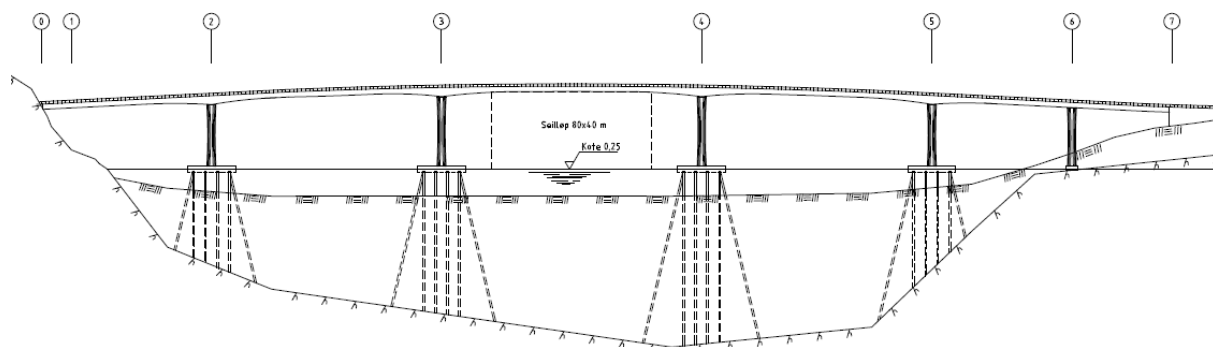




Statens vegvesen

Bypakke Tønsberg-regionen

Bru over Vestfjorden til Nøtterøy – anbefalt bruløsning



Sammendrag og konklusjon

Denne rapporten viser anbefalt bruløsning, som er en samvirkekonstruksjon i stål og betong med fem hovedspenn fundamentert på frittstående pelegrupper i vann. Tilslutninger mot land er ikke vist i detalj.

Rapporten viser hovedprinsipp for anbefalt bruløsning, og det beregnes nødvendige dimensjoner på brubjelken, søylene og pelegruppene. Disse materialmengdene danner grunnlaget for kostnadsoverslaget. Rapporten viser at det er mulig å bygge en samvirkekonstruksjon i stål og betong med de hoveddimensjonene som er angitt.

Videre vises det at frittstående pelegrupper i vann kan benyttes som fundamenteringsmetode for brua, men opplysningene om grunnforholdene er mangelfulle og ikke tilstrekkelig som beslutningsgrunnlag. Det må utføres nødvendige grunnundersøkelser for å dokumentere at den anbefalte løsningen vist i denne rapporten rent teknisk kan gjennomføres med de kostnadene som er vist.

Viktige tema i det videre reguleringsplanarbeidet vil være grunnundersøkelser, fundamentering, konstruksjonsanalyser, dimensjonskontroller og kostnader. Det anbefales at høyden på seilløpet senkes ned mot 30 m, og videre bør det gjøres tiltak for å gjøre gang- og sykkelvegen mer funksjonell med større grad av skjerming mot vegtrafikken. Pelegruppenes betydning for strømforholdene og vannutskifting i Vestfjorden og verneområdene innenfor bør undersøkes og dokumenteres spesielt.

Entreprisekostnaden for bruprojektet er beregnet til 650 MNOK med kostnadsnivå i 2019-kroner. Hvis Vestfjorden skal beholde status som seilingsled for større fartøy, kreves det at pelegruppene beskyttes mot eventuelle skipsstøt. Teknisk løsning og kostnad for dette er ikke tatt med, og det kan dreie seg om kostnader i størrelsesorden 50-100 MNOK. I tillegg kan et slikt tiltak påvirke strømningsforholdene i Vestfjorden ytterligere.

I denne rapporten er linjepålegget over Vestfjorden vist i kommunedelplanen noe justert ved at seilløpet er sentrert i fjorden. Dermed er linja hevet ca. 2,5 m på Nøtterøysiden og tilsvarende senket ca. 3 m på vestsiden.

Rapporten er utarbeidet av Lisa Bakken Vikan, Elin Spildo, Håvard Johansen og Bjørn Isaksen; alle ved bru-utviklingskontoret i Vegdirektoratet.

Innhold

Sammendrag og konklusjon	2
Innhold	3
1. Bakgrunn	4
2. Grunnlag og forutsetninger	5
3. Overbygning	6
3.1. Statisk analyse	6
3.2. Laster	6
3.3. Dimensjonerende lastkombinasjon	7
3.4. Beregning av lastvirkninger	7
3.5. Dimensjonskontroll	8
3.6. Justert bøyestivhet	9
3.7. Maksimal vertikallast i søyletopp	10
3.8. Foreslått geometri	10
4. Underbygning	11
4.1. Beregningsforutsetninger	11
4.2. Statisk analyse	11
4.3. Pelegruppeberegning	13
4.4. Dimensjonskontroll	17
4.5. Foreslått geometri	17
5. Montasje- og byggetilstand	19
6. Kostnadsoverslag	21
7. Estetikk og tilpasninger	22
Referanser	23
Vedlegg A – Oversiktstegning	24
Vedlegg B – Dimensjonskontroll av fundamentplata	25
Vedlegg C – Inspirasjon	26

1. Bakgrunn

Grunnlaget for dette arbeidet er rapporten med tittelen *Bypakke Tønsberg-regionen - Bru over Vestfjorden til Nøtterøy – bruplanlegging* datert 2. august 2019 [1]. Bruplanleggingsrapporten omhandler relevante aspekt rundt valg av bruløsning for kryssing av Vestfjorden ved Tønsberg, og rapporten konkluderte med en anbefaling om å utarbeide et forprosjekt for en samvirkekonstruksjon i stål og betong med fem spenn over fjorden og søyler på frittstående pelegrupper i vann som grunnlag i det videre reguleringsplanarbeidet.

Den anbefalte bruløsningen er vist mer detaljert i dette forprosjektet.

2. Grunnlag og forutsetninger

Anbefalt løsning i rapporten av 2. august 2019 er en samvirkekonstruksjon i stål og betong med fem spenn fundamentert på frittstående pelegupper i vann [1]. Spenninndelingen er $70 + 115 + 130 + 115 + 70 = 500$ m. I tillegg kommer tilslutninger på ca. 15 m på østsida og ca. 50 m på vestsida. På den viste oversiktstegningen i vedlegg A er tilslutningene på begge sider av fjorden vist skjematisk. På Nøtterøysiden er brubjelken bare forlenget med 15 m – fra akse 1 til akse 0. På vestsiden er det lagt inn et spenn over land på 50 m slik at landkaret kommer i akse 7. Total brulengde blir med dette 565 m.

Beregningsforutsetninger er gitt i Statens vegvesens håndbok N400 *Bruprosjektering* av 2015 [2]. Det er antatt en utbyggingsmetode, hvor ståldelen av brubjelken monteres med flytekran.

Tverrsnittet av brubjelken som er brukt i beregningene, er idealisert. Det må arbeides videre med tverrsnittsutforming og plassering av gang- og sykkelarealet for å utvikle en funksjonell og hensiktsmessig konstruksjon.

3. Overbygning

3.1. Statisk analyse

Det beregnes lastvirkninger for tre prinsipielt ulike statiske system:

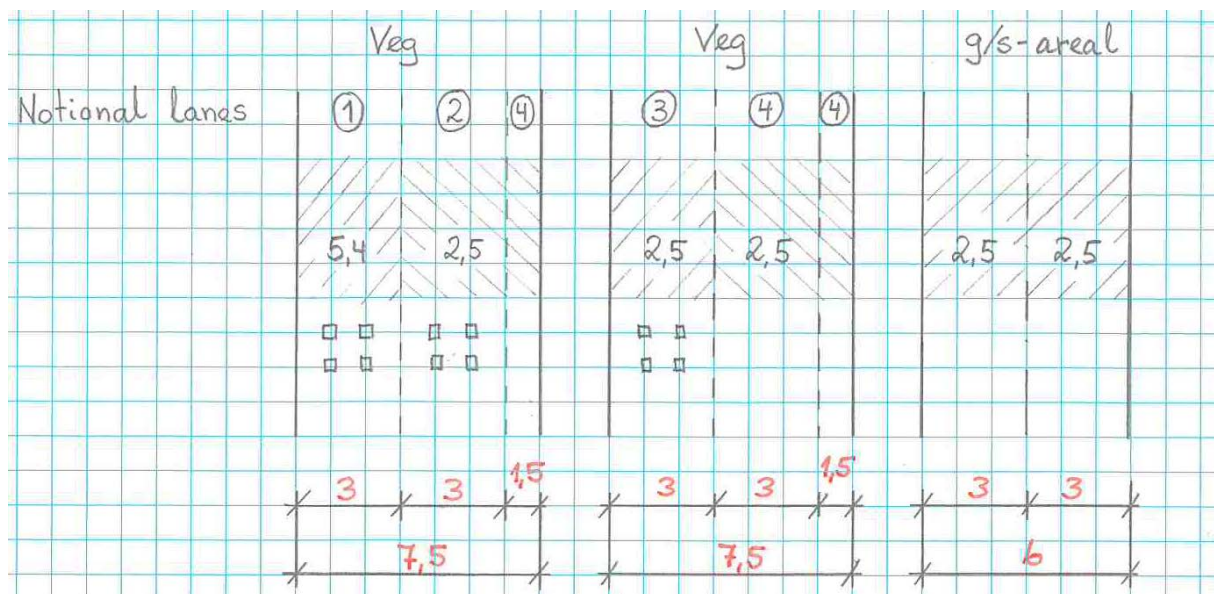
1. Ferdig bru uten hensyn til montasjetilstander og varierende bøyestivhet langs brubjelken.
2. Ferdig bru uten hensyn til montasjetilstander, men det tas hensyn til varierende bøyestivhet langs brubjelken.
3. Akkumulerte lastvirkninger fra montasje- og byggetilstander.

3.2. Laster

Egenlast på brubjelken består av bidrag fra konstruksjonsstål, armert betong, slitelag samt rekkverk, lysmaster, elektro, m.m.

- Konstruksjonsstål: 77,0 kN/m³
- Armert betong: 25,0 kN/m³
- Slitelag: 2,5 kN/m² i henhold til N400, punkt 5.2.2.2.
- Rekkverk: 500 kg/m (anslått samlet verdi pr. løpemeter bru)

Trafikklast er i henhold til Eurokode 1 og nasjonalt tillegg [3]. Kjørebanelen belastes med lastmodell 1 (LM 1), og gang- og sykkelarealet belastes med 2,5 kN/m². Dette er vist i Figur 1 nedenfor.



Figur 1: Trafikklast

vegtrafikk:	$q_{1k} = 0,6 \cdot 9,0 = 5,4 \text{ kN/m}^2$	$Q_{1k} = 300 \text{ kN}$
	$q_{2k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$Q_{2k} = 200 \text{ kN}$
	$q_{3k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	$Q_{3k} = 100 \text{ kN}$
	$q_{4k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	
g/s-trafikk:	$q_{fk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$	

Dette gir følgende karakteristiske trafikklaster:

$$q = 5,4 \cdot 3 + 2,5 \cdot 3 + 2,5 \cdot 3 + 2,5 \cdot (3 + 1,5 + 1,5) + 2 \cdot 2,5 \cdot 3$$

$$q = 53,7 \text{ kN/m}$$

$$Q = 300 + 200 + 100$$

$$Q = 600 \text{ kN}$$

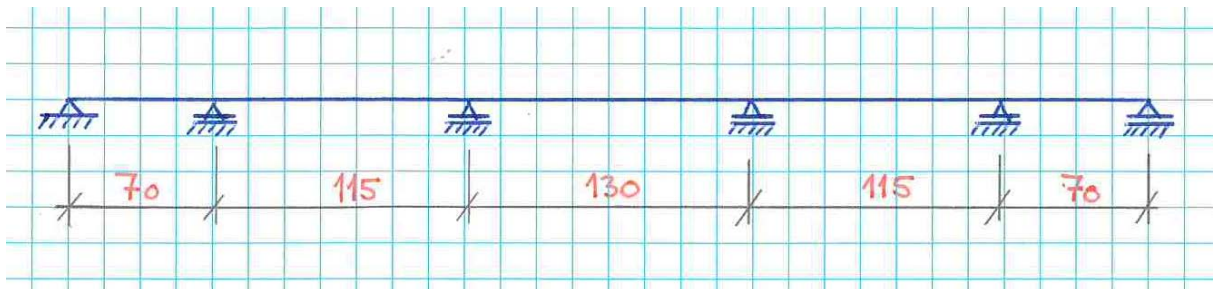
3.3. Dimensjonerende lastkombinasjon

Dimensjonerende lastkombinasjon i bruddgrensetilstand er i henhold til [4]:

$$\text{egenlast} \cdot 1,35 + \text{trafikklaster} \cdot 0,7 \cdot 1,35 + (\text{bidrag som neglisjeres her})$$

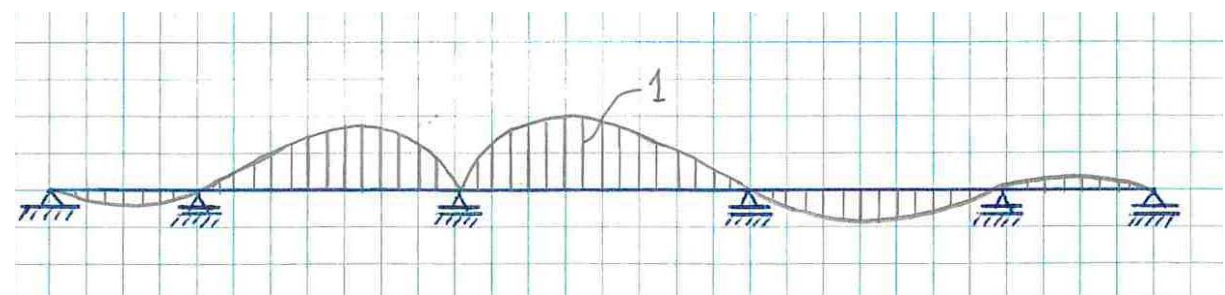
3.4. Beregning av lastvirkninger

Statisk system for ferdigtilstand uten hensyn til montasjetilstander og varierende bøyestivhet langs brubjelken (fritt opplagt bjelke i aksene 1 til 6):

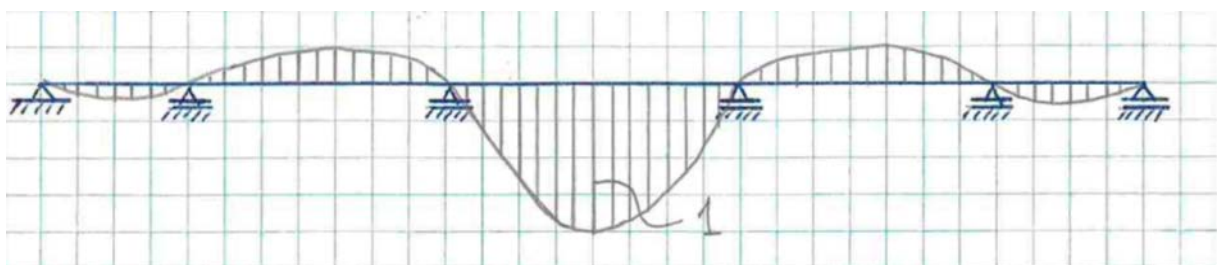


Figur 2: Beregningsmodell for ferdigtilstand, mål i meter

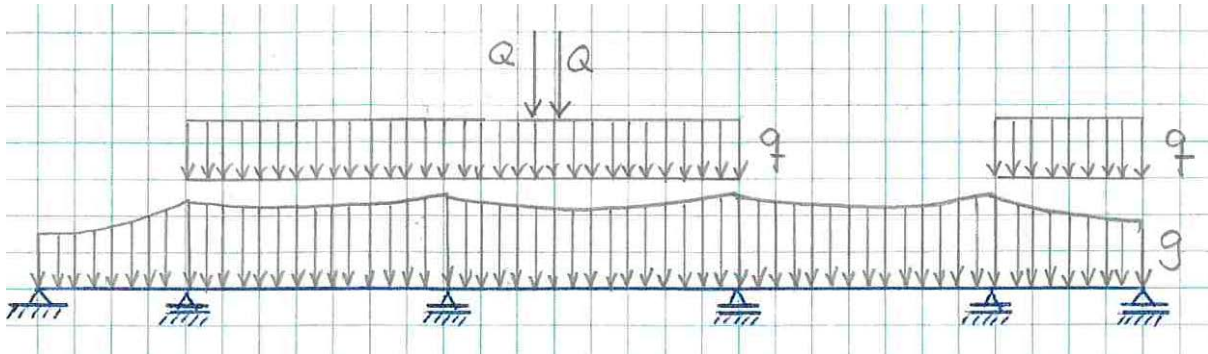
Influenslinjer for bøyemoment over støtte og i felt er vist i Figur 3 og Figur 4 nedenfor.



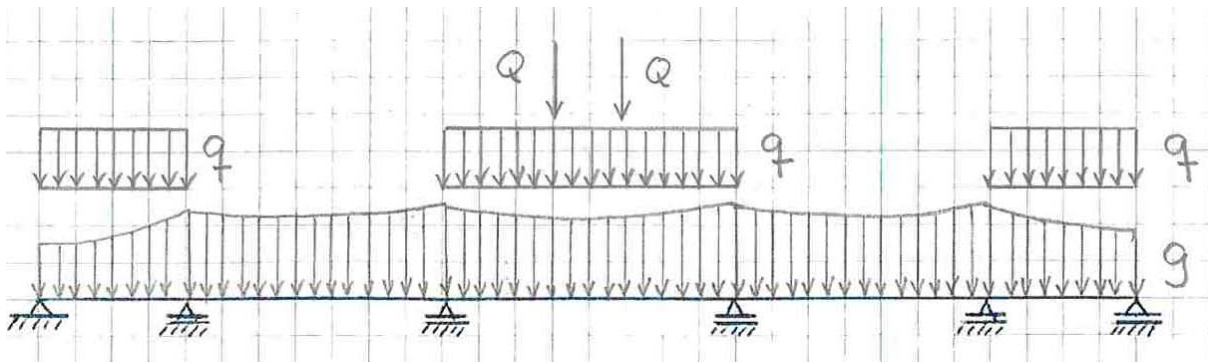
Figur 3: Influenslinje $\eta_{M \text{ støtte}}$ for bøyemoment over støtte



Figur 4: Influenslinje $\eta_{M \text{ felt}}$ for bøyemoment i felt



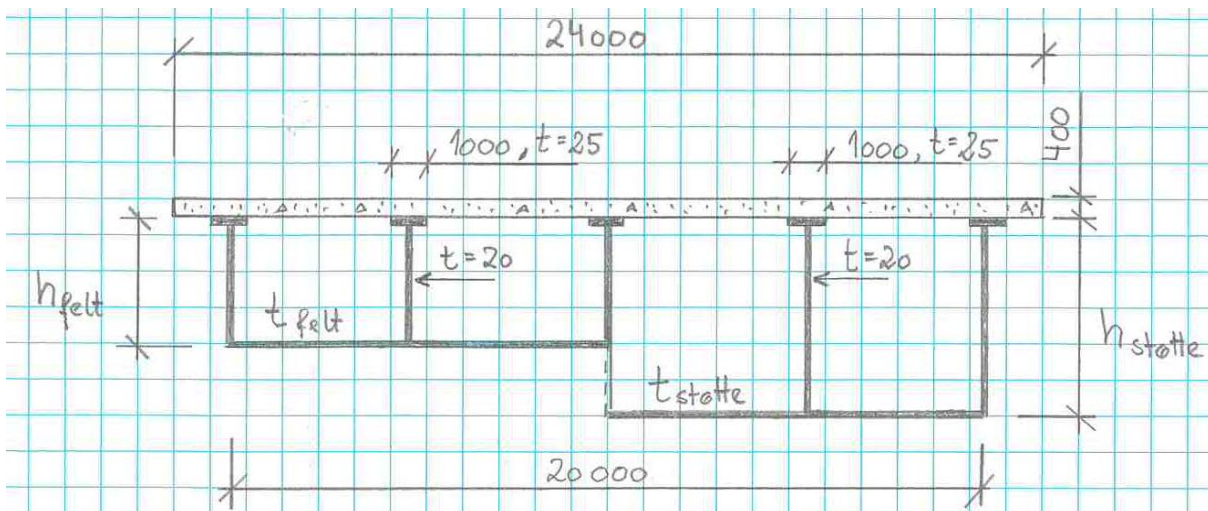
Figur 5: Lastplassering for maksimalt bøyemoment over støtte



Figur 6: Lastplassering for maksimalt bøyemoment i felt

3.5. Dimensjonskontroll

Det tas utgangspunkt i et svært idealisert tverrsnitt for dimensjonskontrollene, og denne tverrsnittsutformingen danner også grunnlaget for beregning av egenlast samt materialbehovet i brubjelken. Se Figur 7 nedenfor.



Figur 7: Idealisert tverrsnitt

Stålkvalitet S355 gir en dimensjonerende flytespenning i bruddgrensetilstand:

$$f_d = f_y / \gamma_m = 355 / 1,10 = 320 \text{ MPa for tykkelser mindre enn 40 mm.}$$

Nødvendig avstivning av platefeltene med stivere medfører en økning av det faktiske stålvolumet, og denne masseøkningen anslås til 30 prosent. Det antatt virksomme ståltverrsnittet er vist i Figur 7, hvor «shear lag» og knekkingseffekter ikke er vurdert. Betongplata forenkles ved å sette tykkelsen konstant lik 400 mm slik at dette tallet inkluderer alle vouter, kantbjelker, etc. Betongplata konverteres i felt til et ekvivalent ståltverrsnittsareal med faktoren:

$$E_{\text{betong}} / E_{\text{stål}} = 30\,000 / 210\,000 = 1/7$$

På grunn av opprissing bidrar ikke betongplata til momentkapasitet over støtte, men bidraget fra armeringen 2Ø25 c/c 100 tas med (2-tallet indikerer uk og ok).

Tverrsnittshøyden over støtte er $h_{\text{støtte}} = 4$ m og i felt er den $h_{\text{felt}} = 2$ m, og det idealiserte tverrsnittet vist i Figur 7 gir følgende egenlast når platetykkelsen i undergurten over støtte er $t_{\text{støtte}} = 25$ mm og i felt er $t_{\text{felt}} = 16$ mm:

$$g_{\text{støtte}} = 385 \text{ kN/m}$$

$$g_{\text{felt}} = 347 \text{ kN/m}$$

Egenlasten av det idealiserte tverrsnittet antas å variere lineært mellom feltmidte og støtter, og i sidespennene antas det på samme måte en lineær variasjon fra støtte til landkar.

Spenningskontrollen mot dimensjonerende flytespenning er gitt ved

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{I} y$$

Dimensjonerende lastvirkning estimeres med beregningsresultater fra en STAAD.Pro-modell:

$$M_o = 484\,990 \cdot 1,35 + 98\,107 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 747\,000 \text{ kNm}$$

$$M_u = 275\,115 \cdot 1,35 + 88\,491 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 455\,000 \text{ kNm}$$

Dette gir følgende strekkspenninger (MPa) i stålet henholdsvis over støtte og i felt:

$$\sigma_o = \frac{M}{W_o} = \frac{M}{I} y = \frac{747}{6,688} 1,979 = 221$$

$$\sigma_u = \frac{M}{W_u} = \frac{M}{I} y = \frac{455}{2,643} 1,719 = 296$$

3.6. Justert bøyestivhet

Bøyestivheten over støtte er omtrent dobbelt så stor som i felt, og en ytterligere raffinering av beregningsmodellen vist i Figur 2 med nøyaktig bøyestivhet vil resultere i at støttemomentet blir noe større og feltmomentet blir noe mindre. Det samme skjer da med strekkspenningene σ_o og σ_u og dette er det rom for med verdiene vist ovenfor. En nøyaktigere beregning med varierende bøyestivhet vil ikke endre konklusjonen, og dette gjennomføres derfor ikke her.

3.7. Maksimal vertikallast i søyletopp

Trafikklasten plasseres som vist i Figur 5 med unntak av at punktlastene $2Q$ nå går direkte ned i søyletoppen. Dimensjonerende vertikallast P i søyletopp (bruddgrensetilstand) beregnes med bidrag fra egenlast og trafikklast som

$$P = (22\,603 + 23\,790) \cdot 1,35 + (3\,578 + 3\,857 + 2 \cdot 600) \cdot 0,7 \cdot 1,35$$
$$P = 62\,630 + 8\,160 = \underline{71\,000 \text{ kN}}$$

Ved vurdering av pelegruppa bør verdien $P = 71\,000 \text{ kN}$ kombineres med en samtidig virkende horisontallast med angrepspunkt i søyletopp.

For søylen i aksene 2 og 5 blir vertikallasten P blir noe mindre enn i aksene 3 og 4.

3.8. Foreslått geometri

For bruas overbygning er det foreslått et ståltverrsnitt med 15,0 m bred bunnplate og fire steg med høyde 4,0 m over søyler og 2,0 m i felt. Ytterstegene skrås slik at avstanden mellom ytterstegene i toppen blir 18,0 m. Ytterstegene får dermed varierende helning, 31 grader i felt og 17 grader over støtte. Innerstegene plasseres 3,0 m fra bunnplatas senterlinje. Stålkassen (trauet) plasseres 0,5 m eksentrisk i forhold til bruplata. Bruplata får dermed teoretiske spennvidder i bruas tverretning på 6,0 m mellom stegene og med utkragede vinger på 2,5 m på kjørebanesida og 3,0 m på gangbanesida. Bruplatas tykkelse varierer med kjørebanelens og gang- og sykkelarealets tverrfall, men det regnes med en midlere tykkelse på 0,4 m. I den forenklede dimensjonskontrollen er det regnet med stålkvalitet S355, men S420 eller S460 kan benyttes der detaljprosjekteringen eventuelt avdekker et behov.

Tverrsnittet for ei samvirkebru kan formes på mange måter. Den foreslåtte løsningen er uten spesielle og kostnadsdrivende detaljer. Stålkassens dimensjoner gir en egenvekt som gjør montering med kran mulig, men med fire steg vil det også kunne være aktuelt å velge to separate kasser og øke bunnplatetykkelsen litt uten at beregningsforutsetningene i dette forprosjektet påvirkes vesentlig. Kassene blir da helt separate, og monteringsvekta halveres. Det kan også være aktuelt å flytte kassene innover mot bruas senterlinje og understøtte bruvingene med stålstag eller stålplater. Kostnadene og vekta av disse ståldelene oppveies av at bruplatas tykkelse kan reduseres. Dette vil også kunne gi et tiltalende visuelt inntrykk. Se også kapittel 7 samt vedlegg C.

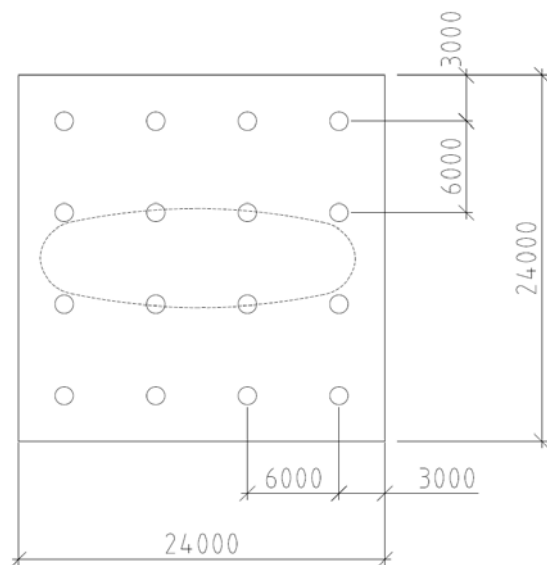
4. Underbygning

4.1. Beregningsforutsetninger

I aksene 1-6 er ståltrauet opplagret på søylene med ett allsidig bevegelig lager og ett énsidig bevegelig lager. Dette betyr at forbindelsen søyle/overbygning ikke overfører moment i bruas lengderetning, og forskyvningen i bruas lengderetning er svakt koblet gjennom friksjon i lageret. I akse 7 antas ett énsidig bevegelig lager på tvers og ett fastholdt lager. Brua har dermed fri bevegelse i lengderetningen. Brua får mekaniske fuger i begge ender, og landkarene utformes på tradisjonell måte.

Søyle, fundament og pelegruppe i én akse er analysert forenklet. Det er regnet på friksjonskrefter, som for aksene 2/5, og vertikallaster som for aksene 3/4 – altså en konservativ kombinasjon av ugunstige forutsetninger.

Søyla regnes med rektangulært tverrsnitt med bredde 18,0 m (største dimensjon, i bruas tverretning) og tykkelse 3,0 m (i bruas lengderetning). Pelegruppa består av stålrørspeler $\text{Ø}1200$ i 4 rekker med 4 peler per rekke. Senteravstand mellom pelene er $5\text{Ø} = 6$ m, og kantavstand er $5\text{Ø}/2 = 3$ m. Fundamentplata blir dermed $4 \cdot 6 = 24$ m i bruas lengderetning og tverretning. Fundamentet i plan med peler og søyletverrsnitt er vist i Figur 8 nedenfor.



Figur 8: Fundamentet i plan - med pelegruppe og søyletverrsnitt

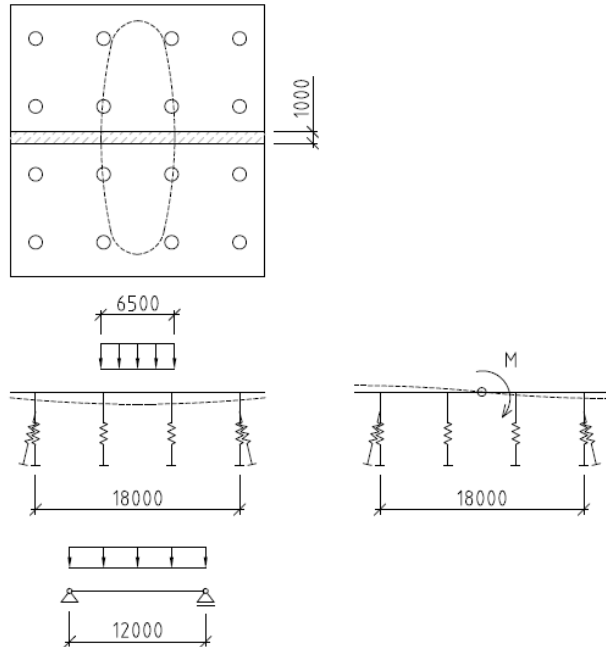
4.2. Statisk analyse

Vertikallasten på 71 MN fra overbygningen på søyla må føres ned i fundamentet, og i fundamentet gir dette et bøyemoment med strekk i underkant.

Fundamentplata analyseres som ei plate på vertikalfjærer i pelepunktene, og systemet betraktes i to dimensjoner ved å se på et snitt i bruas lengderetning. Se Figur 9.

Analysen av fundamentplata blir tilsvarende plate (bjelke) på elastisk underlag, der de 30 fjærstivhetene representerer pelenes aksialstivhet. Forholdet mellom platas bøyestivhet og pelenes/fjærenes aksialstivhet styrer momentene i plata. Ei stiv plate

på myke fjærer gir jevn kraftfordeling i pelene og store momenter i plata, mens ei myk plate på stive fjærer gir størst kraft i pelene under søyla og mindre lenger ut – og derfor mindre momenter i plata. Platas bøyestivhet kan bestemmes rimelig nøyaktig. De enkelte pelenes aksialstivhet er avhengig av pelens lengde i vann; løsmasser og berg; løsmassenes og bergets egenskaper; pelegruppens samlede respons på lastene og flere andre forhold.



Figur 9: Beregning av momenter i fundament

Momentet i plata fra den konsentrerte lasten fra søyla kan anslås ved å se på ei stripe med bredde 1 meter og erstatte de fem fjærradene/peleradene med en tenkt fritt opplagt bjelke på 12 meter.

Lasta på 71 MN fordeles over hele søylas bredde på 18 meter og over «bjelkelengden» på 12 meter. Lasta blir da $71\,000 / 18 / 12 = 330$ kN/m for den tenkt fritt opplagte bjelken. Momentet blir $330 \cdot 12^2 / 8 = 5,9$ MNm.

I tillegg til vertikallast får søyla en horisontallast i bruas lengderetning på grunn av friksjon i lageret. Denne horisontallasta i søyletoppen gir et innspenningsmoment i søylebunnen. Med fast innspent søyle blir momentet $M = V \cdot L = 149\,100$ kNm, der $V = 71\,000 \cdot 0,06 = 4\,260$ kN, og $L = 35$ m.

Søyletverrsnittet har arealtreghetsmoment $I = 18 \cdot 3^3 / 12 = 41 \cdot 10^{12}$ mm⁴. $E = 36\,000$ MPa og EI blir $1,5 \cdot 10^{18}$ Nmm². Søyla er imidlertid ikke fullt innspent i bunnen. Innspenningsgraden vurderes ved å se på EI for søyle og fundament/pelegruppe.

- For søyla er $EI = 1,5 \cdot 10^{18}$
- For fundamentplata er $EI = 27 \cdot 3^3 / 12 \cdot 36\,000 = 1,9 \cdot 10^{18}$ Nmm²
- For pelegruppen finnes I for de 4 pelene i ytterste pelerad. Steiners sats gir $23 \cdot 10^{12}$ mm⁴ for stålet og $350 \cdot 10^{12}$ mm⁴ for betongen. Med $E = 200\,000$ MPa for stål og $36\,000$ MPa for betong blir $EI = 5 + 13 = 18 \cdot 10^{18}$.

Dette viser at søyla og fundamentet er myke i forhold til pelegruppen. Her inngår strengt tatt søylas, fundamentets og pelenes lengde i regnestykket, men dette er ikke

et knutepunkt med momentfordeling på vanlig måte. Det er uansett konservativt å anslå innspenningsgraden for søyla til 0,8. Momentet i bunnen av søyla blir dermed $0,8 \cdot 149 = 119$ MNm.

Søyla kan ha en formfeil (utilsiktet eksentrisitet) på 0,3 % (R762 [6], Tabell 84-1 og Tabell 84-2), og dette blir $0,3/100 \cdot 35\,000 = 105$ mm. Med vertikallast 71 MN får vi 2. ordens moment på $(0,65 + 0,105) \cdot 71 = 12$ MNm, og samlet moment i overgangen søyle/fundament blir $119 + 12 = 131$ MNm.

For fundamentet fordeles dette momentet over søylebredden på 18 m, og ei stripe i fundamentets senter betraktes. Opptredende moment blir $131/18 = 7,3$ MNm/m. Dette er et konsentrert moment i søyleaksen i fundamentets midtsnitt, og det betyr $\pm 3,65$ MNm i midtsnittet.

Summen av momentene fra vertikallast og forskyvning blir ca.

$$5,9 + 3,65 = 9,55 \text{ MNm.}$$

4.3. Pelegruppeberegning

Pelegruppen beregnes med laster fra overbygning: aksialkraft, horisontalkraft fra temperaturutvidelse og horisontalkraft fra vind, samt egenlast av søyle og fundament. Det er ikke regnet på støtlast fra skip. Risiko for skipspåkjørsel må vurderes, og det er ikke gjort i denne rapporten. Hvis Vestfjorden skal beholde status som seilingsled for større fartøy, kreves det at pelegruppene beskyttes mot eventuelle skipsstøt. Teknisk løsning for dette kan innebære en frittstående konstruksjon som ikke er mekanisk koblet til pelegruppa. Kollisjonslasten må tas opp et annet sted enn i pelene. I beregningene av pelegruppa er det antatt at fundamentplata er uendelig stiv. Effekten av at fundamentplata i realiteten ikke er uendelig stiv bør tas hensyn til i detaljprosjekteringen av pelene.

Det er valgt å se på ei pelegruppe med 16 stålrørspeler med dimensjon $\text{Ø}1200$ i 4 rekker med 4 peler i hver rekke, der det er antatt at de ytterste pelene er skrå. Peledimensjonen er stor og beregningene er konservative, og med en mer nøyaktig beregning kan man muligens optimalisere peledimensjonen.

Det er antatt en total beregningsmessig lengde på pelene lik 42 m. Alle beregningene nedenfor er gjort for hånd, og det er forutsatt at søyletoppen er fri.

Det benyttes betong B45 i pelene med E-modul (korttids):

$$E = 30\,000 \text{ MPa} = 3,0 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

Dimensjonerende betongfasthet:

$$f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$$

Laster

Aksialkreftene fra overbygningen fordeles jevnt på alle pelene, og er gitt som

$$N = N_{ovb} + G_{søyle} + G_{fundament}$$

Aksialkraft fra overbygning:

$$N_{ovb} = 71\,000 \text{ kN}$$

Aksialkraft fra egenlast av søyle beregnes fra et gjennomsnittareal av en søyle med hulrom med et ytre tverrsnitt $17 \cdot 3 \text{ m}^2$, veggtykkelse 0,6 m og lengde 35 m. Lastfaktor for egenvekt er satt til 1,35, tettheten til betongen er antatt til 2500 kg/m^3 og tyng akselerasjonen regnes som 10 m/s^2 .

$$G_{søyle} = 1,35 \cdot 17 \cdot 1,2 \cdot 35 \cdot 2500 \cdot 10 = 24\,098 \text{ kN}$$

Aksialkrafta beregnes fra et fundament på størrelsen $24 \cdot 24 \cdot 3 \text{ m}$:

$$G_{fundament} = 1,35 \cdot 24 \cdot 24 \cdot 3 \cdot 2500 \cdot 10 = 58\,320 \text{ kN}$$

Dette gir en total aksialkraft lik

$$N = 71\,000 + 24\,098 + 58\,320 = 153\,418 \text{ kN}$$

Momentet i lengderetning bru i bunnen av søyla er gitt i kapittel 4.1 og er

$$M = 132\,000 \text{ kNm}$$

Moment fra vindlast i tverretning bru:

Vindlasta regnes etter Eurokode 1991-1-4, punkt 8.3.2 [7]:

$$F_w = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x}$$

$$\rho = 1,25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

For Nøtterøy: $v_b = 24 \text{ m/s}$

$$C = C_e C_{f,x} = 2,8 \cdot 1,3 = 3,64$$

$$A_{ref,x} = d_{tot} L = (3 + 1,2) \cdot 130 = 546 \text{ m}^2$$

$$F_w = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 24^2 \cdot 3,64 \cdot 546 = 716 \text{ kN}$$

Moment i bunn av søyle:

$$M_{vind} = 716 \cdot 35 \cdot 0,8 = 20\,160 \text{ kNm}$$

Finner lastvirkninger i ytterste pel ved å fordele momentet som en spenning over lengden av fundamentet og integrerer opp for et areal over ytterste pel (vist i Figur 10):

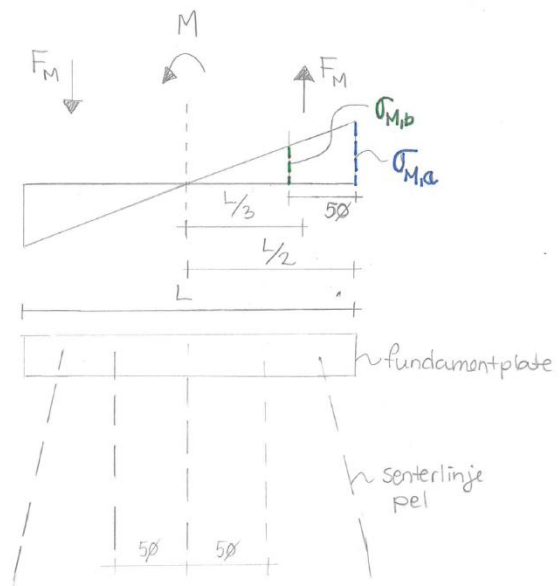
$$M = \frac{2L_l}{3} F_M$$

der F_M er gitt som

$$F_M = \frac{\sigma_{M,a} L_l}{2} \cdot \frac{1}{2}$$

$$\sigma_{M,a} = \frac{6M}{L_l^2} = 6 \cdot \frac{132\,000}{24^2} = 1375 \text{ kN/m}$$

L_l er lengden av fundamentet i lengderetning bru (24 m), og $\sigma_{M,a}$ er spenning per lengdemeter i tverretning.



Figur 10: Spenningsfordeling fra moment

Regner at ytterste pel dekker et fundamentareal på $5\emptyset \cdot 5\emptyset$, hvilket gir følgende last fra momentet:

$$\sigma_{M,b} = \sigma_{M,a} \left(\frac{\frac{L_l}{2} - 5\emptyset}{\frac{L_l}{2}} \right) = 1375 \left(\frac{\frac{24}{2} - 5 \cdot 1,2}{\frac{24}{2}} \right) = 688 \text{ kN/m}$$

$$F_{pel,M} = \left[\sigma_{M,b} + \frac{\sigma_{M,a} - \sigma_{M,b}}{2} \right] \cdot 5\emptyset \cdot \frac{5\emptyset}{L_t} = 2578 \text{ kN}$$

Der L_t er lengden av fundamentet i tverretning (24 m).

På samme måte fås følgende kraft i pel fra momentet i tverretning (M_{vind}):

$$\sigma_{M,a} = 210 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_{M,b} = 105 \text{ kN/m}$$

$$F_{pel,vind} = 394 \text{ kN}$$

Finner trykkraft i pel som følge av total aksialkraft:

$$F_{pel,N} = \frac{N}{n_{pel}} = 9589 \text{ kN}$$

der n_{pel} er antall peler (16 stk).

Momentet virker som trykk på den ene siden og strekk på den andre, hvilket gir følgende maksimale og minimale aksialkrefter i pelene:

$$F_{maks} = F_{pel,N} + F_{pel,M} = 12\,560 \text{ kN} (= N_{Ed})$$

$$F_{min} = F_{pel,N} - F_{pel,M} = 6617 \text{ kN}$$

Skjærkreftene i bunnen av søyla som følge av friksjon i lageret og vindlast er:

$$V_{friksjon} = 4\,260 \text{ kN}$$

$$V_{vind} = 720 \text{ kN}$$

Skjærkrafta gir et moment i pelene. Det antas at pelene er fast innspent i bunnen og i toppen (konservativt). Det antas videre at 25 % av skjærkrafta tas opp av de skrå pelene. Dette gir følgende maksimale moment i pelene:

$$M_{Ed} = 0,75 \cdot \frac{1}{2} \frac{V_{friksjon} L_{pel}}{n_{pel}} + 0,75 \cdot \frac{1}{2} \frac{V_{vind} L_{pel}}{n_{pel}}$$

$$M_{Ed} = 0,75 \cdot \frac{1}{2} \cdot 4260 \cdot \frac{42}{16} + 0,75 \cdot \frac{1}{2} \cdot 720 \cdot \frac{42}{16} = 5611 \text{ kNm}$$

Kapasitetsberegning

Det er her antatt at pelene har en lengde på 42 meter totalt.

Trykkkapasiteten til pelen uten hensyn til knekking beregnes som (regner ikke med kapasitet av stålrøret):

$$N_d = 0,85 f_{cd} A_b = 0,85 \cdot 25,5 \cdot 1,071 = 23,2 \text{ MN}$$

der $f_{cd} = 25,5 \text{ MPa}$ og A_b er arealet av betongen i pelen ($1,071 \text{ m}^2$).

I *pelevedledningen* [8] er det gitt anbefalte reduksjonsfaktorer for en rekke vurderte forhold. Ettersom grunnforholdene ikke er tilstrekkelig undersøkt, velges en reduksjonsfaktor etter forhold som er betegnet som *ugunstige*, og faktoren f_a settes til 0,6. Installert kapasitet blir dermed:

$$N_i = f_a \cdot N_d = 0,6 \cdot 23,2 = 13,9 \text{ MN}$$

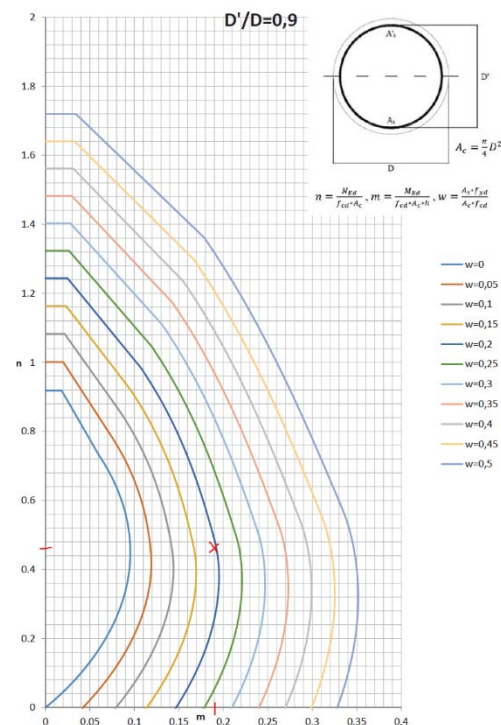
Antar en armeringsoverdekning på 75 mm, som gir et forhold $D'/D = 1,018/1,168 = 0,87$. Benytter m-n-diagram med $D'/D=0,9$. Betongarealet er $1,071 \text{ m}^2$ og det er antatt 2x12 ø25 rundt hver pel, $A_s = 11\,781 \text{ mm}^2$.

$$m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} A_c d} = \frac{5611}{25,5 \cdot 10^3 \cdot 1,071 \cdot 1,093} = 0,19$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} A_c} = \frac{12560}{25,5 \cdot 10^3 \cdot 1,071} = 0,46$$

$$w = \frac{A_s f_{yd}}{A_c f_{cd}} = \frac{11781 \cdot 434}{1,071 \cdot 10^6 \cdot 25,5} = 0,19$$

Av Figur 11 ser en at kapasiteten er ok.



Figur 11: M-N-diagram

Knekningsvurderinger

For å vurdere knekking av en frittstående pelegruppe må en se på tre ulike scenario: lokal knekking av søyle, lokal knekking av pel og global knekking av hele pelegruppen. Fri pelelengde i vann er relativ kort og søyla er lang (12 meter og 35 meter). Det er tidligere antydning at søyle og fundament er relativt myke sammenlignet med pelegruppen. Det er derfor antakelig lokal knekking av søyle eller global knekking av pelegruppen som blir styrende for knekkingsvurderingene. Erfaringsmessig er det ikke problematisk med en 35 meter høy søyle, med en knekkklengde et sted mellom 0,5 L og L. For å gjøre vurderinger av global knekking av søyle og pelegruppe er det viktig å finne riktig stivhet av den romlige pelegruppen. Denne stivheten er avhengig av blant annet jordparametere som ikke foreligger i dag, og knekkingsberegninger bør utføres i neste fase.

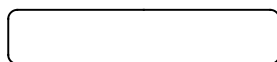
4.4. Dimensjonskontroll

Fundamentet antas å være 3 m høyt, og pelene stikker 0,25 m opp i fundamentet. Strekkarmering med to lag $\emptyset 32 \times 150$ ligger dermed 2,6 m under OK fundament. En tverrsnittsanalyse gir en kapasitet på 11,7 MNm/m, jf. vedlegg B.

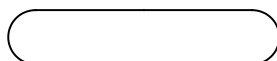
4.5. Foreslått geometri

I beregningene er det valgt fundament høyde 3 m. Dersom kapasiteten, eller eventuelt rissviddekontrollen, viser at dette er knapt, så kan fundamentplata spennarmeres. Høyden kan også økes, men dette må vurderes i lys av hensynet til strømningsforholdene i fjorden og vannutskiftingen i havnebassenget.

I analysen er det antatt rektangulære massive tverrsnitt for søylene. For å lage et mer tiltalende uttrykk, er det vurdert andre søyletverrsnitt. Selv helt rektangulære tverrsnitt får som regel avrundede hjørner. Dette er viktig både for det visuelle uttrykket og for å redusere vindlastene. Rektangel med sirkulære kortsider er også vanlig. For bru over Vestfjorden blir søylas bredde (dimensjon i bruas tverretning) stor. Da vil ei plan flate oppleves som en vegg, mens ei avrundet flate vil gi et mykere uttrykk og mer diffuse overganger lys/skygge. Et ellipsetverrsnitt kan være aktuelt. Siden vi skal ha lagre helt ytterst på kantene vil det imidlertid være hensiktsmessig å justere geometrien noe for å gi litt mer plass på de spisse endene. Helland bruer på E18 er et godt eksempel på dette. Til slutt må det vurderes om tverrsnittet skal utføres hult, som kassetverrsnitt. Dette påvirker altså ikke ytre geometri, men det gir redusert egenvekt, og dermed reduserte krefter på fundament og pelegruppe. Det er essensielt, men utførelsen blir noe mer omstendelig. I beregning av egenlast av søyle forutsettes det at tverrsnittet er hult.



Rektangulært tverrsnitt



Sirkulære kortsider



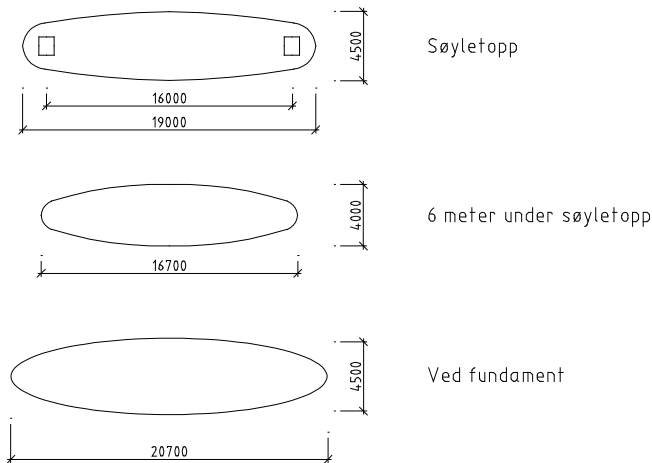
Elliptisk tverrsnitt

Figur 12: Mulige søyletverrsnitt

Søyletoppen, de øverste 2-3 meter, må uansett være massiv av hensyn til kreftene fra lagrene. Søyletoppen må også spennes opp i bruas tverretning for å ivareta randstrekket mellom lagrene.

Søylas dimensjoner utvides litt i toppen for å gi god plass til lagrene og til armeringen under lagrene. De utvides også i nedre del for å ta de økte momentene og for å fordele lasta bedre ned på fundamentplata. Rent estetisk ser det også riktig ut at søylene blir litt kraftigere i nedre del.

Foreslått tverrsnitt er vist i Figur 13 nedenfor.



Figur 13: Foreslått søyleverrsnitt

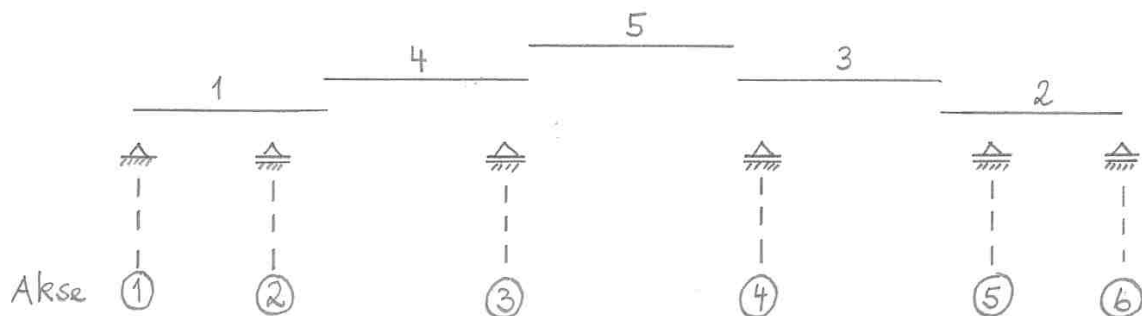
Beregning av pelegruppen viser at det trengs 16 peler (4 x 4) per pelegruppe. Peledimensjon er Ø1200, og platetykkelsen på stålrøret er 16 mm. I kostnadsoverslaget er det antatt en gjennomsnittlig pelelengde på 65 m.

Når gjennomsnittlig pelelengde er 65 m, blir total pelelengde: $16 \cdot 4 \cdot 65 = 4\,160$ m.

5. Montasje- og byggetilstand

Arbeidene innledes med landkar og søyle på land, samtidig som pelearbeidene i sjøen forberedes. Når pelene i én akse er rammet, kan arbeidet med fundament innledes. Når ett fundament er ferdig, kan søylestøp innledes. Dermed kan pelearbeider og støp av fundamenter og søyler i stor grad utføres samtidig. Søylene kan vurderes utført som glidestøp, men dette avhenger også av om søylene skal være massive eller med kassetverrsnitt.

En oppdeling av stålkonstruksjonen i fem like lange og tilnærmet like tunge deler, lar seg sannsynligvis montere som vist i Figur 14 nedenfor.



Figur 14: Montasje av bjelkeelement i stål

Elementene får følgende stålvekter basert på idealisert tverrsnitt og lineær interpolasjon mellom felt og støtter av de valgte tverrsnittdimensjonene:

Elementene 1 og 2:	880 tonn
Elementene 3 og 4:	846 tonn
Element 5:	807 tonn

Moment over støtte i akse 3 (eller 4) og feltmoment for bjelkeelement 5 beregnes fra egenlast stål som en sum av statisk bestemte verdier. Over støtte i akse 3 (eller 4) blir dette som følger.

Støttemoment på utkrager av element 4: 8 521 kNm

Kraft fra element 5 på utkrager av element 4: $807,373 \cdot 9,81 / 2 = \underline{3\,960\text{ kN}}$

Bidrag til støttemoment på utkrager fra element 5: $3\,960 \cdot 15 = \underline{59\,402\text{ kNm}}$

Tilsvarende beregnes feltmomentet i element 5 til: 93 151 kNm

Lastvirkningene fra utstøping av betongdekket bør gjøres som skissert i referanse [1], (Figur 14). Denne litt omstendelige beregningen forenkles ved å påføre egenlasten fra betongdekket, slitelag, rekkverk o.a. på det statiske systemet vist i Figur 2. Den jevnt fordelte egenlasten beregnes som

$$25,0 \cdot 24,0 \cdot 0,400 + 2,5 + 0,5 \cdot 9,81 = 240 + 2,5 + 4,9 = 247,4 \text{ kN/m}$$

Dette gir følgende momentverdier over støtte og i felt:

Over støtte:	332 241 kNm
I felt:	190 398 kNm

Trafikklasten er som tidligere, og dimensjonerende momentverdier i bruddgrensetilstand estimeres til:

$$M_o = (8\,521 + 59\,402 + 332\,241) \cdot 1,35 + 98\,107 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 633\,000 \text{ kNm}$$

$$M_u = (93\,151 + 190\,398) \cdot 1,35 + 88\,491 \cdot 0,7 \cdot 1,35 = 466\,000 \text{ kNm}$$

Disse to dimensjonerende momentverdiene kan grovt sett sammenlignes med

$$M_o = 747\,000 \text{ kNm}$$

$$M_u = 455\,000 \text{ kNm}$$

Oppsummering: Beregningen vist ovenfor gir moment i felt som stemmer overens med tidligere beregninger. Den beregnede verdien på 466 000 kNm vil reduseres noe dersom man tar hensyn til at trafikklasten virker på hele samvirketverrsnittet av betong og stål. På den annen side vil lastvirkningen for moment over støtte øke fordi bidraget fra armeringen ikke er virksomt. Det idealiserte tverrsnittet vist i Figur 7 har tilstrekkelig store dimensjoner, og dette er et godt nok utgangspunkt for videre detaljering og beregning av materialmengder i et kostnadsoverslag.

De fem viste brubjelkeelementene med lengde 100 m er kanskje i overkant store for løfting med flytekran. Av hensyn til fleksibel utførelse og kostnader vil det sannsynligvis være en fordel å begrense løft med flytekran til 800 tonn. Dette er kanskje mulig å oppnå med en videre detaljering av dette konseptet. Ellers kan en løsning være å velge to enkle kasser (med to steg) i stedet for den brede kassen med fire steg.

6. Kostnadsoverslag

Overslaget på entreprisekostnad for bru over Vestfjorden er vist nedenfor.

Element		Mengde	Enhet	Enhetspris	Sum
Grunnarbeider			RS		3 000 000
Landkar		2	stk	2 000 000	4 000 000
Akse 6 (og evt.1)	Fundamenter B45	200	m ³	10 000	2 000 000
	Søyler B45	813	m ³	10 000	8 125 000
Akser 2-5	Peler Ø1200	4 160	m	20 000	83 200 000
	Fundamenter	7 000	m ³	15 000	105 000 000
	Søyler B45	3 250	m ³	15 000	48 750 000
Overbygning	Konstruksjonsstål S355	4 859	tonn	40 000	194 360 000
	Plasstøpt betong B45	5 500	m ³	15 000	82 500 000
Utstyr	Membran/slitelag veg	8 500	m ²	1 000	8 500 000
	Membran/slitelag g/s-veg	3 400	m ²	500	1 700 000
	Rekkverk	2 350	m	5 000	11 750 000
	Brulager	14	stk	75 000	1 050 000
	Fuger	24	m	75 000	1 800 000
	Belysning og elektro		RS		5 000 000
	Drenering		RS		1 000 000
Sum inkl. rigg					561 735 000
Uforutsett		15	%		84 260 250
Entreprisekostnad uten mva.					645 995 250

Dette gir en estimert entreprisekostnad på 650 MNOK.

7. Estetikk og tilpasninger

En samvirkekonstruksjon som vist i denne rapporten, må kunne sies å minimere de visuelle inntrykkene som et brutårn vil gi. Ei lav bru med underliggende bæring vil i stor grad bare være synlig for de som ferdes over eller under brua.

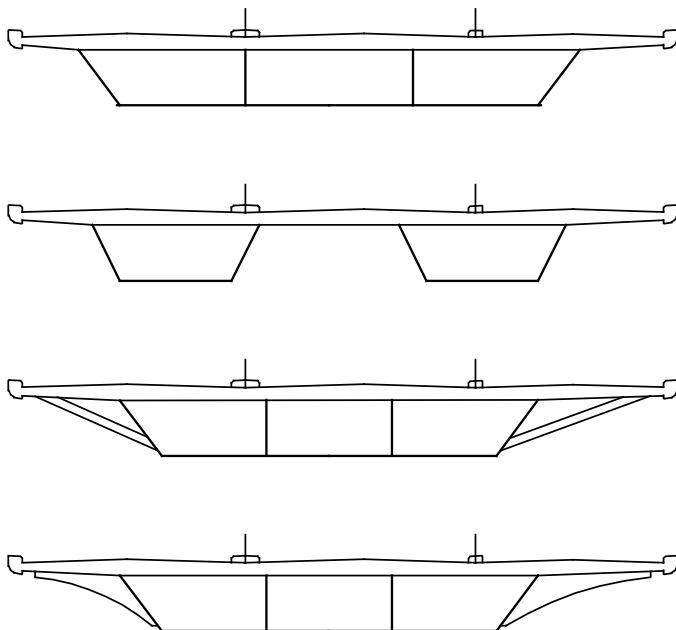
Noen tilpasninger kan være naturlige som konsekvens av optimalisering i senere faser av prosjektet. Andre formgivningsmessige tiltak kan være aktuelle hvis man ønsker et endret visuelt uttrykk. Generelt kan det sies at spesielle løsninger, som gir konstruksjonen et mer særpreget uttrykk, som regel også fører til økte kostnader.

Muligheten for å dele kassen i to for å sikre en mer fleksibel montering er nevnt. Dette vil kanskje betraktes som en mer estetisk løsning.

Et annet eksempel på alternativ utforming kan være å benytte stag eller skiver til å bære lastene på yttersidene av brukassa, se Figur 15. Dette vil gi en form for ribbe-effekt langs brua. Disse stagene/skivene kan igjen markeres ytterligere om de velges i en annen farge enn resten av bruoverbygningen. Eventuelt kan brukassen i sin helhet markeres i en kontrastfarge. I så fall kan også ytterrekkeverket på brua gis samme farge.

Lyssetting er en annen effekt som vil kunne gi brua et visuelt særpreg. Dette kan løses på mange måter. Blant annet kan underliggende lyssetting av bruas overbygning gi brua et svevende uttrykk.

Vedlegg C viser bruprosjekter, hvor noen av disse effektene er benyttet.



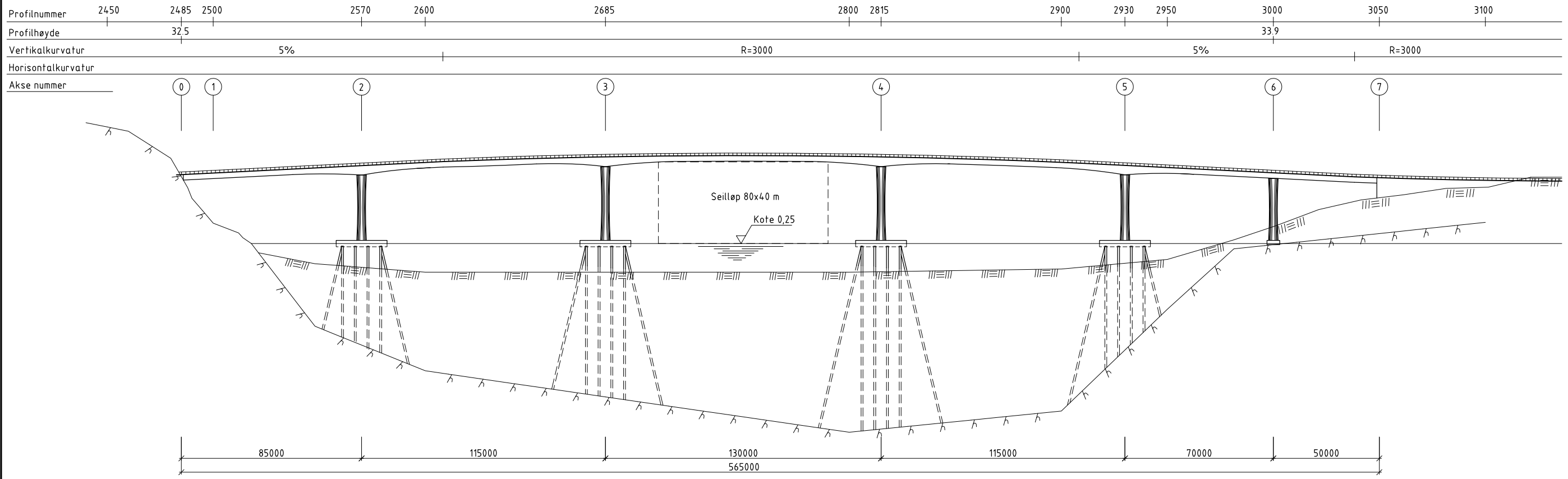
Figur 15: Alternativer for stål-kassen

Referanser

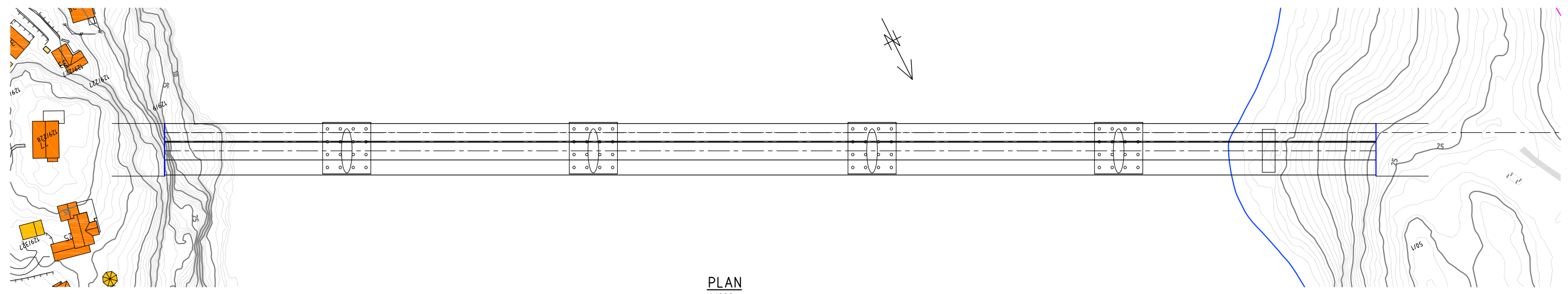
- [1] Bypakke Tønsberg-regionen Bru over Vestfjorden til Nøtterøy – bruplanlegging Bru-utviklingskontoret i Vegdirektoratet, 2. august 2019
- [2] Statens vegvesens håndbok N400 *Bruprosjektering* (2015)
- [3] Norsk Standard NS-EN 1991-2:2003+NA:2010
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklast på bruer
- [4] Norsk Standard NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016
Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [5] Brutus versjon 4.5.4
- [6] Statens vegvesens håndbok R762 Prosesskode 2
Standard beskrivelse for bruer og kaier (2018)
- [7] Norsk Standard NS-EN 1991-2:2003+NA:2010
Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 4: Vindlaster
- [8] Peleveiledningen 2012
Den norske pelekomité, Norsk Geoteknisk Forening

Vedlegg A – Oversiktstegning

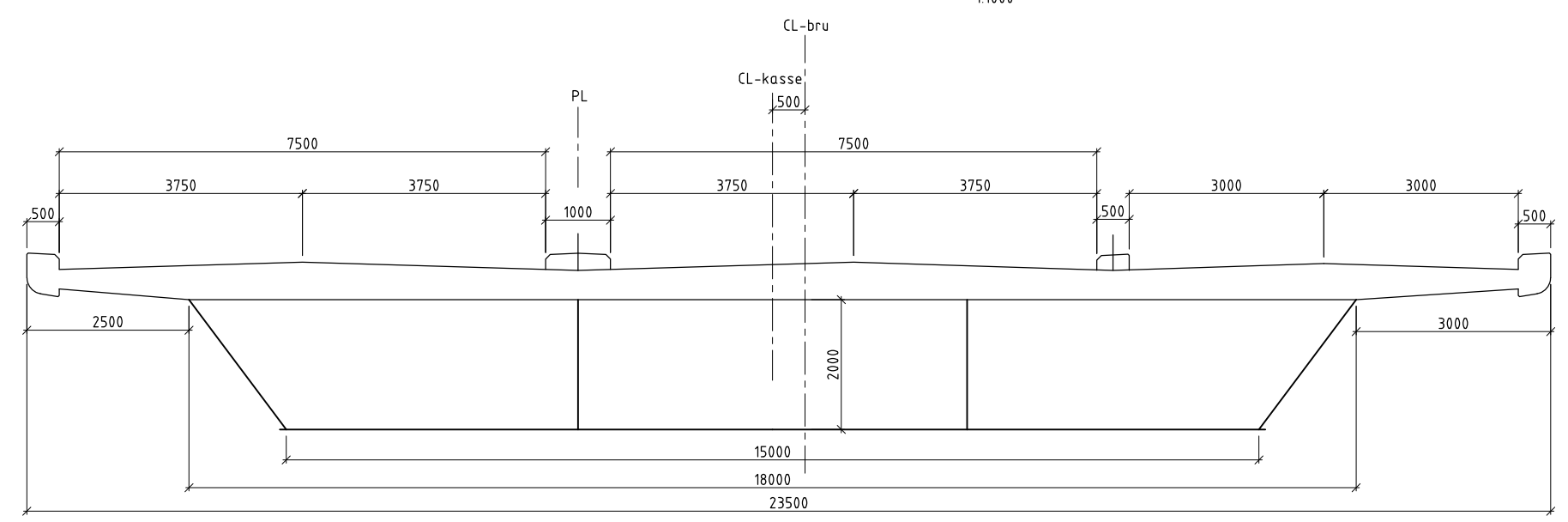
Ei oversiktstegning med typisk tverrsnitt i feltmidte er vist på neste side.



OPPRISS
1:1000



PLAN
1:1000

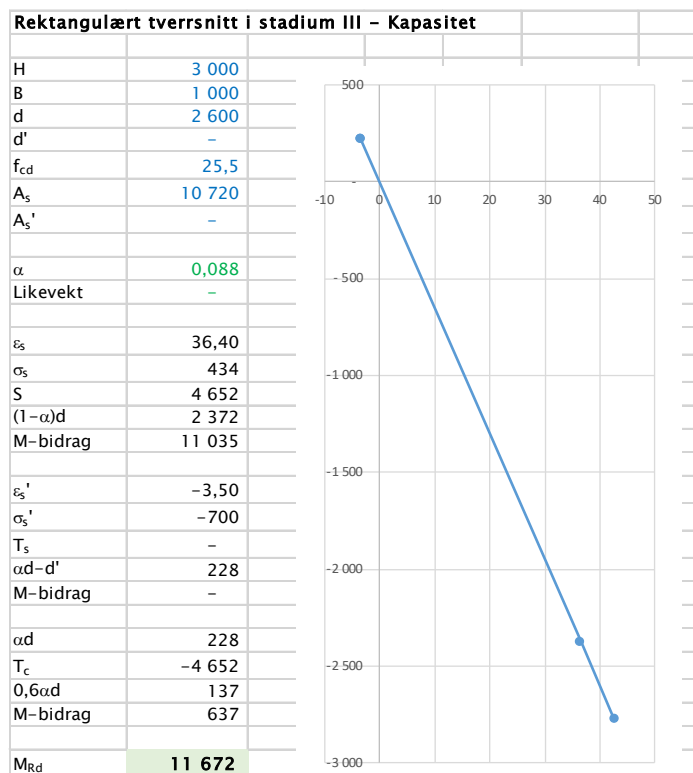


TYPISK TVERRSNITT I FELT
1:50

Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb.	Kontr.	Godkjent	Rev. dato
		Arkivref.			
		Tegningsdato 30.08.2019			
		Bestiller			
		Produsert for			
		Vegdirektoratet, Bruseksjonen			
		Prosjektnummer			
		PROJ-nummer			
		Arkivreferanse			
		Byggeværksnummer			
		Målestokk A1 1:1000, 1:50			
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsboksnavn	K100
ingerj	elispi	bjaris			

Vedlegg B – Dimensjonskontroll av fundamentplata

Enkel kapasitetskontroll av fundamentplate med moment er vist nedenfor.



Vedlegg C – Inspirasjon



Figur 16: 15-1631 Dromnessundbrua [5]



Figur 17: 10-1679 Flekkefjord bybru [5]



Figur 18: 17-1422 Grongbrua [5]



Figur 19: 12-3290 Nonnekloppen [5]



Figur 20: 17-1420 Langnesbrua [5]



Figur 21: 17-1465 Tindbrua [5]



Figur 22: 02-1810 Minnesund [5]