

Ved eventuell medregning av stålrøret i peletvernsnittets kapasitetsvurdering, må det tas stilling til sannsynlig korrosjon i bruas levetid. Vurdering av korrosjonshastigheter må sies å være beheftet med en stor grad av usikkerhet. Usikkerheten kan reduseres betraktelig gjennom en dykkerinspeksjon med stikkprøvekontroller av korrosjonshastigheter av eksisterende Mjøsbru.

"Pålkommissionen" i Sverige har utgitt en rapport (rapport 93) "Korrosion och korrosjonsskydd av stålpålar och stålspons i jord och vatten" hvor det er oppgitt korrosjonsverdier for stålpeler i ferskvann. Inntil en inspeksjon av Mjøsbrua eventuelt tilsier noe annet, kan verdier fra nevnte rapport legges til grunn. I skvalpesonen vil korrosjonshastigheten være større enn videre nedover, men ettersom pelehodene plasseres under vann er dette ikke relevant. Dermed kan korrosjonen helt ned til sjøbunn antas å bli 5mm over en periode på 100 år. I bunnsedimentene vil korrosjonshastigheten være betydelig mindre, anslagsvis 2mm over en 100-års periode.

## 3.3 Fundamentering

### 3.3.1 Generelt

Fundamenteringen for disse brualternativene er en teknisk utfordring og medfører betydelige kostnader pga stor vanddybde. Grunnforholdene på bunnen er imidlertid gunstige for fundamentering på peler. Mot land på nordsiden (Tangen) er vanddybde og grunnforhold slik at det kan benyttes direkte fundamentering av piler på fjell for de tre nærmeste aksene i Mjøsa. Pilarene avsluttes under vann. På land fundamenteres hver søyle individuelt direkte på fjell med såle. Denne kan eventuelt sprenges ned i fjell for kontaktstøp på sidene.

Fundamentering direkte på fjell i vann og på land trenger ingen nærmere beskrivelse. Fundamentering på peler på dypt vann er beskrevet nedenfor.

### 3.3.2 Peler på dypt vann

I det midtre partiet av Tangenvika er det sannsynlig at pelene kan oppnå tilstrekkelig kapasitet ved stopp i morenelaget. Allikevel snakker vi om pelelengder på inntil 90 meter. Der hvor det er leire/silt helt ned til fjell, vil pelene også måtte rammes helt til fjell. Med slike vanddybder og pelelengder ansees lukkede stålrørspeler å være riktig pelealternativ. Det må stilles krav til pelenes knekningskapasitet både i installasjonsfasen og i ferdigtilstanden. Videre kreves tungt rammeutstyr og stor godstykkelse i rørene for å kunne verifisere sannsynlig bæreevne under stoppslagning.

I utgangspunktet skulle en tro at det er økonomisk gunstig å få peleantallet ned så langt som mulig og til gjengjeld operere med størst mulig bæreevne pr. pel. Av hensyn til nødvendig knekningskapasitet er aktuelle pelediametere 1220mm eller 1420mm. Godstykkelsen kan varieres avhengig av hvilken bæreevne som skal verifiseres.



Største rørdiameter som for eksempel Ruukki Norge AS kan levere som spiralsveisede rør er 1220mm. Største godstykkelse for denne diameteren er 18mm forutsatt stålqualität S355J2H. For høyere stålqualität (X60, X65, X80) er største godstykkelse 16mm. Prisen for spiralsveisede rør ligger på rundt kr. 7.000,- pr. tonn.

Ruukki Norge AS kan levere både større diameter (1420mm) og større godstykkelser, men prisen blir da en helt annen, anslagsvis kr. 10.000,- til kr. 12.000,- pr. tonn. Grunnen til den økte prisen er at rørene må produseres på en annen måte – ved at stålplater blir bøyd til i valse og sveiset sammen. Et annet vesentlig forhold er at produksjonskapasiteten blir begrenset og leveringstiden dermed lang. Produsenter av rør til gassrørledninger (for eksempel Europipe) vil kunne ha større produksjonskapasitet, men også her er det snakk om langssveisede rør for diameter 1420mm og store godstykkelser. Prisen vil dermed også ligge på tilsvarende høyt nivå. Problemet med leverandører til olje- og gass-industrien er at de er ustabile i den forstand at dersom de mottar et oppdrag fra for eksempel Statoil, kan de bli opptatt med denne ordren typisk et år fram i tid.

Til tross for høy pris og begrenset produksjonskapasitet, er allikevel stålørspel med diameter 1420mm og tykkelse 32mm inkludert i vurderingene som en alternativ peleløsning for linjealternativ G1. Denne peledimensjonen vurderes som nødvendig for å bygge et 8-pelers fundament hvor dimensjonerende bæreevne blir inntil  $Q_d=9\text{MN}$  pr. pel. Nødvendig karakteristisk bæreevne blir dermed  $Q_k = Q_d \cdot \gamma_e = 9 \cdot 1,5 = 13,5\text{MN}$  pr. pel. Rammeutstyr som er i stand til å verifisere en så høy bæreevne er ikke tilgjengelig blant norske peleentreprenører i dag. Det finnes imidlertid kraftig nok utstyr tilgjengelig for kjøp eller leie. Dessuten er aktuelt tidspunkt for anleggsstart rundt 10 år fram i tid, og mye kan derfor ha skjedd med maskinparken til de ulike norske peleentreprenørene i løpet av denne tidsperioden.

Finnene har tradisjon for å anvende tyngre rammeutstyr enn hva som er vanlig på landjorden i Norge. Blant annet har de "wire"-opererte fallodd som først og fremst er utviklet for å kunne verifisere stor bæreevne på pelene. Det er her snakk om 11,5 tonns lodd med fallhøyde på inntil 4,5 meter. Virkningsgraden er på 50-70%. For nevnte lodd er det vist et PDA-resultat (Pile Driving Analyzer) fra byggingen av Luhdanmaki jernbanebro (Paper tilgjengelig fra Ruukki: Finsk stålplåleteknologi – Utveckling och dagens praxis av S. Eronen og H. Jokiniemi). For en  $\text{Ø}1000 \times 16$  stålørspel med avstand 16 meter mellom spiss og instrumentering verifiserer PDA-målingen en karakteristisk bæreevne på 17187kN. Tilført energi er 345kNm. Maksimal rammespenning er målt til 329 Mpa.

Junttan produserer hydrauliske hammere med tilstrekkelig energi, for eksempel HHK-S serien med 18, 25 eller 36 tonns lodd (kfr. [www.junttan.com](http://www.junttan.com)). Alle har mulighet til 1,5 meters fallhøyde og virkningsgraden er høy (0,9 – 1,0). IHC produserer også for salg/utleie flere hammere (hydrohammere) som kan være aktuelle (kfr. [www.ihchh.com](http://www.ihchh.com)).

Vi mener at Junttan HHK 18S vil kunne tilføre tilstrekkelig energi for å installere pelene, og sannsynligvis også tilstrekkelig for verifisering av bæreevnen. Imidlertid, noe avhengig av morenens egenskaper, så kan det bli nødvendig å anvende en egen "verifikasjonshammer" av typen med "wire"-operert fallodd som nevnt over. Dette anvendes i så fall etter at pelen er installert for endelig verifikasjon av pelens bæreevne.

Totalvekten på for eksempel en Junttan HHK 18S hammer er rundt 30 tonn. "Normale" pelemaskiner på det norske markedet (for eksempel Junttan PM25) vil derfor ikke være i stand til å håndtere disse tunge loddene. Vanlig er det derfor å anvende en egen beltemaskin med fagverksbom for håndtering av tunge hammere. Flåten må nødvendigvis også bli større enn vanlig, men det bør være fullt mulig å anvende sammensatte pontonger. Flåte av pontongtypen er nødvendig av hensyn til transport langs veier.

Alternativt kan antall peler pr. fundament økes til 12 for linjealternativ G1, slik at nødvendig dimensjonerende bæreevne pr. pel blir inntil  $Q_d=6\text{MN}$  pr. pel. For linjealternativ G2 krever et 8-pelers fundament den samme dimensjonerende bæreevnen pr. pel, altså inntil  $Q_d=6\text{MN}$  pr. pel. Nødvendig karakteristisk bæreevne blir dermed  $Q_k = Q_d \cdot \gamma_e = 6 \cdot 1,5 = 9\text{MN}$ . Ved bruk

av stålrør med diameter 1220mm og godstykkelse 18mm blir stålprisen rundt kr. 7.000,- pr. tonn. Knekningskapasiteten under installering er på grensen, men vurderes som tilstrekkelig. Tilgjengelig utstyr blant norske peleentreprenører i dag er også på grensen til å være kraftig nok, men dette kan forbedres relativt enkelt ved innleie av annen hammer (Junttan HHK 12S) med kapasitet på 177kNm (12 tonns lodd, fallhøyde inntil 1,5 meter). Fordelen her er at hammeren kan monteres på pelemaskiner som i dag benyttes blant norske peleentreprenører.

Utforming av pelene tenkes utført med dimensjonssprang ca. 10 meter fra pelespiss. Dette for å lette penetrasjonen der det er nødvendig å ramme helt til fjell. Vi tenker oss bruk av Ø813 rør med kraftig nok overgangsplate, samt forsterkning med ribber. Optimalisering av nevnte dimensjonssprang, eventuelt vurdering av fullstendig utelatelse, gjøres i en senere fase hvor grunnforholdene er bedre kjent gjennom sonderinger og prøvetakinger. Samtlige pelers utstyres med hul fjellspiss som er utstøpt under ramming. Hul spiss er et beredskapstiltak dersom spissen skulle skrense på skråfjell, eller at det viser seg vanskelig å meisle den tilstrekkelig dypt inn i fjell. Ved skrensing bores det ned en styredybel i fjell. For å lette innmeislingen vil det ofte være tilstrekkelig kun å bore et hull tilsvarende nødvendig innmeislingsdybde. Under ramming må pelene være delvis vannfylt.

Overslag indikerer generelt at lensing av pelene bør gå greit med tilstrekkelig sikkerhet mot oppflyting. Imidlertid, der hvor leirlaget er av begrenset mektighet, eventuelt at lensing/utstøping må gjøres få dager etter installering (dvs. før leiren har hatt anledning til å rekonsolidere) – kan det bli aktuelt å gjøre tiltak for å hindre oppflyting. Tiltaket går ut på å forbinde pelene innen en pelegruppe til hverandre, slik at pelers som lenses holdes nede av de øvrige pelene.

### 3.3.3 Pelehoder

Pelehodene plasseres under vann med overkant på ca. 121.5. Overkanten legges under vann ut fra hensyn til islaster samt bruarkitektur. Endelig kotehøyde vurderes nærmere i et detaljprosjekt.

Det bør også vurderes om pelehodene kan plasseres med overkant over vann, for eksempel på kt. 124, slik at de blir synlige. Hvis dette er mulig ut fra vurderinger vedr. istrykk vil det medføre en betydelig forenkling og besparelse.

Pelehodene er tenkt utført som tørrstøp innenfor en vanntett fangdam. En tetningsplate i bunnen er også nødvendig. Følgende arbeidsgang kan benyttes:

- a. Stålrørspelene med tett fjellspiss rammes fra egen flåte og avstives innbyrdes over vann til ferdig gruppe.
- b. Tetningsplate i bunnen utføres som armert UV støp med stillas / forskaling opphengt i stålrørs-pelene. Rundt hver pel benyttes separate blivende finerplater som tetting. Bunnplaten stikker ca 0,75 m utenfor pelehodet på alle kanter. Sideforskalingen i tetningsplaten utgjør en bunnseksjon av skjermveggen pkt. c). Tykkelsen på bunnplaten er ca 0,5 m. Denne må forankres mot oppdrift via stålrørene før lensing pkt. e) foretas.
- c. Skjermvegg monteres UV på forankret sideforskaling på bunnplaten, til en midlertidig vanntett fangdam.
- d. Stålrør lenses, armeres og utstøpes tørt.
- e. Fangdammen avstives innbyrdes, vegg til vegg rundt pelehodet. Fangdammen lenses og stålrør kappes til riktig nivå rett over OK bunnplate.
- f. Pelehodet forskales, armeres og utstøpes tørt. En separat arbeidsplattform kan monteres i kombinasjon med avstivningene for fangdammen.
- g. Demontering av forskaling, fangdam og stillas etter ca 7 døgn avhengig av herdeforholdene.

### 3.4 Bruoverbygning

Bruoverbygningen som spennarmert betongkasse med spennvidde 50 m er vist i illustrasjonsplanen [Litt. 28]. Tverrsnittet er det samme for begge alternativene.

Bruoverbygningen er monolittisk med søylene og bygges spennvis med underliggende, framkjørbart stillas. Støpeskjøten legges  $1/5 L = 10$  m fra søyleaksen. Her plasseres også dilatasjonsfugene i hvert 5. spenn dvs i en avstand på 250 m.

Brubjelken spennarmes med 16 stk. spennkabler à 19 stk 140 mm tau (1906 kabler). 12 stk er gjennomgående. 4 stk er ekstra lokalt over støtte i en lengde på ca 24 m, og lokalt i felt i en lengde på ca 30 m. Denne spennarmingen er dimensjonert utfra vertikalbelastningen samt krav til null strekkspenning i betongtverrsnitt. Horisontallaster på brubjelken fra sentrifugalkraft og vind tas av slakkarmering i bruvingene. I bruksgrensetilstanden gjelder rissviddekontroll for bruvingene. Innvendig i kassen benyttes relativt store vouter som avstiver kassen mot endring i tverrsnittsform for brubjelke i kurve.

KL-master fundamenteres på separate konsoller som står utenfor kantbjelkene. Disse konsollene er integrert i kassetverrsnittet med tverrbjelker ut fra steget.

I hver akse understøttes brukasse av 2 stk runde, plasstøpte søyler  $D = 1,60$  m. Disse er monolittiske med brukasse, evt. kan fastlager benyttes på søyletoppene. Ved bruk av 2 stk runde søyler under kassestegene i hver akse kan tverrskott innvendig i brukassa i hver akse reduseres til et minimum. Dette er gunstig mht byggingen av brukassa og framtidig inspeksjonsadkomst. En alternativ sentrisk skivesøyle vil kreve et relativt kraftig tverrskott i hver akse, med en mindre åpning for riving av forskaling og framtidig passasje.

Brukonstruksjonene er analysert med tre forskjellige antagelser av kontinuitet i dilatasjonsfugene;

- a) Ingen kontinuitet i lengderetningen
- b) Fugene låses i lengderetningen for korttidslaster fra vind og akselrasjon/brems i bruas lengde, men ikke ved landkarene
- c) Som b) men i tillegg låst ved landkar på Tangen-siden.

En slik låsing kan oppnås ved å installere spesielle hydrauliske sylindere med trang dyseåpning, såkalte LUD (lock-up-device) på engelsk. Låsesylindere er et passende norsk navn. Disse produseres av flere leverandører internasjonalt og også av Servi AS (tidligere Sylinderservice) i Norge. De benyttes vanligvis i forbindelse med opptak og overføring av større dynamiske last.

Analysene viser at det er betydelige besparelser forbundet ved bruk av låsesylindere etter alternativ b). I tillegg reduseres bevegelsen av brubjelken i lengderetningen med ca 70 %. Alternativ c) vil medføre en ytterligere mindre besparelse for brualt. G2, men ingen besparelse for brualt. G1. Besparelsene er knyttet til fundamenteringen og er nærmere beskrevet i avsnitt 3.5 og 3.6.

I kostnadsoverslaget har vi basert stillaskostnadene på bruk av en eksisterende vogn. Det fins flere av disse i Norge pr. d.d, og sannsynligvis også når brua evt. kommer til utførelse.

### 3.5 Bru, linjealt. G1

Brua i linjealt. G1 har en total lengde på 1130 m fra km 96770 til km 97900. Spennvidder er  $40+21 \times 50+40$  m. Brua krysser Tangenvika i en lang, slak bue med  $R = 1800$  m, illustrasjonsplanen [Litt. 28]. Bruoverbygningen har dilatasjonsfuger i avstand 250 m som nevnt foran. Profilhøyden er ca +134,0 m typisk, normalvannstanden er ca +123,0. Dvs at seilingshøyden under brua på normalvannstand er  $11,0 - (3,4+0,7) = 6,9$  m. Denne brulinjen karakteriseres av relativt store horisontallaster på konstruksjonen fra sentrifugalkraft/slingrekraft og akselrasjon/brems.

Bruoverbygningen blir som beskrevet i avsnitt 3.4. Fundamenteringen med 50 m spenn og 250 m seksjonering blir med 8 stk rammede, utstøpte stålrørspeler  $\phi$  1,40 m som beskrevet i avsnitt 3.3. Det er aktuelt å benytte LUDs i dilatasjonsfugene. Ved LUDs i 4 fuger (tils. 6 stk LUDs) vil kraft pr. LUD være ca 2 MN til en kostnad på ca 4.8 mill kr. Max kritisk pelekraft i topp av pel blir da redusert fra  $N/M = 7.4 \text{ MN}/7,5 \text{ MNm}$  til  $7,4 \text{ MN}/5,7 \text{ MNm}$ . Tilhørende besparelse er knyttet til reduksjon av hovedarmeringen i pelen fra 36  $\phi$  32 til 20  $\phi$  32 som er minimumsarmeringen, totalt 5.1 mill kr. Utbøyning av brua i langsretning fra akselrasjon/brems reduseres fra ca 80 mm til ca 25 mm i bruddgrensetilstanden.

Alternativt kan bremslasten føres helt tilbake til landkaret på nordsiden. Dette medfører en ekstra fuge med LUD samt stor friksjonsplate med horisontale bufferlagre for å holde fast brua i langsretningen. Dette alternativet medfører imidlertid ingen ytterligere besparelse i de totale kostnadene.

Det er også vurdert et alternativt fundament med 12 stk peler  $\phi 1220/20$ . De totale kostnadene for dette fundamentet inkl. pelehode blir ca 15 % lavere enn for fundamentet med 8 stk 1420/32. Vi har imidlertid valgt å beholde sistnevnte fundament som grunnlag for kostnadsoverslaget da det er en sikrere løsning mht. ferdig tilstand og knekksikkerhet. I tillegg har peler 1420/32 en innsparingsmulighet ved å benytte stålrøret til permanent bæring.

### 3.6 Bru, linjealt. G2

Brua i linjealt. G2 har en total lengde på 1080 m fra km 97100 til km 98180. Spennviddene er 40+20x50+40 m. Spennviddene må tilpasses kryssing av eksisterende E6 og jernbane på Espa - siden. Brua krysser rettlinjet over Tangenvika. Profilhøyden er 142,12 m. Dvs at seilingshøyden under brua på normalvannstand er  $6,9 + 8,1 = \underline{15,0 \text{ m}}$ . Denne brulinja er betydelig enklere enn linjealt. 1, da sentrifugalkraften ikke opptre. Bruoverbygningen blir som beskrevet i avsnitt 3.4. Fundamenteringen med 50 m spenn og 250 m seksjonering blir med 8 stk rammede utstøpte stålrørspeler  $\phi$  1,42 m som beskrevet i avsnitt 3.3. Som for brualt. 1 er det aktuelt å benytte LUDs i dilatasjonsfugene.

Dersom det benyttes LUD i alle 3 brufugene, men ikke ved landkar blir max kritisk pelekraft i topp av pel redusert fra  $6,5 \text{ MN}/7,8 \text{ MNm}$  til  $5,3 \text{ MN}/3,2 \text{ MNm}$ . Tilhørende besparelse er knyttet til reduksjon av hovedarmeringen i pelen fra 40  $\phi$  32 til 20  $\phi$  32 som er minimumsarmeringen. Utbøyning av brua i langsretning fra akselrasjon/brems reduseres fra ca 115 mm til ca 34 mm i bruddgrensetilstanden.

Alternativt kan bremselasten føres helt til landkaret på nordsiden, som beskrevet for alt. G1.

## 4 Tangen – kostnader

### 4.1 Generelt

Entreprise- og prosjektkostnader for hver enkelt konstruksjon er beregnet etter dagens priser (2. halvår 2005) på hovedprosessnivå. Mengden er beregnet med grunnlag i foreløpig dimensjonering samt erfaringstall fra tidligere anlegg. Bruene er kostnadsberegnet fra bakkant landkar til bakkant landkar og omfatter alle kostnader eksklusive fyllinger fram til landkar. Tilhørende km er angitt for hver enkelt bru.

I kostnadsoverslagene er det medregnet "Felleskostnader" som et prosentvis påslag på summen av alle spesifiserte kostnader. Utfra erfaringer er påslaget satt til 20 %. I kostnadsoverslagene er det også medtatt en post for "uforutsett" på 10 % av spesifiserte kostnader.

Kostnadsoverslagene er på forprosjektnivå med nøyaktighet innenfor +/-10 %.

Kostnadsoverslagene er utført etter følgende regnemodell:

Kostnad for spesifiserte og uspesifiserte arbeider

+ Påslag for rigg/drift , 20 %

= Sum kalkulerte kostnader (grunnpriskalkyle)

+ Påslag for uforutsett , 10 %

**= Entrepriisekostnad**

+ Påslag for mva., 10 % for betongkonstruksjoner

+ Påslag for prosjektering, grunnundersøkelser, byggeledelse etc., 15 % av entrepriisekostnad

**= Prosjektkostnad**

For arbeider med stort innslag av stål er prisene i betydelig grad avhengig av internasjonale stålpriser og konkurransesituasjonen i markedet. Prisene varierer derfor betydelig fra anlegg til anlegg.

Følgende kostnader er ikke medtatt:

- Grunnerverv og erstatninger
- Prisendringer frem til byggestart
- KL og spor

## 4.2 Kostnadsoverslag for bru, linjealt. G1

### Bjelkebru med kassetverrsnitt i betong

Brulengde 1130m, km 96770 – km 97900

Kostnadsammenstilling	Kostnad (mill kr)
Spesifiserte kostnader	225.1
Felleskostnader, 20 % påslag spesifiserte kostnader	45.0
Sum spesifiserte arbeider	270.1
Uforutsett, 10 % påslag	27.0
<b>Sum entreprisekostnad uten mva:</b>	<b>297.1</b>
Merverdiavgift, påslag 10%	29.7
Byggherrekostnader, påslag 15%	44.6
<b>Sum prosjektkostnad :</b>	<b>371.4</b>

Entreprisekostnad pr. m<sup>2</sup>: kr. 21.000, pr lm 263.000

Prosjektkostnad pr. m<sup>2</sup>: kr. 26.000, pr lm 329.000

## 4.3 Kostnadsoverslag for bru, linjealt. G2

### Bjelkebru med kassetverrsnitt i betong

Brulengde 1080 m, km 97100 – km 98180

Kostnadsammenstilling	Kostnad (mill kr)
Spesifiserte kostnader	185.4
Felleskostnader, 20 % påslag spesifiserte kostnader	37.1
Sum spesifiserte arbeider	222.5
Uforutsett, 10 % påslag	22.3
<b>Sum entreprisekostnad uten mva:</b>	<b>244.8</b>
Merverdiavgift, påslag 10%	24.5
Byggherrekostnader, påslag 15%	36.7
<b>Sum prosjektkostnad :</b>	<b>306.0</b>

Entreprisekostnad pr. m<sup>2</sup>: kr. 17.850, pr lm 226.700

Prosjektkostnad pr. m<sup>2</sup>: kr. 22.300, pr lm 283.300

## 5 Minnesund – beskrivelse av konstruksjonen

### 5.1 Generelt

For kryssing av Vorma med relativt små vanddyp og pelbare masser på bunnen over fjell er det kun aktuelt med en bjelkebru konstruksjon fundamentert på peler. Overbygningen kan da enten utføres som spennarmert betongkasse eller som samvirkekasse med ståltrau og betong bruplate. Erfarings-messig vil det ikke være stor kostnadsforskjell mellom disse løsningene. For dette skisseprosjektet har vi imidlertid valgt en spennarmert betongkasse som grunnlag da kostnadene for en betongkonstruksjon generelt vil være mindre ømfintlig for markedssvingninger i stålprisen, som må forventes å stige ytterligere. En betongkasse gir også et lavere støynivå, og en tradisjonell utførelse med framkjørbart stillas synes velegnet for denne kryssingen.

For å sikre fritt seilløp for Skibladner er det foreslått en buebru med hovedspenn på 100m. Buebrua må være rektangulær i planet. Dette medfører at det blir en bredde mellom hovedsøylene på ca 14,5 m. Søyleparet vil stå skjevt både i forhold til Skibladners seilingsled og Vormas strømningsretning. Målt tvers på seilleden er lysåpning mellom kritiske søyler ca. 49.6 m.

Spennvidden på tilfartsbrua er 30 m.

Vedrørende peling er det valgt en løsning med rammede, utstøpte stålrør. Pelediameter er valgt ca. 0,8 m, som er en type pel som er mye benyttet i Norge.

Følgende dimensjonerende laster er benyttet:

Egenlast:           Armert betong C55: 25,0 kN/m<sup>3</sup>  
Kantbjelker, ballast, sviller, skinner etc. totalt: 165 kN/m

Kryp/svinn (K/S):  $\phi_o = 1,90$  ,  $\epsilon_{so} = 0,30 \times 10^{-3}$

Temperatur (T):   Middeltemp.:  $T_o = 5^\circ\text{C}$

Temp.stigning:  $T^+ = 20^\circ\text{C}$

Temp. fall:  $T^- = -35^\circ\text{C}$

Tøyning:  $\epsilon_o = 1,0 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$

Toglast:           Vertikalt: UIC 72  $\rightarrow q_{vk} (80 \text{ kN/m} + 1000 \text{ kN lok})$

Støttall:  $\phi_2 = (1,44/\sqrt{1,5 \times 50} - 0,2) + 0,82 = 0,99 < 1,0$

$\Rightarrow \phi_2 = \underline{1.0}$

Sentrifugal:  $q_{tk} = \frac{V^2 \cdot f \cdot q_{vk}}{127 \cdot R}$

$V = 200 \text{ km/h}$

$R = 2400 \text{ m}$

f beregnes iflg. Tabell 5,7 med  $L_f = 50 \text{ m}$  typisk spennvidde

$\Rightarrow f = 0,65$

$\Rightarrow q_{tk} = \frac{200^2 \cdot 0,65 \cdot q_{vk}}{127 \cdot 2400} = 0,085 \cdot q_{vk}$

$q_{vk} = 80 \text{ kN/m} \rightarrow q_{tk} = \underline{6,82 \text{ kN/m}}$ , typisk pr spor

For lok:  $\Delta q_{vk} = \frac{1000}{6.4} - 80 = 76.25 \text{ kN/m}$

$\Rightarrow \Delta q_{tk} = \underline{6,5 \text{ kNm}}$  ekstra over lengde 6,4 m

For 2 spor:  $q_{tk} = \underline{13,64 \text{ kNm}}$  typisk

$\Delta q_{tk} = \underline{13,0 \text{ kNm}}$ , L = 6,4 m ekstra for lok.

Sentrifugalkraften opptrer i høyde 1,8 m over SOK.

Slingrekraft:  $Q_{sk} = 100 \text{ kN/spor}$

$\Rightarrow Q_{sk} = 200 \text{ kN}$  for 2 spor.

Slingrekraften opptrer i høyde med SOK.

Brems og akselrasjon:

Langsgående krefter fra brems og akselrasjon er føres ut til landkarene på hver side. Brems/akselrasjon opptrer ved SOK.

Vindlaster (W): I henhold til JD 525, avsnitt 5.7 settes vindlasten til  $2,0 \text{ kN/m}^2$  med formfaktor 1.0. (Dette tilsvarer et rimelig hastighetstrykk på  $1.0 \text{ kN/m}^2$  med formfaktor 2.0).

Total høyde på belastet bru =  $3,4 + 0,7 + 4,0 = 8,1 \text{ m}$

$\Rightarrow q_{wk} = 2,0 \times 8,1 = \underline{16,2 \text{ kN/m}}$

Islaster: Pelehodet er plassert under vann i sin helhet, slik at iskrefter da kun vil virke mot søylene med  $D = b = 1,6 \text{ m}$ .

Støtlaster fra is er ikke vurdert i denne fasen. Bafaringer på stedet har vist at dette muligens ikke er en problemstilling for dette brustedet. Ekspansjonslaster beregnes etter HB 184, versjon 2001-1, avsnitt 5.5.3:

$I_2 = 300t + 2,5T < 250 \text{ kN/m}$

$t = 0,5 \text{ m}$

$T = -30^\circ\text{C}$  antatt

$\Rightarrow i_2 = 225 \text{ kN/m}$

$\Rightarrow I_1 = 225 (50+50)/20 = 1125 \text{ kN}$

Fast dekke  $\Rightarrow I_1 = 0,25 \times 1125 = \underline{281 \text{ kN}}$

Islast er foreløpig neglisjert i forbindelse med dimensjonering av fundamentene.

Dimensjonerende lastkombinasjoner som er undersøkt i dette skisseprosjektet er som følger:

Overbygning:

Brukgrensetilst.:  $1,0 G + 1,0 P + 1,0 Q_1 + 0,6 W$

Bruddgrensetilst.:  $1,2 G + 1,0 P + 1,5 Q_1$  (komb. B1)

Alt.  $1,0 G + 1,0 P + 1,5 \times 0,8 Q_1 + 1,5 \times 0,6 W$  (komb. B2)



### Søyler og fundamenter:

Bruddgrensetilst.:  $1,2 G + 1,5 Q_1$  (komb. B1)

Alt.  $1,0 G + 1,2 Q_1 + 0,9 (W+T+K/S)$

$Q_1 = \text{toglast.}$

Krav til deformasjoner og vibrasjoner i bruksgrensetilstanden kontrolleres ikke eksplisitt i dette skisseprosjektet. Utfra tidligere erfaringer er den valgte konstruksjonstypen generelt robust i denne forbindelse.

## 5.2 Grunnforhold

Som bakgrunn for vurdering av grunnforholdene, samt dybder til fjell, foreligger resultater fra trykksonderinger utført av Mesta. Trykksonderinger er utført på åtte steder langs traceen.

Det er ikke boret til fjell i hull 3,5,7 og 8 som vi har undersøkt. Vanddyp er typisk 4-9m. Undersøkelsene indikerer et bløtt leirlag i toppen som lengre ned går over i fastere sand/silt-lag.

Grunnforholdene burde være gode for ramming av peler og for oppnåelse av kapasitet på svevepeler.

## 5.3 Fundamentering

### 5.3.1 Generelt

Fundamenteringen består av  $\varnothing 800$ mm peler til fjell evt. svevende peler der avstanden til fjell er stor. Pilarene avsluttes under vann. På land fundamenteres hver søyle individuelt direkte på fjell med såle. Denne kan eventuelt sprenges ned i fjell for kontaktstøp på sidene.

Fundamentering direkte på fjell og svevende peler er tradisjonelle løsninger som ikke trenger nærmere beskrivelse.

### 5.3.2 Pelehoder

Pelehodene plasseres under vann med overkant på kt. 118. Overkanten legges under vann utfra hensyn til islaster samt bruarkitektur. Endelig kotehøyde vurderes nærmere i et detaljprosjekt.

Det bør også vurderes om pelehodene kan plasseres med overkant over vann, for eksempel på kt. 120.5, slik at de blir synlige. Hvis dette er mulig utfra vurderinger vedr. istrykk vil det medføre en betydelig forenkling og besparelse.

Pelehodene er tenkt utført som tørrstøp innenfor en vanntett fangdam. En tetningsplate i bunnen er også nødvendig. Følgende arbeidsgang kan benyttes:

- h. Stålrørspelene med tett fjellspiss rammes fra egen flåte og avstives innbyrdes over vann til ferdig gruppe.
- i. Tetningsplate i bunnen utføres som armert UV støp med stillas / forskaling opphengt i stålrørs-pelene. Rundt hver pel benyttes separate blivende finerplater som tetting. Bunnplaten stikker ca 0,75 m utenfor pelehodet på alle kanter. Sideforskalingen i tetningsplaten utgjør en bunnseksjon av skjermveggen pkt. c). Tykkelsen på bunnplaten er ca 0,5 m. Denne må forankres mot oppdrift via stålrørene før lensing pkt. e) foretas.
- j. Skjermvegg monteres UV på forankret sideforskaling på bunnplaten, til en midlertidig vanntett fangdam.
- k. Stålrør lenses, armeres og utstøpes tørt.
- l. Fangdammen avstives innbyrdes, vegg til vegg rundt pelehodet. Fangdammen lenses og stålrør kappes til riktig nivå rett over OK bunnplate.

- m. Pelehodet forskales, armeres og utstøpes tørt. En separat arbeidsplattform kan monteres i kombinasjon med avstivningene for fangdammen.
- n. Demontering av forskaling, fangdam og stillas etter ca 7 døgn avhengig av herdeforholdene.

## 5.4 Bruoverbygning

Bruoverbygningen som spennarmert betongbjelker med spennvidde 30 m er vist i illustrasjonsplanen [Litt. 27].

Bruoverbygningen er monolittisk med søylene og bygges spennvis med underliggende, framkjørbart stillas. Støpeskjøten legges  $1/5 L = 6$  m fra søyleaksen.

Brubjelken spennarmeres med 14 stk. spennkabler gjennomgående à 19 stk 140 mm tau (1906 kabler). Denne spennarmeringen er dimensjonert utfra vertikalbelastningen samt krav til null strekkspenning i betongtverrsnitt.

KL-master fundamenteres på separate konsoller som står utenfor kantbjelkene.

I hver akse understøttes brukasse av 2 stk runde, plasstøpte søyler  $D = 1,20$  m. Disse har lager i toppen som er sideveis styrt.

I kostnadsoverslaget for bruoverbygningen har vi basert stillaskostnadene på bruk av en eksisterende vogn. Det fins flere av disse i Norge pr. d.d, og sannsynligvis også når brua evt. kommer til utførelse.

## 6 Minnesund – kostnader

### 6.1 Generelt

Entreprise- og prosjektkostnader for hver enkelt konstruksjon er beregnet etter dagens priser (2. halvår 2005) på hovedprosessnivå. Mengden er beregnet med grunnlag i foreløpig dimensjonering samt erfaringstall fra tidligere anlegg. Bruene er kostnadsberegnet fra bakkant landkar til bakkant landkar og omfatter alle kostnader eksklusive fyllinger fram til landkar. Tilhørende km er angitt for hver enkelt bru.

I kostnadsoverslagene er det medregnet "Felleskostnader" som et prosentvis påslag på summen av alle spesifiserte kostnader. Utfra erfaringer er påslaget satt til 20 %. I kostnadsoverslagene er det også medtatt en post for "uforutsett" på 10 % av spesifiserte kostnader.

Kostnadsoverslagene er på forprosjektnivå med nøyaktighet innenfor +/-10 %.

Kostnadsoverslagene er utført etter følgende regnemodell:

Kostnad for spesifiserte og uspesifiserte arbeider

+ Påslag for rigg/drift , 20 %

= Sum kalkulerte kostnader (grunnpriskalkyle)

+ Påslag for uforutsett , 10 %

**= Entreprisekostnad**

+ Påslag for mva., 10 % for betongkonstruksjoner

+ Påslag for prosjektering, grunnundersøkelser, byggeledelse etc., 15 % av  
entreprisekostnad

**= Prosjektkostnad**

For arbeider med stort innslag av stål er prisene i betydelig grad avhengig av internasjonale stålpriser og konkurransesituasjonen i markedet. Prisene varierer derfor betydelig fra anlegg til anlegg.

Følgende kostnader er ikke medtatt:

- Grunnerverv og erstatninger
- Prisendringer frem til byggestart
- KL og spor

## 6.2 Kostnadsoverslag for bru, linjealt. A1

Bjelkebru av betong, buebru av stål som hovedspenn

Brulengde 1130m, km 96770 – km 97900

<b>Kostnadsammenstilling</b>	<b>Kostnad (mill kr)</b>
Spesifiserte kostnader	193,2
Felleskostnader, 20 % påslag spesifiserte kostnader	38,6
Sum spesifiserte arbeider	231,8
Uforutsett, 10 % påslag	23,2
<b>Sum entreprisekostnad uten mva:</b>	<b>255,0</b>
Merverdiavgift, påslag 10%	25,5
Byggherrekostnader, påslag 15%	38,2
<b>Sum prosjektkostnad :</b>	<b>318,7</b>

Entreprisekostnad: pr. m2 kr.23220, pr lm 298600

Prosjektkostnad pr. m2: kr.29030, pr lm 373300

## 7 Sammenstilling

Det er under gjort en kort sammenstilling av de ulike brualternativene.

Tabell 1- sammenstilling av brualternativer

Område	Alt A1	Alt G1	Alt G2
Kryssing	Minnesund	Tangen	Tangen
Brutype	Bjelkebru betong + buebru stål	Kassebru betong	Kassebru betong
Total lengde (m)	850	1130	1080
Spennvidder (m)	100 / 30 typ	50 typ	50 typ.
Entreprisekostnad (mill.kr)	255	297	245
Total kostnad (mill kr)	319	371	306
Tegningsnummer	K001/K001	K004/K005	K006/K007



## 8 Referanser

Felles referanser		
Litt.	Tittel/Nettadresse	Dato/År
1	<a href="#">Fylkesdelplan for transportkorridoren Gardermoen - Mjøsbyen, hovedrapport</a>	April 2002
2	<a href="#">Konsekvensutredning E6, Gardermoen - Moelv</a>	2003
3	<a href="#">Nasjonal Transportplan 2006 - 2015</a>	Mars 2004
4	<a href="#">Jernbaneverkets handlingsprogram for periodene 2006-2009 og 2010-2015</a>	2005
5	<a href="#">Fylkesdelplan for Romerike: Romerike møter framtida: regional utviklingsplan 2005-2025</a>	Oktober 2004
6	<a href="#">Retningslinjer for planlegging i Mjøsas strandområder. Akershus, Hedmark, Oppland</a>	August 1995
7	<a href="#">Håndbok 140 Konsekvensanalyser, Statens vegvesen</a>	Juni 2006
8	<a href="#">Dovrebanen Eidsvoll - Hamar, Siling av alternativer, Jernbaneverket</a>	Juni 2005
9	<a href="#">Planprogram for kommunedelplaner med konsekvensutredning for E6 Minnesund-Skaberud og Dovrebanen Eidsvoll-Sørli, i Eidsvoll og Stange kommuner. Fastsatt av Samferdselsdepartementet 30.05.06 Vedlegg: Merknadsbehandling med vurdering av lang tunnel.</a>	Mai 2006
10	<a href="#">Trafikkgrunnlag E6 Gardermoen – Kolomoen før/etter innføring av bompenger</a>	Oktober 2006
11	<a href="#">Formingsveileder E6 Gardermoen - Biri</a>	Juni 2006
Plandokumenter og temarapporter		
21	<a href="#">1a Kommunedelplan med KU - Hovedrapport - Eidsvoll</a>	Januar 2007
22	<a href="#">1b Kommunedelplan med KU - Hovedrapport - Stange</a>	Januar 2007
23	<a href="#">2a Kommunedelplan med KU - Kortversjon - Eidsvoll</a>	Januar 2007
24	<a href="#">2b Kommunedelplan med KU - Kortversjon - Stange</a>	Januar 2007
25	<a href="#">3a Silingsdokumentasjon Eidsvoll - vedlegg til 1a</a>	Juni 2006
26	<a href="#">3b Silingsdokumentasjon Stange - vedlegg til 1a</a>	Juni 2006
27	<a href="#">4a Illustrasjonsplan - Tegningshefte - Eidsvoll</a>	Januar 2007
28	<a href="#">4b Illustrasjonsplan - Tegningshefte - Stange</a>	Januar 2007
31	<a href="#">Temarapport Landskap</a>	Januar 2007
32	<a href="#">Temarapport Naturmiljø</a>	Januar 2007
33	<a href="#">Temarapport Nærmiljø og friluftsliv</a>	Januar 2007
34	<a href="#">Temarapport Kulturminner og kulturmiljø</a>	Januar 2007
35	<a href="#">Temarapport Naturressurser</a>	Januar 2007
36	<a href="#">Temarapport Hydraulikk</a>	Januar 2007
37	<a href="#">Temarapport Bane- og vegtrafikkstøy</a>	Januar 2007
38	<a href="#">Temarapport Anleggsgjennomføring</a>	Januar 2007
39	<a href="#">Temarapport Risiko- og sårbarhetsanalyse</a>	Januar 2007
40	<a href="#">Temarapport Skisseprosjekt store bruer</a>	Januar 2007
41	<a href="#">Temarapport Utbyggingsmønster og arealbruk</a>	Januar 2007
Diverse		
51	<a href="#">Miljøverndepartementets retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging (støyretningslinje) T-1442</a>	Januar 2005
52	<a href="#">Veileder til Miljøverndepartementets retningslinje for behandling av støy i arealplanlegging (støyretningslinje) TA-2115</a>	Januar 2005

## 9 Vedlegg

Visualisering av brukryssing over Vorma på Minnesund (Alt A1)



Figur 1 Bru over Vorma – Foto Tiliatech 3d-visualisering ViaNova



Figur 2 Alternativ A1, Bru over Vorma sett mot sydvest 3d-visualisering ViaNova





Figur 3 Alternativ A1, Bru over Vormå sett mot nord, 3d-visualisering ViaNova

## Visualisering av brukryssing over Tangenbukta (Alternativ G1, G1a, G2)



Figur 4 Alternativ G2, Foto Interconsult, Visualisering Plan Arkitekter



Figur 5 Alternativ G1, G1a, Foto Interconsult, Visualisering Plan Arkitekter



Figur 9-6 Espa Alt F2a og G1 – Foto Interconsult 3d-visualisering ViaNova



Figur 9-7 Espa Alt F2a og G2 – Foto Interconsult 3d-visualisering ViaNova