



Møre og Romsdal
fylkeskommune

 **AAS-JAKOBSEN**



SØRSUNDBRUA, SKISSEPROSJEKT

DEL B, FORSTERKNING AV TÅRN OG FUNDAMENT MOT VIND OG SKIPSSTØT

Revisjon: 1

Dato: 27.02.2024

AAJ Prosjekt: 12413-9

12413-9-2 Skisseprosjekt del B, 15-1433 Sørsundbrua 2024

Dokumentet er utarbeidet av Aas-Jakobsen AS.

Opphavsretten tilhører Aas-Jakobsen AS, og dokumentet skal ikke benyttes til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag, og kan ikke reproduseres, endres eller leveres til tredjemann uten Aas-Jakobsen AS sitt samtykke.



Foto 0-1 Fundament A9 sett mot Kristiansund havn

Revisjonshistorikk

Rev.nr.	Dato	Beskrivelse av revisjon	Utarbeidet	Kontroll	Godkjent
0	14.02.24	Utsending høringsutkast	SFE	GAB	SFE
1	27.02.24	Kommentarer fra MRFK er innarbeidet	SFE	GAB	SFE

Sammendrag

Aas-Jakobsen AS har på oppdrag fra Møre og Romsdal fylkeskommune (MRFK) ved Bruforvalter Ingrid Anne Lervik utført hovedinspeksjon og spesialinspeksjon over vann av bru nr. 15-1433 Sørsundbrua. Brua er viktig for Kristiansund da det er eneste veiforbindelse til øya og bydelen Innlandet. Videre er det utført en klassifiseringsberegning og en kapasitetskontroll for Bk 10/50. Hovedinspeksjonen tydeliggjorde tidligere rapporterte problemer forbundet med at midtspennet, som har fuge i midten, har deformert seg nedover. Deformasjonene har resultert i knusningsskader ved fuge. Klassifiseringsberegningen utført i 2022 påviste at det var manglende kapasitet i tårnfot og hovedfundamenter for de lastene som ble benyttet da. Det er bakgrunnen for dette skisseprosjektet som har 2 hoveddeler: A) Tiltak for å stoppe eller reversere deformasjonen i midtspenn, **B) Tiltak for å forsterke tårnfot og hovedfundamenter** for laster som er mer stedstilpasset enn i første beregning. Bare del B) behandles i denne rapporten.

Brua ble åpnet for trafikk i 1963. I årene 1998 og 2005 ble brukassen og viaduktspenn forsterket for å tåle Bruksklasse Bk 10/50-last. I 2022 har Aas-Jakobsen AS utført bæreevneklassifisering på nytt uten at det er tatt hensyn til skadene på brua. Bruoverbygningen i hovedspenna tåler Bk 10/50, men nedbøyningen i midtspenn gir følgeskader og geometri som er kritisk. Denne problemstillingen med tiltak behandles i Skisseprosjekt Del A. Det som også kom fram, er at nedre del av tårn samt hovedfundamenter er underdimensjonert mot maksimal vind på brustedet. Vindlasten har også øket etter heving av rekkverk og påføring av brøytetetting på deler av rekkverket. Det er planer om økt omfang av brøytetetting, og virkningen er innarbeidet i nye vindlaster som benyttes ved forsterkning av tårna i dette skisseprosjektets Del B.

Det ble i forrige fase oppdaget at hovedfundamentene ikke har blitt dimensjonert for skipspåkjørsel som en mulig ulykkeslast. Videre ble det ut fra tegningsgrunnlaget vurdert at kapasiteten for å tåle skipspåkjørsel var minimal, og vesentlig mindre enn for sammenlignbare brukryssinger, samt en dialogrunde med MRFK og Vegdirektoratet, er det valgt å benytte en dimensjonerende støtkraft på 40 MN som angriper i nivå 1.3m under HAT. Dette er samme støtkraft som er benyttet på nylig utført forsterkningsprosjekt for et hovedfundament på Måløybrua.

Skader uk bruplate, kantdrager, uk lysmastkonsoller og tårn i akse 8 og 9 samt andre skader må det også tas tak i, men de behandles ikke i dette skisseprosjektet.

Tiltakspakken i Del B er kostnadsberegnet til ca **75 mill.kr** med de spesifikasjoner som er angitt i kap.7.



Foto 0-2 Innseiling i Sørsundet fra vest

Innhold

Sammendrag	3
Innhold.....	4
1. Innledning.....	6
2. Grunnlagsdata	7
2.1. Beskrivelse av brua	7
2.2. Tilgjengelig dokumentasjon/ historikk.....	13
2.3. Lokaliseringssystem	14
3. Prosjekteringsforutsetninger.....	15
3.1. Levetid/Brukstid.....	15
3.2. Havnivå og dimensjonerende vannstand	15
3.3. Grunnforhold.....	16
3.4. Vindlast.....	17
3.5. Skipsstøt	19
3.5.1. DNV-RP-C204.....	19
3.5.2. NS-EN 1991-1-7	20
3.5.3. Skipsleia, opprinnelig.....	21
3.5.4. Måløybrua	22
3.5.5. Andre bidragsytere	22
3.5.6. Konklusjon skipsstøtkraft.....	24
4. Forsterkning av tårn.....	25
4.1. Beskrivelse av tiltak.....	25
4.2. Krefter og dimensjonering tårn	26
4.2.1. 4.2.1 Dimensjonerende krefter i tårnfot.....	26
4.2.2. 4.2.2 Historisk utvikling av vindmoment	26
4.2.3. Dimensjonering tårn	27
5. Forsterkning av fundament	28
5.1. Beskrivelse av tiltak.....	28
5.1.1. Fundament akse 8	28
5.1.2. Fundament akse 9	28
5.1.3. Alternative løsninger	28
5.2. Krefter og dimensjonering fundament akse 8 og 9	30
5.2.1. Dimensjonerende krefter akse 8.....	30
5.2.2. Dimensjonerende krefter akse 9	30
5.2.3. Dimensjonering fundament	30

6. Kostnadsestimat	32
7. Kildeliste	35
Vedlegg 1 Analyserapport.....	1
Vedlegg 2 Dimensjoneringsrapport.....	2
Vedlegg 3 Nye tegninger	3
Vedlegg 4 Gamle tegninger	4
Vedlegg 5 Epost fra havnekaptein i Kristiansund havn.....	5



Foto 0-3 Fra nord mot akse 9 og Innlandet

1. Innledning

Aas-Jakobsen AS har på oppdrag fra Møre og Romsdal fylkeskommune (MRFK) ved Bruforvalter Ingrid Anne Lervik utført hovedinspeksjon og spesialinspeksjon over vann av bru nr. 15-1433 Sørsundbrua [1]. Brua er viktig for Kristiansund da det er eneste veiforbindelse til øya Innlandet. Videre er det utført en klassifiseringsberegning og kapasitetskontroll for Bk 10/50 [2]. Hovedinspeksjonen tydeliggjorde tidligere rapporterte problemer forbundet med at midtspennet, som har fuge i midten, har deformert seg nedover. Deformasjonene har resultert i knusingsskader ved fuge. Klassifiseringsberegningen utført i 2022 påviste at det var manglende kapasitet i tårnfot og hovedfundamenter for de lastene som ble benyttet. Det er bakgrunnen for dette skisseprosjektet som har 2 hoveddeler: A) Tiltak for å stoppe eller reversere deformasjonen i midtspenn, B) Tiltak for å forsterke tårnfot og hovedfundamenter for mer stedstilpassede laster. Bare del B) behandles i denne rapporten.

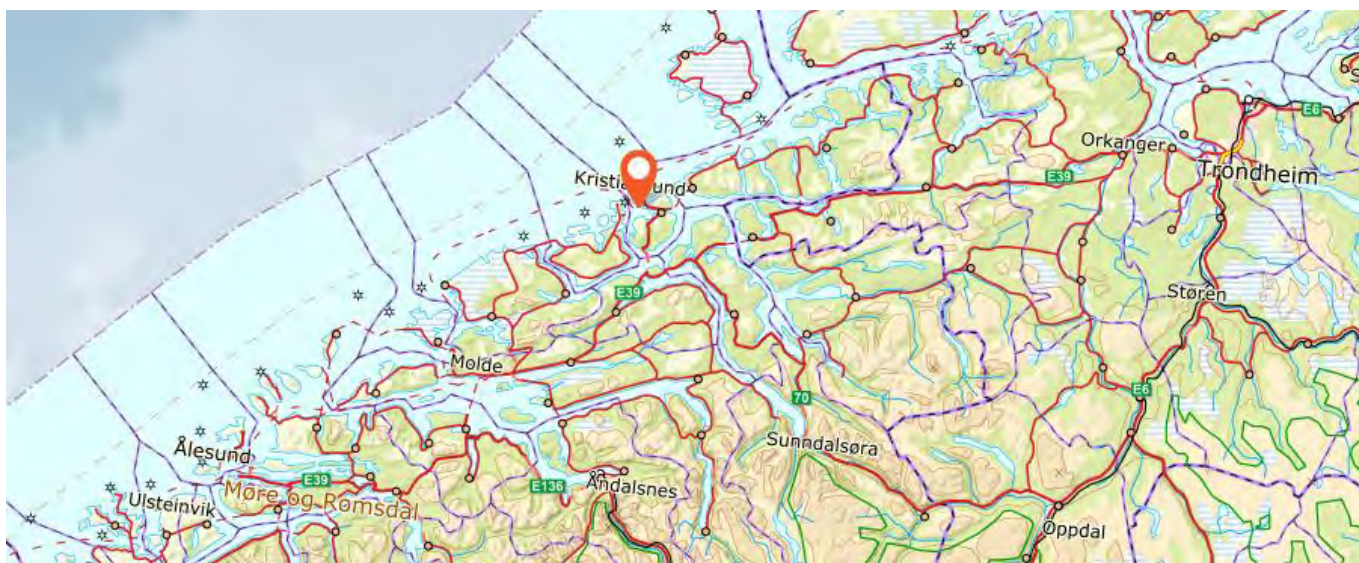


Foto 1-1 Viser brua plassert på Norgeskartet.

Originaltegningene viser til akser 0-19 som starter i nord med landkar i akse 0, mens det i forvaltningsprogrammet Brutus og i rapporten fra spesialinspeksjon [1] er det benyttet aksebetegnelse 1-20 med start i nord med landkar i akse 1. Vi opererer i dette skisseprosjektet med aksene 0-19 som på originaltegningene, og som også benyttes i rapporten fra klassifisering [2]. Akse 19 er skivesøyle inntil landkar sør som ikke har fått eget aksenummer.

Brua ble åpnet for trafikk i 1963. I årene 1998 og 2005 ble brukassen og viaduktspenn forsterket for å tåle Bruksklasse Bk 10/50-last. I 2022 har Aas-Jakobsen AS utført bæreevneklassifisering på nytt uten at det er tatt hensyn til skadene på brua. Bruoverbygningen i hovedspenna tåler i seg selv Bk 10/50, men nedbøyningen i midtspenn gir følgeskader og en geometri på kjørebanelen som er uholdbar for biltrafikken.

Det ble i forrige fase oppdaget at hovedfundamentene ikke har blitt dimensjonert for skipspåkjørsel som en mulig ulykkeslast. Videre ble det ut fra tegningsgrunnlaget vurdert at kapasiteten for å tåle skipspåkjørsel var minimal og vesentlig mindre enn for sammenlignbare bruer langs hurtigruteleia. Etter en vurdering av risikoanalyser og kartlegging av støtkrefter benyttet i sammenlignbare brukryssinger, samt en dialogrunde med MRFK og Vegdirektoratet, er det valgt å benytte en dimensjonerende støtkraft på 40 MN som angriper i nivå 1.3m under HAT. Dette er samme støtkraft som er benyttet på nylig utført forsterkningsprosjekt for et hovedfundament på Måløybrua. Del B av dette skisseprosjektet omhandler forsterkninger av tårn og hovedfundamenter som er nødvendige for å tåle valgt støtkraft fra skip, og for å tåle økte vindlaste.

Dette skisseprosjektet er laget av siv.ing Stein Fergestad, siv.ing Georg Bugge og siv.ing Marius Eek.

2. Grunnlagsdata

2.1. Beskrivelse av brua

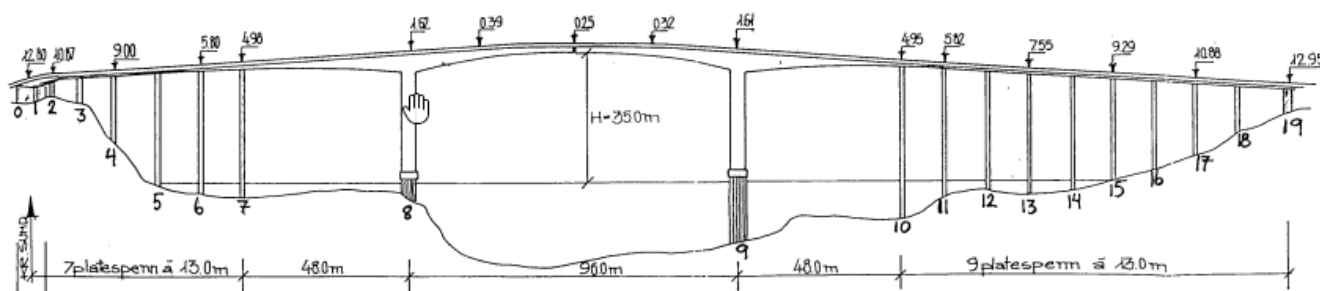


Foto 2-1 Viser brua med plassering over Sørsundet.

15-1433 Sørsundbrua er ei 400 meter lang bru som krysser Sørsundet i Kristiansund, opprinnelig prosjektert av Aas-Jakobsen. Brua er sentral i Kristiansund sentrum ved at den knytter øya Innlandet med Kirklandet. Brua ligger på fylkesveg 6242 og har en ÅDT på 2744. Det er ingen mulighet for omkjøring.

Brua stod ferdig til åpning i 1963 etter litt over to års byggetid, og er bygget som fritt frambygg (FFB) over hovedspenn med fuge (rotasjonsledd som bare tar skjærkrefter) midt i spennet og platebru i sidespenn, senere forsterket med stålbjelker. Brua er en av de tidligste FFB-bruene i Norge. Den har en lukket kasse fra tårn og utover, men har en «åpen» kasse med utsparinger i undergurten på den ytre halvparten av de 4 kragarmene.

Hovedspennet med FFB er 100,0m, mens begge sidespenn er 50,0m. Figuren under viser lysåpning mellom tårn/søylar. Samtlige viaduktspenn er 13,0m. Viaduktstøylene er høye og slanke, med høyder oppimot 47,0m. FFB-tårn er mer robuste, men også de er svært høye med høyde 41m og 53m inkl. fundamentet. Brua er i sin helhet fundamentert direkte på berg i alle akser.



Figur 2-1 Oppriss av brua, nordside til vestre. Original akseinndeling i uk, benyttes også i dette skisseprosjektet.

Tårnene i akse 8 og 9 er utført som et kassetvernsnitt med $B \times H = 5.4\text{m} \times 4.0\text{m}$. Kortveggen har en sliss som fører til varierende veggtykkelse 650mm-180mm, mens langveggen har tykkelse 300mm. Tårnene er slakkarmert med $\varnothing 16\text{c}150$. Tårnene er i dag fundamentert på 4 stk massive betongpilarer á $2 \times 2\text{m}$. Mellom tårn og betongpilarer er det en fenderplate med $B \times L \times T = 9 \times 6.5 \times 1.75\text{m}$. I den videre tekst omtales alt under tårnet som fundament, dvs fenderplate og betongpilarer.

På de opprinnelige byggetegningene er dybder og kotehøyder angitt ut fra sjøkartnull. Justert til landkartnull (NN2000) står fundamentet i akse 8 på berg på ca kt. -7 til -8, i et område med skrånende terreng. I akse 9 står fundamentet på berg på ca kt. -19. Pilarene er lengdearmert med $4-8\varnothing 26$. I akse 8 har pilarene ingen strekkforankring til berg, mens akse 9 er strekkforankret med $8\varnothing 26$ korte bergbolter i hver pilar.

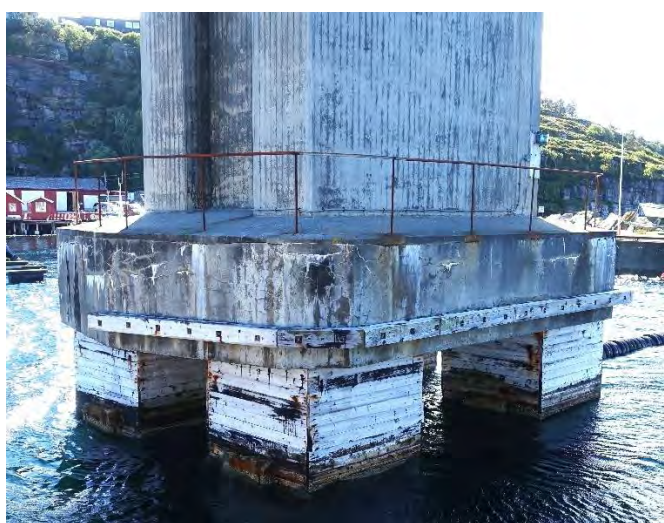


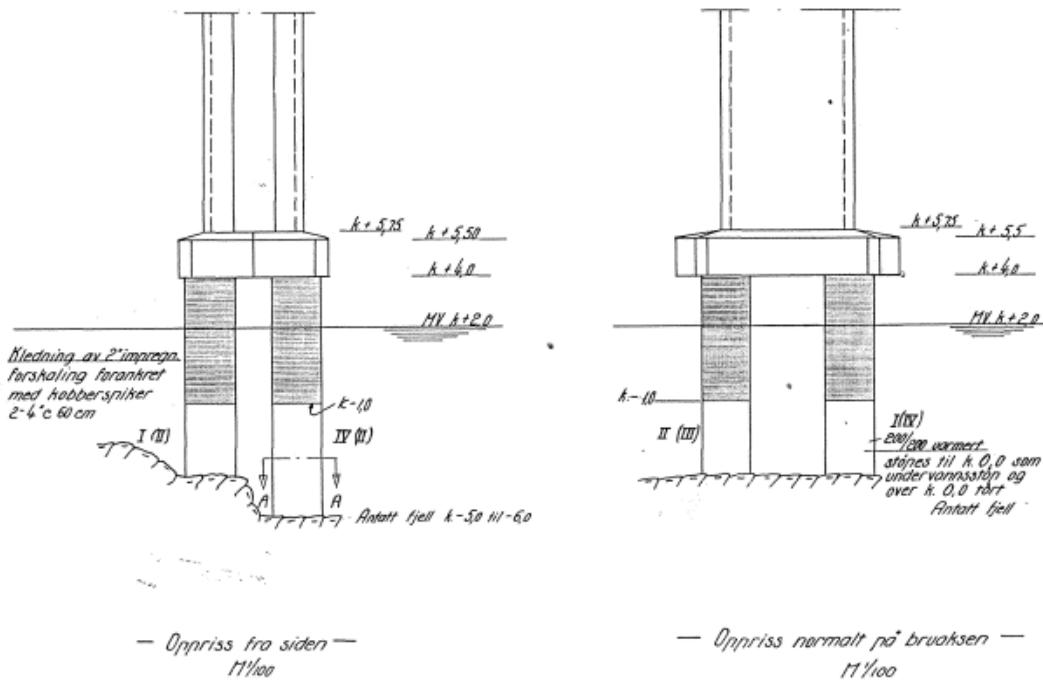
Foto 2-2 Fundament A9 fra nordøst



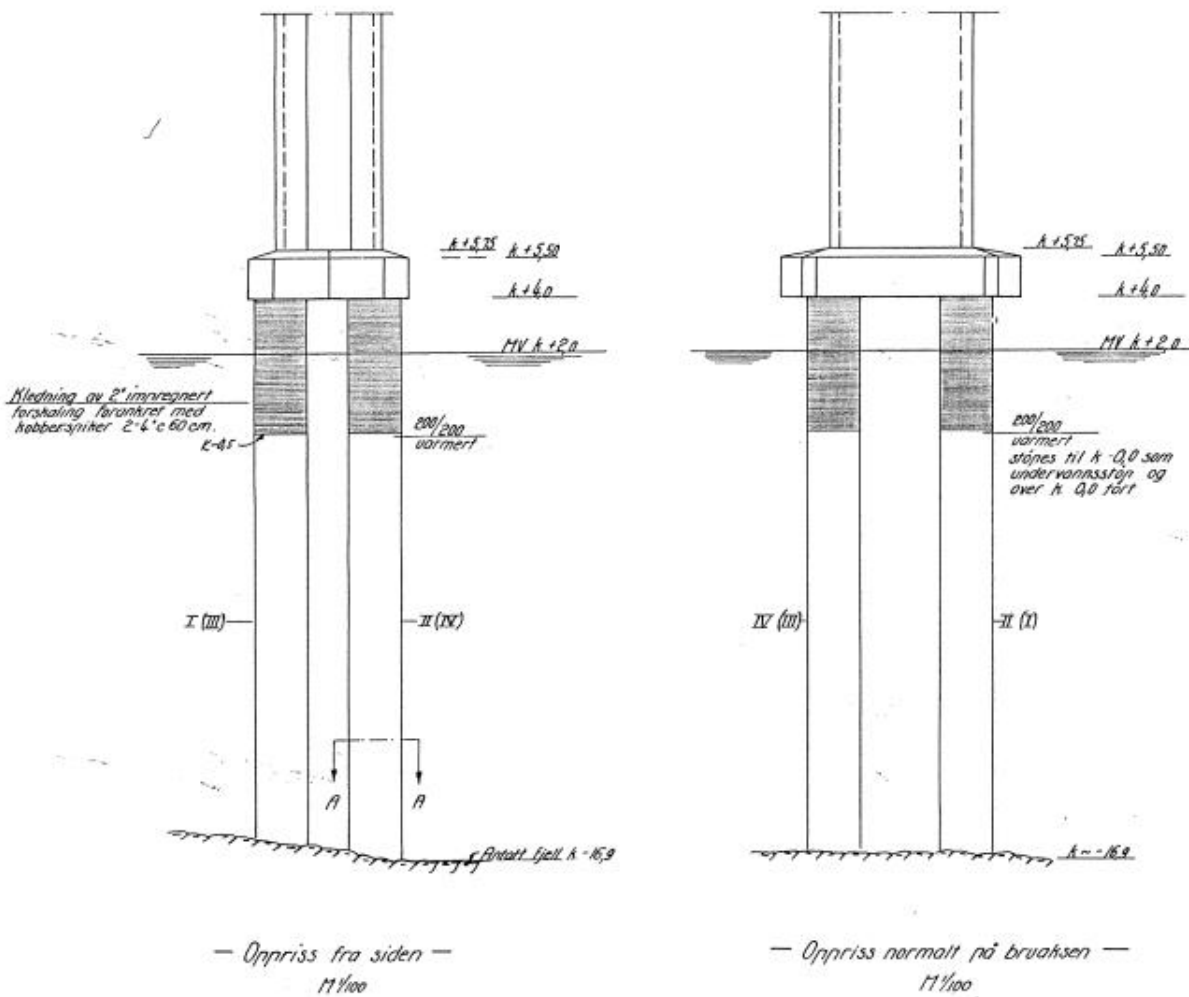
Foto 2-3 Fundament A9 fra øst



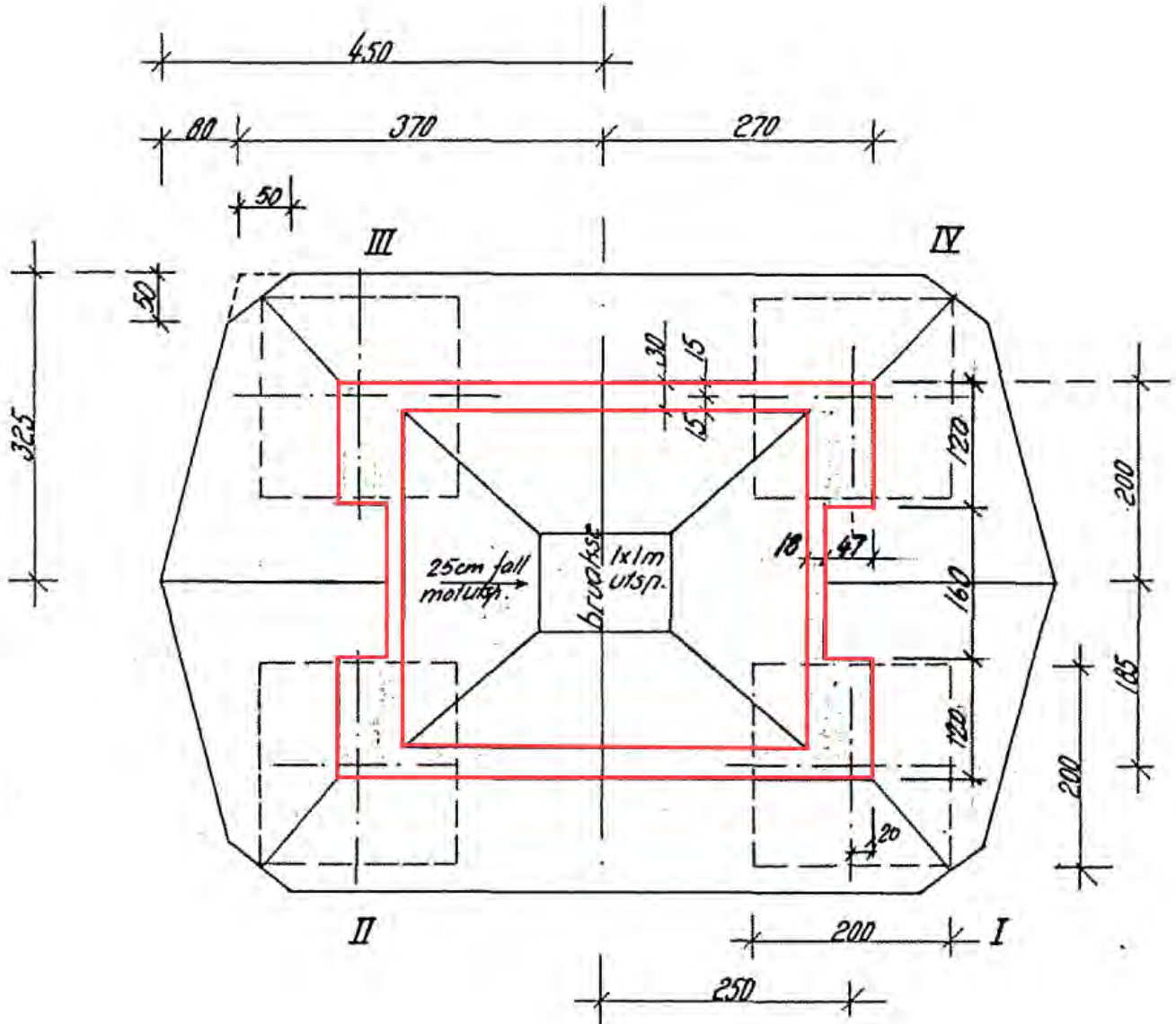
Foto 2-4 Fundament A8 fra nordvest



Figur 2-2 Oppriss eksisterende tårnfundament akse 8.

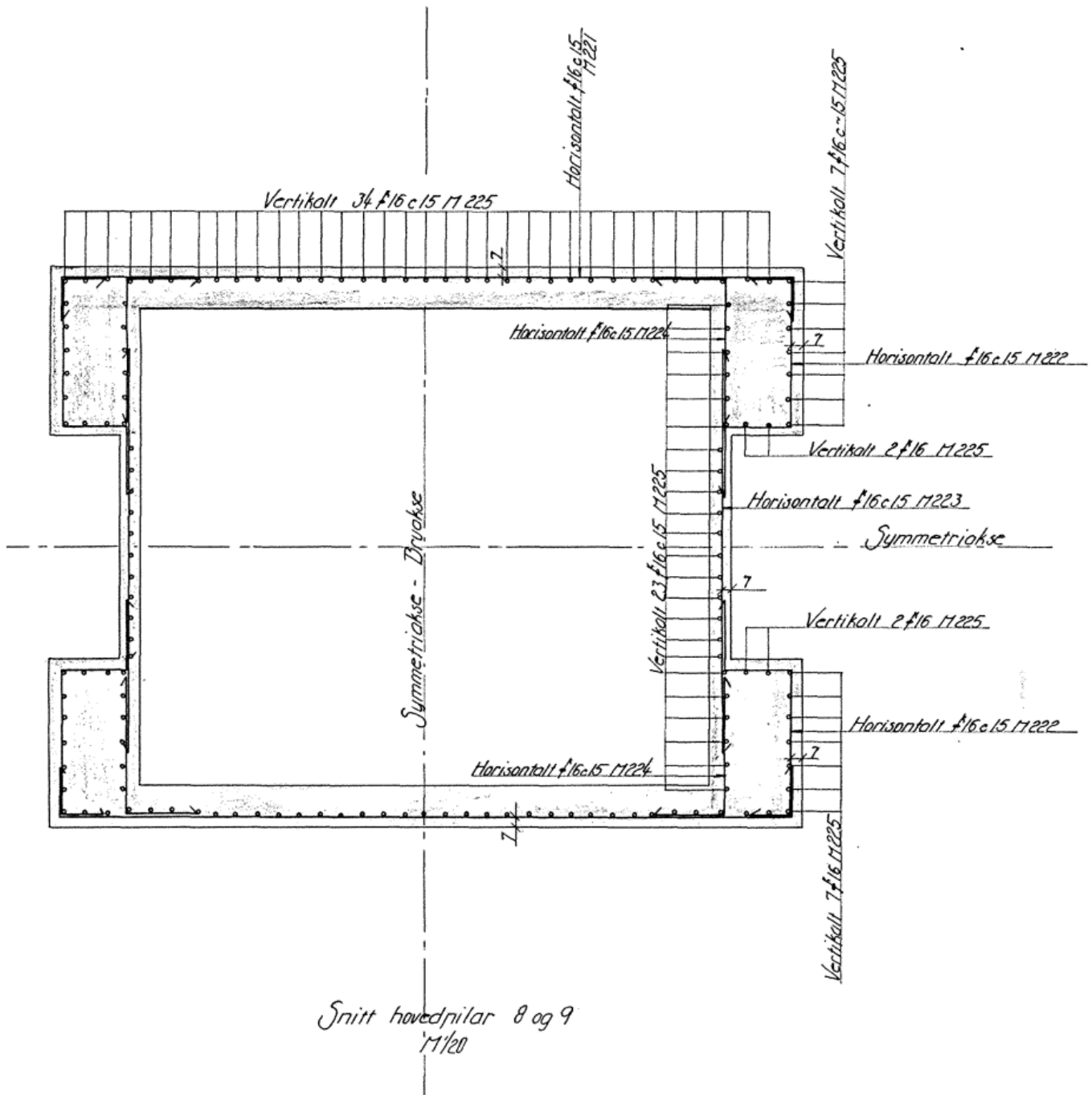


Figur 2-3 Oppriss eksisterende tårnfundament akse 9.



— Plansnitt —
M/50

Figur 2-4 Snitt av eksisterende tårn/fundament i akse 8 og 9. Tårntverrsnitt uthevet i rødt.



Figur 2-5 Armering eksisterende tårn i akse 8 og 9.

Brua er opprinnelig beregnet etter lastklasse SVV 2/58, og den er tidligere beregnet til å tåle bruksklasse Bk10/50-last. Aas-Jakobsen utførte i 2022 ny klassifisering av brua, som bekreftet at brua har kapasitet for bruksklasse Bk10/50 [2]. Samtidig konkluderte rapporten fra 2022 med at tårnene og tårnfundamentene med 4 betongpilarer ikke har tilstrekkelig kapasitet mot vindkrefter. Det ble også pekt på at kapasiteten for skipsstøt er neglisjerbar.

Historikk, kapasitet og tiltak knyttet til overbygningen er beskrevet utførlig i rapport 12413-9-1 Del A, Tiltak mot nedbøying i hovedspenn [3], og er i liten grad gjentatt her.



Foto 2-5 Brua i 2022, ser akse 0 i nord og akse 19 i sør.



Foto 2-6 Brua i 1972. Endringen under viadukt i nord.



Foto 2-7 Viser brua i 1964, ett år etter åpning.

2.2. Tilgjengelig dokumentasjon/ historikk

Komplett gjennomgang av dokumentasjon og historikk for brua er vist i Del A. Innhold som har relevans for underbygning er gjentatt her.

Aas-Jakobsen AS prosjekterte brua i perioden 1960-62. I vårt eget bruarkiv har vi funnet omfattende arkivmateriale fra byggetida, som er gjennomgått. Brubygging ble påbegynt våren 1961. Alle opprinnelige tegninger fra ferdigstillelsen av brua i 1963 mottok vi også av fylkeskommunen i tillegg til tegninger fra forsterkningene som er utført på brua. Opprinnelige beregninger lå i vårt arkiv.

Pilar akse 6 ble påkjørt med båt og skadet i 1963, men reparert etter ny tegning samme år. I dag står denne pilaren på land etter at området er fylt ut med steinmasser. Se foto fra 1964 og 1972 på forrige side.



Foto 2-8 Viser påkjørsel av pilar A6 rett etter åpning av brua i 1963.

Fra arkivet til Aas-Jakobsen AS er det gjengitt følgende av informasjon om brua i skrevet «Kontroll under oppførelse».

Stort sett kan en si at det ble benyttet tre betongtyper:

1. B-450 for fritt frambygget
2. B-350 for øvrige overvannskonstruksjoner
3. B-350 for undervannskonstruksjonene

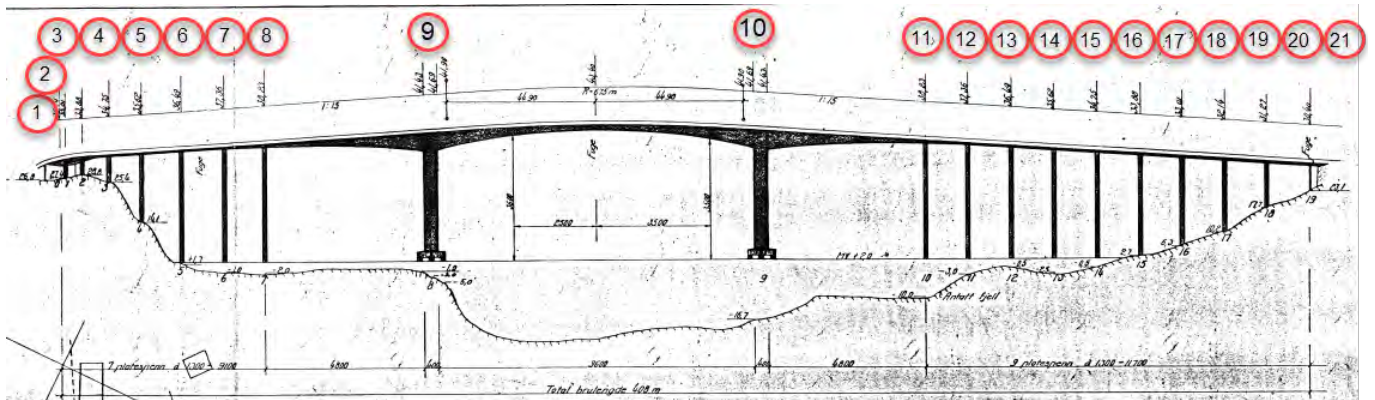
Forholdet mellom sand og pukk varierte nok en del for alle tre betongtypene, men for det meste ble det for type 1 og 2 brukt mer pukk enn sand. Undervannsbetongen tok en sikte på å lage smidig og mørtelrik, følgen ble da at en brukte mer sand enn pukk i denne.

Øvre del av betongpilarene i hovedfundamentene er utstyrt med ishud av tre som fortsatt står på, og er derfor ikke inspiserbare i tidevannssonen.

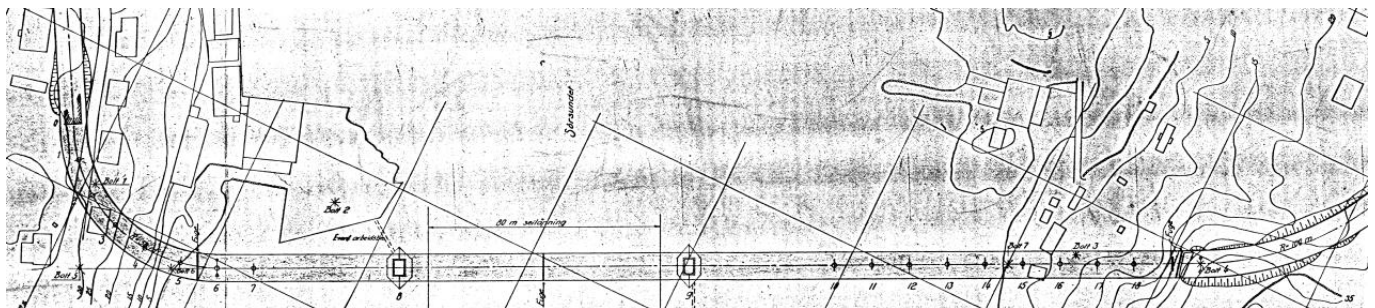
Senere tiltak og reparasjoner på brua er knyttet til overbygningen og er ikke nærmere omtalt her, med unntak av endringer på rekkverk som har medført mer vindfang og større vindkrefter på brua. Dette gjelder påbygging av srosserekkverk i høyden, og delvis påføring av brøytetette paneler på nedre del. Tilhørende lastvirkning på nedre del av tårna i akse 8 og 9 behandles nærmere i kap. 3.4.

2.3. Lokaliseringssystem

Himmelretningene er benyttet for å beskrive plasseringen i tillegg til aksebetegnelse benyttet i Brutus. Merk at aksebetegnelsen benyttet på original oversiktstegning avviker fra Brutus. I Brutus og i Spesialinspeksjonsrapporten [1] starter brua med landkaret i nord (på Kirklandet) i akse 1 og avslutter med landkaret i sør (på Innlandet) i akse 21, mens på originaltegningen og i denne rapporten er det benyttet tilsvarende akse 0 og akse 19, der akse 19 er skivesøyle like inntil landkar i sør. Dette landkaret fikk ikke eget aksenummer. Se ellers i vedlegg 4, som viser et utdrag av de originale byggetegningene for brua.



Figur 2-6 viser aksebetegnelse slik det er lagt inn i Brutus. Originale aksenummer står under søylene med en verdi lavere, og benyttes her.



Figur 2-7 Viser brua tegnet i plan.



Figur 2-8 Oversikt over Sørsundet til venstre og Markussundet til høyre for Innlandet

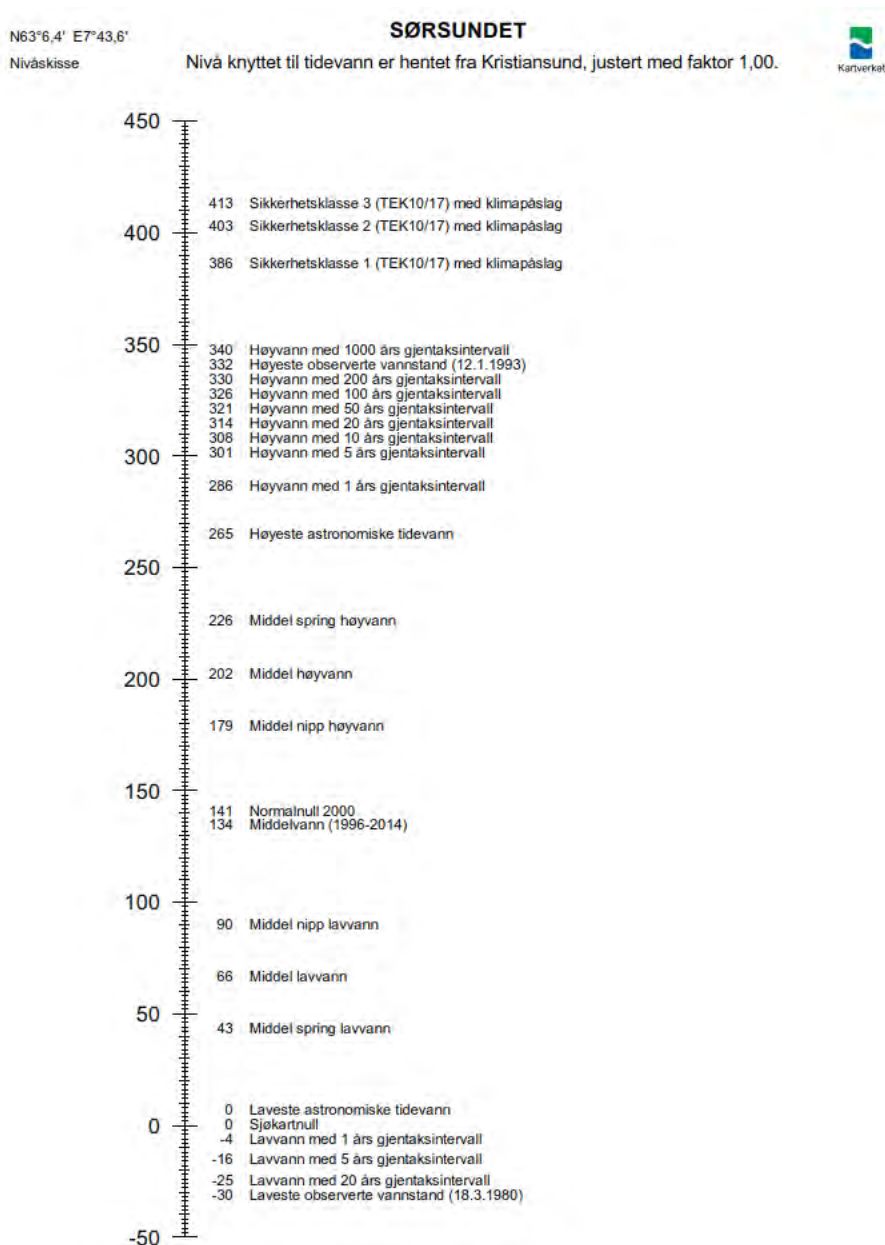
3. Prosjekteringsforutsetninger

3.1. Levetid/Brukstid

Sørsundbrua er bygget i 1962 og er ca. 60 år gammel. Dimensjonerende levetid for tiltaket antas å være over 100 år, og vil ikke være begrensende for restlevetiden til brua.

3.2. Havnivå og dimensjonerende vannstand

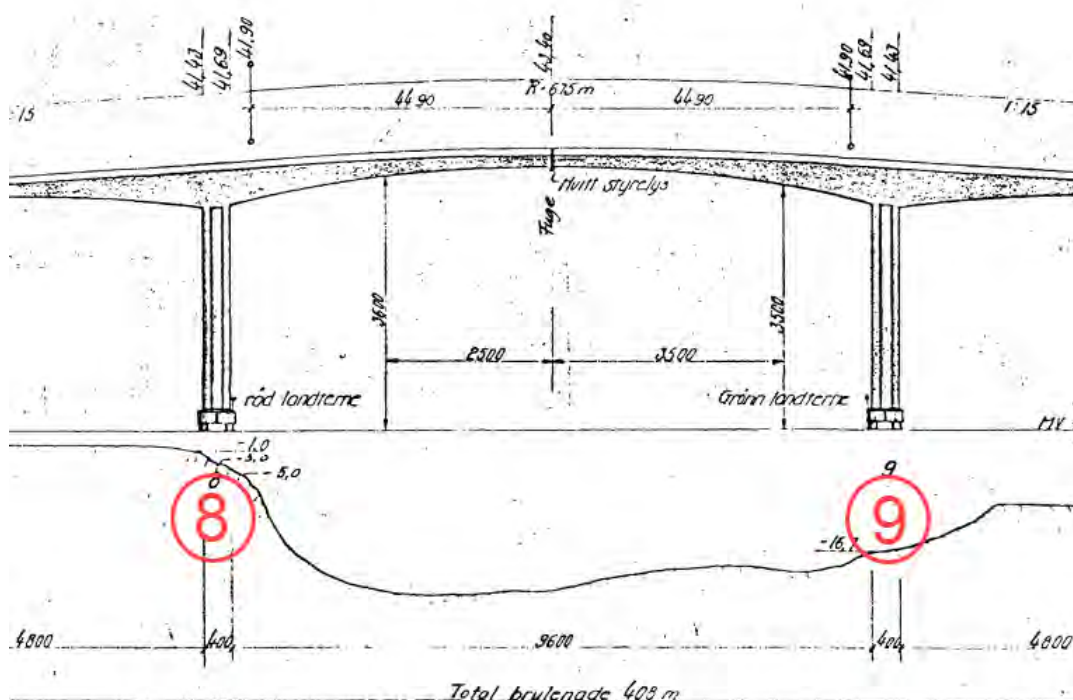
På originaltegningene er havnivå angitt som MV kt.+2.0. Det samsvarer godt med middel høyvann i dag, angitt som 202cm over nullnivå (sjøkartnull). Som referansenivå ved vurdering av skipsstøt velges høyeste astronomiske tidevann, 265 cm over sjøkartnull og 124 cm over normalnull 2000 (NN2000). Dette anses som et konservativt valg i og med at støthendelsen har svært lav sannsynlighet. Kt. 0.0 i NN2000 definerer nullnivå i dette skisseprosjektet og settes likt MV +2.0 på de opprinnelige tegningene.



3.3. Grunnforhold

På originaltegningene er det vist at hele brua er fundamentert på berg. I akse 8 ligger fundamentet på kt.-7 til -8. Terrenget faller raskt utenfor akse 8, men tegninger/sjøkart har ikke tilstrekkelig detaljgrad til å si hvor nær fundamentet høydeforskjellen oppstår. Akse 9 angir uk fundament på berg på ca kt. -19. Også her ser det ut til å være skrånende berggrunn i sjøen, men ikke like bratt som i akse 8.

Kommentar: Ved dykkerinspeksjon i januar 2024 fant man at det var mye løsmasser ved akse 9. En sonderstang ble stukket ned 1.6m fra løsmassebunn på ca -17.25m, uten å nå berg. Dersom endelige resultater fra dykkerinspeksjonen tyder på vesentlig større dyp enn -19m, kan dette ha betydning for beregningene. Eventuelt kan det bli behov for bergkontroll-boringer.



Figur 3-1 Skisse av hovedbrua med opprinnelig akseinndeling. Akse 8 er på nordsida av sundet, akse 9 på sørsida.

Før detaljprosjektering av fundamentløsning bør det gjøres grunnundersøkelser med sikte på å finne ut hvordan berget er rundt de eksisterende pilargruppene. Det er nylig utført en dykkerundersøkelse som verifiserte at fundamentet i A8 står på berg ca kt.-7, med noen blokker, steinmasser og skrot rundt seg. Det er her behov for noe graving/rensk før utførelse av litt supplerende sprengning til sides for fundament. Dykkervideo tyder på at det er sprengt ut ei hylle med tilnærmet lik høyde på alle 4 pilarer. I A9 er det bare skjellsand med mye barduner og skrot rundt pilarene. Det ble sondert 1.6m ned i løsmassene uten å treffe på berg inntil pilarene, på ca 20m dybde. Ca 10m mot sørøst ble det påvist bart berg. Tidligere byggegrop er tydeligvis blitt mudret igjen, og det er ikke usannsynlig at berget kan finnes på kt.-21 som antatt på original oversikttegning. Supplerende bergkontroll-boring bør utføres for å verifisere virkelig bergnivå inntil pilarene.

I henhold til NGUs berggrunnskart [10] består berget i området ved Kristiansund av granittisk gneis. Gneis har karakteristisk trykkfasthet på 90-130 MPa, ref. Håndbok N-V220 *Geoteknikk i vegbygging* (2023), Tabell 11.6.4.5.-1 [11]. Selv med betydelig oppsprekking synes det rimelig å anta at berget har minimum samme fasthet som dimensjonerende betongfasthet for eksisterende betong, $f_{cd} = 14.2\text{MPa}$.

3.4. Vindlast

Kjeller Vindteknikk har estimert ekstremvindparametere med 10- og 50 -års returperiode for Sørsundet. Arbeidet er beskrevet i rapport KVT/2023/R062/SGU – J02: *Vindklimaanalyse. Sørsundbrua, Kristiansund* [9]. De mest relevante parametere er oppsummert i Tabell S-1, gjengitt under.

Tabell S-1: Anbefalte verdier for sektorvis ekstremvind, for ulike returperioder for 10-minutters middelvind (V_{10min}) og 3-sekunders vindkast (V_g), samt turbulensintensitet, I_v , skjærkoeffisient for middelvind (α) og vindkast (α_g), ruhetsfaktorer for middelvind (z_0) og turbulens ($z_{0,TI}$) og sesongfaktorer. Verdiene er basert på modellert vinddata og Eurocode samt kvalitative vurderinger og erfaring. Sektorene har en bredde på 90° grader og er sentret på gitt retning, som er valgt slik at de blir henholdsvis vinkelrett og langs broaksen.

10 m høyde	340	70	160	250
V_{10min} [m/s], 10 år	17.3	19.4	25.9	27.2
V_{10min} [m/s], 50 år	19.2	21.5	28.8	30.2
$I_{v,10min}$	0.30	0.19	0.18	0.17
V_g [m/s], 10 år	30.5	29.5	38.7	40.4
V_g [m/s], 50 år	33.8	32.8	43.0	44.8
40 m høyde	340	70	160	250
V_{10min} [m/s], 10 år	24.7	25.1	32.8	34.3
V_{10min} [m/s], 50 år	27.5	27.8	36.4	38.0
$I_{v,10min}$	0.21	0.15	0.14	0.14
V_g [m/s], 10 år	39.0	35.8	46.3	48.1
V_g [m/s], 50 år	43.3	39.8	51.4	53.4
Andre vindparametere	340	70	160	250
α	0.26	0.18	0.17	0.17
α_g	0.18	0.14	0.13	0.13
z_0	0.40	0.09	0.05	0.05
$z_{0,TI}$	0.36	0.05	0.04	0.03
Sesongfaktor	0.93	0.80	0.87	0.86



Foto 3-1 Viser overside av brua i midtspennet over seilløpet.

Det ble satt opp nytt srosserekkverk med føringsskinne i 1998. Alle tidligere betongstolper på brua ble skiftet ut med nye 605 rekkverksstolper. Ved vedlikeholdstiltak i 2009-10 ble rekkverket forhøyet slik det står i dag.



Foto 3-2 og 3-3 av brøytetett perforert plate på nedre del av rekkverket

Det er i ettertid montert brøytetett nedre del av rekkverk som på nordsida strekker seg fra landkar til akse 8 på vestre side. På østre side er det brøytetett rekkverk bare på et parti over lokalveg, men det planlegges å strekke dette ut til akse 8 for å unngå nedfall av is og snø på landområdet under. På sørenden av brua er det også brøytetett rekkverk på begge sider, men dette er ikke trukket så langt utover at det påvirker tårnet i akse 9 i særlig grad.

I opprinnelige beregninger eller i våre nyere klassifiseringsberegninger er det ikke medtatt virkning av ettermontering av brøytetettingen som medfører økt vindfang. Vi har derfor utført en revidert analyse med nye vindlaster som er tilpasset dagens situasjon og planlagt omfang.

Omfang og utforming av brøytetett rekkverk er basert på bilder av brua og informasjon fra MRFK om mulig forlengelser av brøytetetting. Brøytetettingen er i dag en perforert stålplate som er festet mellom rekkverksstolpene. I beregningene er den antatt som 90 % tett. Porøsiteten til brøytetetting betyr mye. I en senere detaljeringsfase kan det være mulig å prosjektere en mer åpen løsning som kan bidra til å redusere vindlast, og dermed til en viss grad redusere kostnadene for forsterkning av tårn. Se ellers Vedlegg 1.

I avsnitt 4.2 er det gjort en sammenligning av vindmoment i tårnfot med og uten endringene som er gjort på rekkverket.

3.5. Skipsstøt

Gjennom arbeidet som ble utført i forrige fase med Klassifisering av Sørsundbrua [2], ble det avdekket at brua ikke er dimensjonert for skipsstøt. Kapasiteten for skipsstøt slik brua står i dag er senere kontrollert med forenklete beregninger. Det ble da funnet at fundamentet i akse 8 tåler en støtlast på 1,5 MN, mens fundamentet i akse 9 har kapasitet på opptil 1.6 MN dersom eksisterende bergbolter fortsatt er fullt aktive. Det vil si at kapasiteten i dag er under 5 % av en dimensjonerende støtlast på 40 MN.

Brua krysser ei hovedskipslei langs Norskekysten, og passeres daglig av blant annet Hurtigruta og forsyningskip til oljeplattformer. Sørsundbrua er den andre brua etter Tromsøbrua av sitt slag i Norge, og er prosjektert med et regelverk som ikke tok høyde for skipsstøt. Tromsøbrua hadde også kollisjonssvake pilarer i original-utformingen. Senere er imidlertid Tromsøbrua kollisjonssikret gjennom en kraftig fender-ring rundt hovedpilarene.

En kraftig og ettergivende fender-ring kunne også vært en mulig løsning for Sørsundbrua. Men siden det er mulig å fundamenterer på berg på overkommelig dybde, foreslår vi heller å forsterke fundamentet med en betydelig påstøp og ta opp støtkraften med en stor andel bergankere, særlig i akse 9 som er dypest. Dette har også den fordel at seilløpet reduseres mindre. Hovedstøtet antas å komme fra en isforsterket bulb i vannivå, men det er også mulig at skip med stort baugoverheng kan nå bort i tårnveggen før støtet stopper. For å sikre den tynne tårnveggen mot lokal baugskade, foreslår vi at de hule tårn-tverrsnitta fylles med magerbetong opp til kt.+12.0.

Et kritisk spørsmål ved prosjektering av forsterkningstiltak for skipsstøt er å bestemme størrelsen på støtlasten. En diskusjon rundt dette er ført i de påfølgende avsnitt 3.5.1-5, med en endelig konklusjon i avsnitt 3.5.6.

3.5.1. DNV-RP-C204, Skipsstøtrapport fra Det Norske Veritas (DNV)

DNV-RP-C204 *Structural design against accidental loads* (2021) [7] gir føringer for design av konstruksjoner som kan rammes av skipsstøt. Rapporten tar blant annet for seg støt fra forsynings- og handelsskip. Figur 3-2 viser sammenhengen mellom kraft og deformasjon for bulbstøt for forsyningskip med deplasement 5 000-10 000 tonn. Last-toppen skjer umiddelbart etter sammenstøt, deretter flater lastintensiteten ut og holder seg relativt konstant på et lavere nivå. For skip med isforsterket bulb (ICE (1C), laveste forsterkningsklasse, er maksimal støtlast 40 MN, og denne lasten varer bare en kort periode før støtlasten stabiliserer seg på ca 30MN. Det antas at all deformasjon (energiopptak) skjer i skipet, og at fundamentet er helt stift.

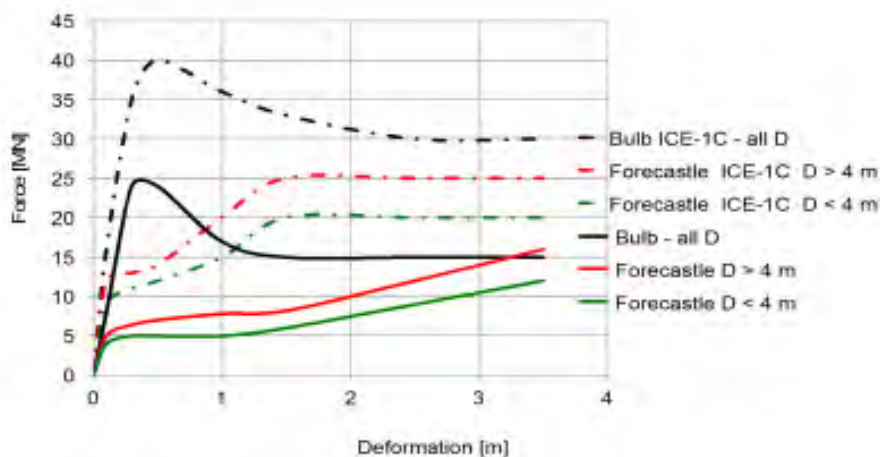


Figure 3-7 Force-deformation relationship for bow impacts from supply vessels with displacement 5-10,000 tonnes - standard bulbous bow with no ice-reinforcement and class notation Ice(1C)

Figur 3-2 Kraft-Deformasjons-kurver for typiske skip med deplasement 5000-10000 tonn



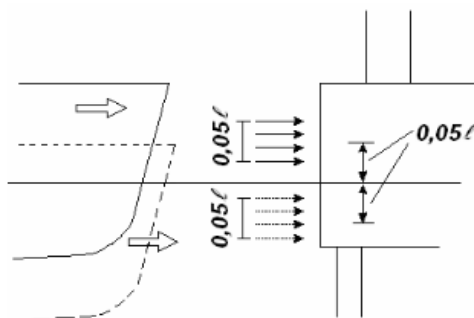
Foto 3-4 MS Trollfjord på tur inn Sørsundet. Den har både bulb og stort overheng.

3.5.2. NS-EN 1991-1-7

NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008. Eurokode 1 Del 1-7 – Laster på konstruksjoner. Almenne laster. Ulykkeslaster [6] angir regler for ulykkeslaster forårsaket av skipstrafikk. Følgende punkter i standarden anses som relevante for bestemmelsen av skipslasten.

1. Pkt. 4.6.1 (3): Egenskaper ved havgående fartøyer som det skal tas hensyn til ved støt fra skip på konstruksjoner, bør fastsettes.
2. Pkt. 4.6.1 (4): Der dimensjonerende verdier for laster forårsaket av støt fra skip bestemmes med hjelp av nøyaktigere metoder, bør det tas hensyn til virkningene av hydrodynamisk tilleggsmasse.
3. Pkt. 4.6.1 (5): Påvirkningen forårsaket av støt bør gis ved hjelp av to krefter som gjensidig utelukker hverandre:
 - En frontalstøtkraft F_{dx}
 - En tverrstøtkraft med en komponent F_{dy} som virker vinkelrett på den frontale støtkraften og med en friksjonskomponent F_R som er parallell med F_{dy}
4. 4.6.3 (1): Statisk ekvivalente dimensjonerende frontalkrefter forårsaket av støt fra havgående fartøyer bør fastsettes. De kan enten gis i det nasjonale tillegget eller for hvert enkelt prosjekt.
5. Pkt. 4.6.3 (2): Baugstøt bør tas hensyn til for hovedseilingsretningen med et største avvik på 30°.
6. Pkt. 4.6.3 (3): Friksjonsstøtkraften som virker samtidig med støt i tverretningen bør bestemmes ut fra uttrykket $F_R = \mu F_{dy}$, hvor $\mu = 0.4$.
7. Posisjonen og arealet støtkraften virker på avhenger av konstruksjonens geometri, tidevannsvariasjoner og fartøyets størrelse og geometri. Veiledende støtarealer er gjengitt i dokumentets Figur 4.4 neste side.

MERKNAD Begrensningene for arealet og plasseringen av arealet kraften virker på, kan gis i det nasjonale tilleggset. Anbefalte grenser for støtarealet er $0,05l$ for høyden og $0,1l$ for bredden (l = skipslengden). Begrensningene for plasseringen av kraften i den vertikale retningen kan settes fra $0,05l$ under til $0,05l$ over dimensjonerende vannivå. Se figur 4.4.



Figur 4.4 – Veiledende støtarealer for støt fra skip

8. Tabell NA.C.4 angir følgende veiledende verdier for støtkrefter fra havgående fartøyer:

Tabell NA.C.4 - Veiledende verdier for dynamiske interaksjonskrefter forårsaket av støt fra havgående fartøyer

Hastighet			5 m/s		2 m/s	
Skipsklasse	Lengde l (m)	Masse m^a (tonn)	$F_{dx}^{b,c}$ (kN)	$F_{dy}^{b,c}$ (kN)	$F_{dx}^{b,c}$ (kN)	$F_{dy}^{b,c}$ (kN)
Liten	50	3 000	30 000	15 000	14000	7000
Middels	100	10 000	80 000	40 000	35000	17500
Stor	200	40 000	240 000	120 000	100000	50000
Svært stor	300	100 000	460 000	230 000	190000	95000

^a Massen m omfatter fartøyets totale masse, medregnet skipskonstruksjonen, last og drivstoff. Den omtales ofte som deplasement. Den omfatter ikke tilføyd hydraulisk masse.

^b Kraftene gjelder for hastighetene som er angitt. De omfatter virkningene av en tilføyd hydraulisk masse.

^c Der det er relevant, bør virkningen av bulber tas hensyn til.

3.5.3. Skipsleia, opprinnelig

Etter Sørsundbrua er det bygget en rekke tilsvarende bruer som krysser over viktige skipsleier langs Norskekysten, de fleste av dem over Hurtigruteleia. Tradisjonelt er fundamentene til tårna på hver side av skipsleia dimensjonert for følgende laster i ulykkessituasjonen:

- Skipsstøt i retning av skipsleia (typisk i bruas tverretning): 30MN
- Vind og andre tverrlaster på brua: ca 3MN
- Totalt i bruas tverretning: **33MN**
- I bruas lengderetning ble det tatt høyde for en fundamentlast på 50% av støtlasten i tverretning.
- Totalt i bruas lengderetning: 15MN
- Påseilingslast på pilarer regnes å angripe i nivå med middelvann (MV) (HB184 fra 1995 og tidligere [13])

3.5.4. Måløybrua

I Måløysundet gjorde Kystverket i 2011 tiltak med sprengning i leia under Måløybrua, for å forbedre forholdene for skipstrafikken inn og ut av sundet. På bakgrunn av tiltakene ble det utført en risikoanalyse som tok sikte på å vurdere hvorvidt faren for skipspåkjørsel av midtre brupilar hadde økt som følge av tiltakene i skipsleia [4].

Det ble konkludert med en støtfrekvens på $5.2 \cdot 10^{-4}$ /år. Som et vanlig akseptkriterium for meget alvorlige ulykker i samfunnet benyttes ofte $1 \cdot 10^{-4}$ /år. Estimert var med andre ord høyt, og det ble vurdert som nødvendig å etablere en støtbarriere for å beskytte brupilaren. Denne støtbarrieren ble etablert i 2023.

I neste omgang var det nødvendig å bestemme en riktig størrelse på dimensjonerende støtkraft. Dette er utført i en beregningsrapport av Norconsult: «Måløybrua – Utforming av skipspåkjørselsvern» [5]. Hurtigruteskipet MS Midnatsol ble valgt som dimensjonerende fartøy, 135 m lang og med et deplasement på omtrent $M = 8000$ tonn og dimensjonerende hastighet i sundet 11 knop. Total støtenergi på $E = 140$ MJ måtte tas opp gjennom deformasjon av selve skipet, i og med at barrierekonstruksjonen som ble valgt er massiv og regnes som helt stiv.

Man konkluderte med at støtet fra dette skipet ville gi en lastamplitude på ca 60 MN, med en varighet på mindre enn 0.1 sekund. Deretter flater støtkraften ut og holder seg konstant på ca 40 MN, fram til all støtenergi er tatt opp i skipet. Det ble vurdert at skipsbarrieren ikke rekker å reagere på last-toppen på 60 MN, og at dens funksjon ikke vil være påvirket av dynamisk respons fra last med så kort varighet. Som følge av dette ble det valgt å dimensjonere for statisk lastvirkning fra en langvarig støtlast på 40 MN. Rapporten konkluderte videre med at treffpunkt for dimensjonerende skip var i bulben, 1.3m under dimensjonerende vannstands nivå [5].

3.5.5. Andre bidragsytere

a) Safetec:

Safetec har i 2023 utført en analyse på kollisjonsrisiko mot hovedfundamenter på Sørsundbrua. Videre har de estimert et designskip, dimensjonerende hastighet og tilhørende kollisjonsenergi/støtkraft mot fundamentene. Risikoanalysen er dokumentert i notat *ST-18700-4 Kollisjonsrisiko mot brufundamenter i Sørsund* [6].

Basert på AIS-data vises det at de fleste skip gjennom Sørsundet har en hastighet på 5-8 knop eller lavere. Det konkluderes med at risiko for sammentreff med fundamentene på brua er ca. $9 \cdot 10^{-5}$ /år. Fundamentet foreslås dimensjonert for en kollisjonsenergi på 171 MJ, og tilbakeregning gir at dimensjonerende skip har et deplasement på vel 18000 tonn. Resulterende støtlast på fundament er forenklet anslått til 38-76 MN, hvor den lave verdien svarer til et støt med varighet 2s, og den høye verdien svarer til et støt med varighet 1s.

Størrelsen på dimensjonerende skip avviker ganske mye fra andre kilder som Måløybrua (DNV), Kristiansund Havn og øvrige bruer over Hurtigruteleia. Disse kildene benytter største Hurtigruteskip med deplasement på ca 8000 tonn som dimensjonerende skip, og det blir også lagt til grunn i denne rapporten, se 3.5.6 Konklusjon. Det er derimot konsensus om at dimensjonerende hastighet ca 8 knop eller 4 m/s er et riktig valg i Sørsundet. Safetec har et veldig sprikende anslag på støtkraft, og mangler nærmere dokumentasjon på denne. Med sitt laveste anslag på 38 MN kommer de likevel tilfeldigvis nær den mer dokumenterte verdien fra Måløybrua på 40 MN.

b) Kristiansund Havn:

Det har vært en dialog med Kristiansund Havn om risikoen for skipspåkjørsel, og en oppsummerende epost er vedlagt denne rapporten som Vedlegg 5. Viktige uttalelser fra Kristiansund Havn:

- Dimensjonerende hastighet på 4 m/s tilsvarende ca 8 knop kan legges til grunn
- Hurtigruta ved de største skipene som MS Maud/MS Midnatsol bør velges som dimensjonerende skip
- Sørsundet vurderes som en mindre krevende passasje enn Måløysundet

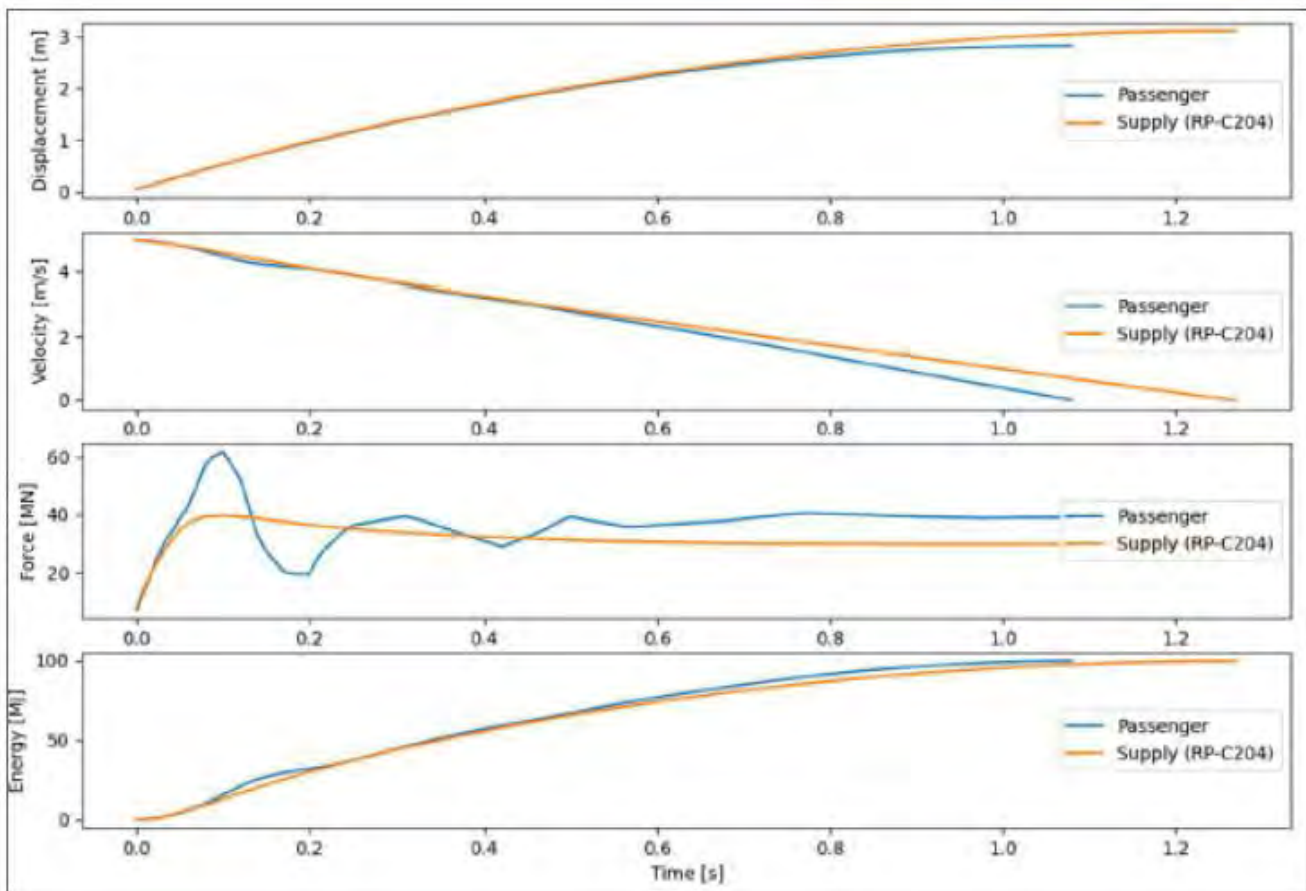
c) NTNU v/prof.Jørgen Amdahl:

-En lineær sammenheng mellom støtenergi og støtkraft som f.eks ble brukt av DNV tidligere, er bare tilnærmet riktig for skip uten bulb.

-For skip med bulb vil støtkraften fort komme opp i en kortvarig maksimalverdi, for deretter å gå ned til en tilnærmet konstant verdi inntil støtet er avsluttet (dvs all støtenergi overført til indre deformasjonsarbeid).

-For skip med isforsterket bulb vil støtkraften bli vesentlig større. Støtkraften beskrives best ved kraft-/tidsskurver for støtforløp, og ved kraft-/deformasjonskurver. Slike kurver kan variere mye for de ulike båttypene. Dette er ny kunnskap som medfører stor endring fra tidligere beregningspraksis.

I mottatt dokumentasjon fra Måløybrua [5] kan det saksess fra Statens vegvesen en illustrativ graf som viser aktuelle kraft-/tidsskurver. Her viser det seg at dimensjonerende passasjerskip (Passenger) har større kraftamplitude enn tidligere betraktet forsyningskip (Supply). I diagrammet som viser kraft (Force), kan en se at maksimal kraft kommer opp i 60 MN, men denne støtkraften varer bare i ca. 0.1 sekund med verdi over 40 MN. Det vurderes da slik at dette støtet er for kortvarig til at fundamentet rekker å reagere på det, og at det bør dimensjoneres for den langvarige kraften på 40 MN.



Figur 3-3 Relevante tidsskurver i en skipsstøtfase.

3.5.6. Konklusjon skipsstøtkraft

Valget om å bruke samme **støtlast på 40 MN** som i Måløysundet begrunnes på følgende måte:

- Å dimensjonere fundamentene for et skipsstøt fra Hurtigruteskipene, som er blant de største skipene med regelmessige passeringer av Sørsundbrua, framstår som et skjønnsmessig riktig valg og tilsvarende som for de fleste andre bruer med fundamenter inntil Hurtigruteleia.
- MS Midnatsol (nå MS Maud) går ikke lenger i daglig fart langs Norskekysten. Dagens Hurtigruteskip (f.eks. MS Kong Harald, MS Polarlys, MS Richard With) har ca samme deplasement som MS Midnatsol.
- Samsvarer med nylig utført forsterkningstiltak på Måløybrua. Beregnet risiko for kollisjon på Måløybrua er høyere enn på Sørsundbrua. Hastighet på dimensjonerende skip er litt mindre i Sørsundet med tilhørende mindre støtenergier, men det er ikke avgjørende for støtlasten når skip med bulb legges til grunn. Trafikkgrunnlaget er relativt likt for Måløysundet og Sørsundet, og helt likt når det gjelder Hurtigruteskip.
- Valget gir en høyere kapasitet for skipsstøt enn andre tilsvarende brukonstruksjoner langs skipsleia, på tross av at Sørsundbrua er eldst og har kortest restlevetid. Men det er da tatt høyde for de nyeste skipene med isforsterket bulb.
- Enkelte referanser gir en høyere støtlast enn 40 MN, f.eks. veiledende verdier i NS-EN 1991-1-7 [6] og det mest konservative anslaget i notatet til Safetec [4]. Disse tar imidlertid ikke høyde for at lasttoppen har svært kort varighet eller den spesielle kraft-/tidskurven som er relevant. På samme måte som barrieren på Måløy vil ikke ny fundamentkonstruksjon på Sørsundbrua rekke å reagere på en last-topp med 0.1s varighet.
- I et teknisk møte med MRFK og Vegdirektoratet ble det vurdert som logisk at Sørsundbrua fikk minst samme skipspåkjøringskapasitet som tilsvarende brukryssinger. Samtidig ble ny kunnskap om støtegenskaper med isforsterket bulb vektlagt, og det kunne være ønskelig å legge seg på den litt høyere støtkraften som ble benyttet på Måløybrua. Dette fordi saken da kunne gli litt lettere gjennom kontrollfasen, og noen kjappe overslag viste at det var ikke urimelig fordyrende. Måløymodellen ble derfor favorisert.

NS-EN 1991-1-7 angir at det skal tas hensyn til baugstøt med 30° vinkel på hovedseilretningen. Samtidig sier regelverket at frontalstøt og tverrstøt+friksjonskraft er gjensidig utelukkende. De to regelpunktene tolkes som to sider av samme sak, ved at et støt med 30° vinkel vil resultere i et tverrstøt, men at skipet bøyes av slik at det oppstår en friksjonskraft langs siden av fundamentet. Totalt velges det derfor å dimensjonere for følgende tre lastkombinasjoner:

- Frontalstøt på fundamentets kortsida: $F_{dx} = 40MN$
- Støt med 30°, treff langs fundamentets langsida:
 $F_{dy} = 40MN \cdot \sin(30^\circ) = 20MN$
 $F_R = \mu F_{dy} = 0.4 \cdot 20MN = 8MN$
- Støt med 30°, treff langs fundamentets kortsida:
 $F_{dx} = 40MN \cdot \cos(30^\circ) = 34.6MN$
 $F_R = \mu F_{dx} = 0.4 \cdot 34.6MN = 13.9MN$

Plassering av støtlast:

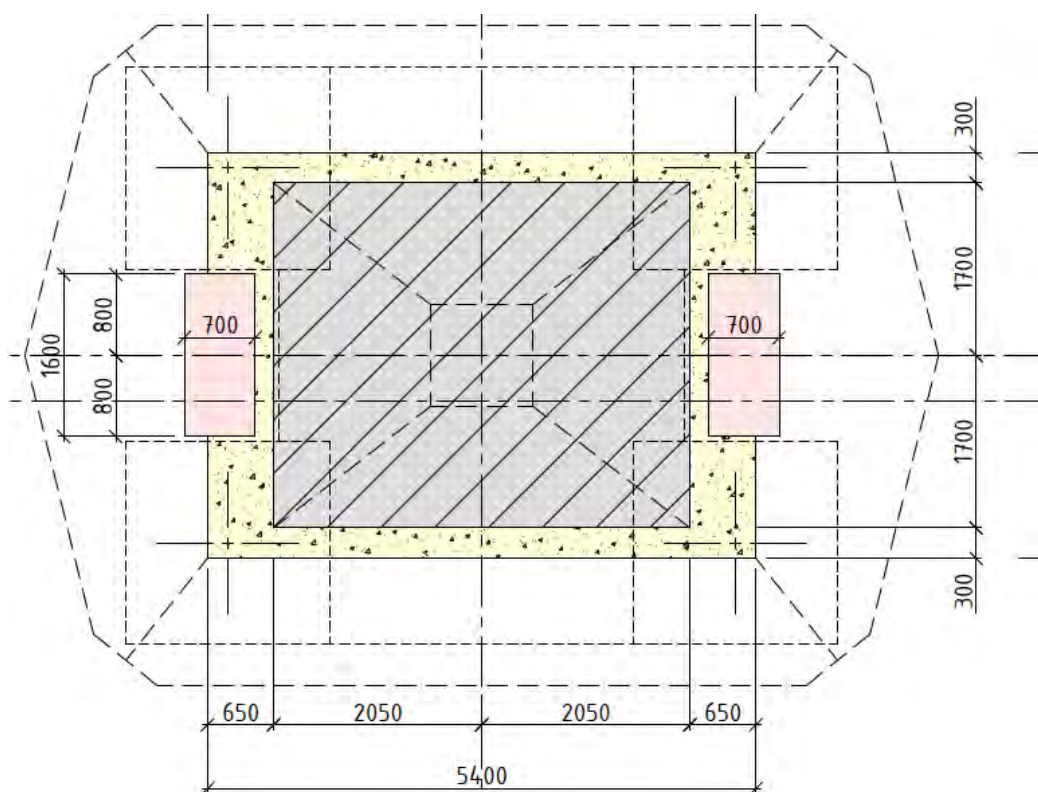
Støtlasten på 40 MN som er benyttet på Måløybrua adopteres videre i arbeidet med Sørsundbrua. Denne lasten har angrepslinje gjennom bulben på skipet, plassert 1.3m under dimensjonerende vannstand. Med dimensjonerende høyvannstand HAT på kt. + 1.3m gir det **angrepshøyde kt. 0**.

Det antas at støtarealet kan fordeles på minst 1.5m x 3.0m (HxB).

4. Forsterkning av tårn

4.1. Beskrivelse av tiltak

- For å oppnå større kapasitet for økte vindkrefter støpes det i tårnets kortender ut en forsterkning i slissene slik at de står ut som ribber opp til ca kt.+20. Å føre to bergankere á 19x150mm² til topps i hver ribbe ser ut til å kunne gi tilstrekkelig kapasitet med litt supplerende slakkarmering i tillegg. Da er de nederste 13 m av tårna forsterket. Det er foreløpig forutsatt at spennarmeringen injiseres mellom fenderplate og topp av påstøp. Alternativt kan forsterkningen utføres ved å føre bergankrene kontinuerlig opp i påstøpen. I så fall vil de være å betrakte som uinjisert spennarmering i hele ankerets lengde.
- Ribbene kan utføres med fargepigment dersom MRFK tenker det er positivt å synliggjøre forsterkningstiltaket. Dette kan avgjøres på et senere tidspunkt, og bør vurderes sammen med eventuell synliggjøring av tiltak i brubanen.
- På tross av økt dimensjon på fundament og fenderplate vil tårnet kunne rammes av støt fra skip med markert overheng av baugen. For å unngå punktering av tårnveggen støpes det hule tårntversnittet ut med magerbetong opp til kt. +12.0, med et støpetrykk under kontrollerte forhold.
- Tårnforsterkningen er vist på vedlagte tegning K20 og K21 (Vedlegg 3). Et plansnitt er vist nedenfor.



Figur 4-1 Tårntversnitt med ribbestøp (i rosa)

4.2. Krefter og dimensjonering tårn

4.2.1. 4.2.1 Dimensjonerende krefter i tårnfot

A8:

	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Maks	-15840	2469	1173	9856	33133	75895
Min	-22035	-2469	-1267	-9857	-49673	-75895

A9:

	N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Maks	-15594	3322	2897	10243	24019	105756
Min	-21783	-3322	-1266	-10243	-44725	-105756

Her kommer Vy og Mz fra vind som blåser på tvers av brua, mens Vz og My kommer av vind som blåser langs brua. My har også et stort bidrag fra trafikk.

4.2.2. Historisk utvikling av vindmoment

Dimensjonerende kraftkombinasjon i tårnfot med egenlast og vind har hatt følgende utvikling:

Originale beregninger:

På tidspunktet for bygging av brua ble dimensjoneringen utført med karakteristiske laster og begrensning av spenninger istedenfor partialfaktormetoden som benyttes i dag. For å kunne sammenligne vindmoment fra originalberegningene med dagens krefter er det valgt å skalere originalverdien med dagens lastfaktor for vind:

$$M_{\text{tårnfot}} = 1.6 \cdot 31800 \text{ kNm} = 50880 \text{ kNm (samme i A8 og A9)}$$

Klassifiseringsberegninger (med standard vindverdier uten rekkverksendringer, 2022):

$$\text{A8: } M_{\text{tårnfot}} = 90784 \text{ kNm.}$$

$$\text{A9: } M_{\text{tårnfot}} = 93833 \text{ kNm.}$$

Klassifiseringsberegninger (med stedlige vindverdier uten rekkverksendringer, 2023):

$$\text{A8: } M_{\text{tårnfot}} = 61348 \text{ kNm.}$$

$$\text{A9: } M_{\text{tårnfot}} = 86790 \text{ kNm.}$$

Klassifiseringsberegninger (med stedlige vindverdier og rekkverksendringer, 2024):

$$\text{A8: } M_{\text{tårnfot}} = 75895 \text{ kNm.}$$

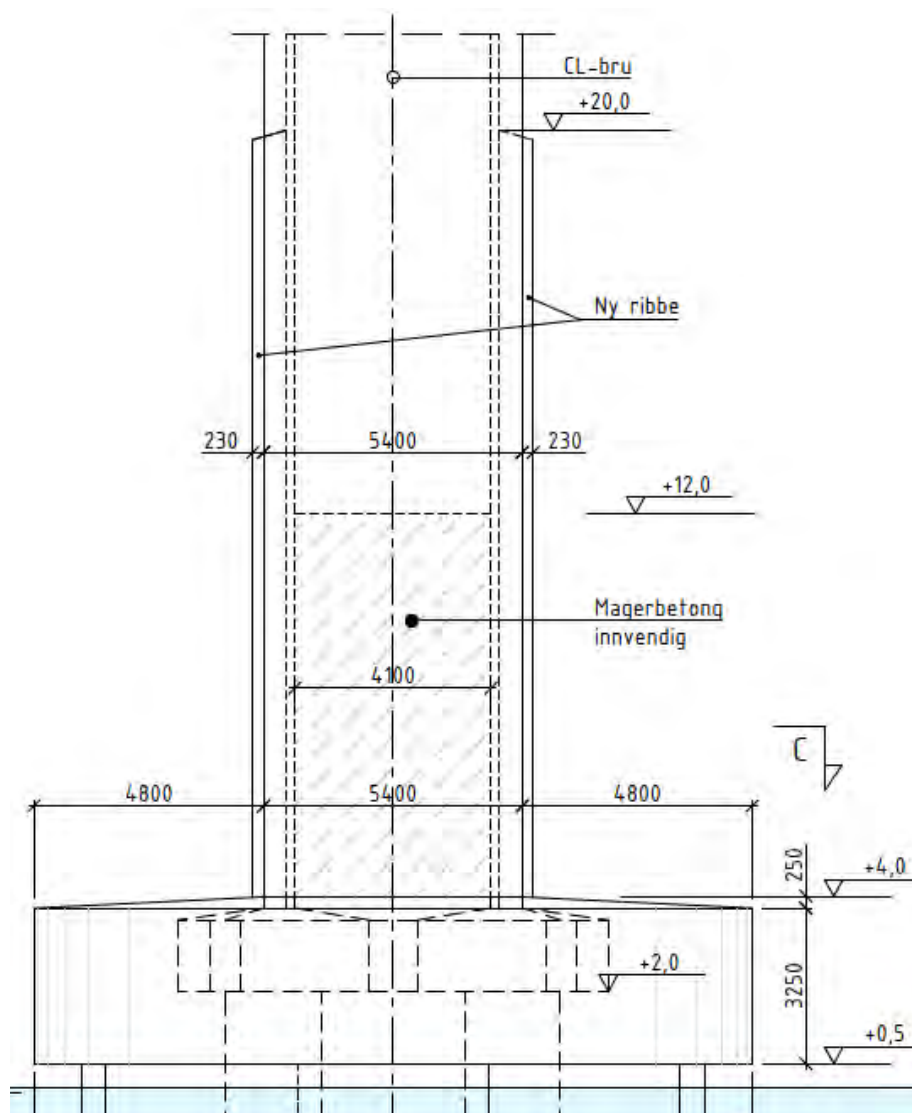
$$\text{A9: } M_{\text{tårnfot}} = 105756 \text{ kNm.}$$

4.2.3. Dimensjonering tårn

For tårna er det bruddgrensetilstanden med vind som dominerende last som er bestemmende for forsterkningstiltaket. Begge tårn gis en påstøp i utsparingen på kortsidene av tårntverrsnittet, som hver spennarmes med to kabler á $19 \times 150 \text{ mm}^2$. I tillegg armeres påstøpen med $\varnothing 25 \text{ c}150$ lengdearmoring, som gir noe økt kapasitet i tillegg til kabelbidraget. Innboret tverrarmoring $\varnothing 20 \text{ c}150-300$ sikrer god overføring av krefter mellom påstøp og eksisterende tårntverrsnitt. Se figur 4-1.

Påstøpen føres opp til kt. +20, som gir en virksom forsterkning i de nederste 16m av tårna.

Tårnveggene er relativt tynne, og til dels ensidig armerte. De er derfor sårbare for lokal knusing dersom de blir truffet av skip med stort overheng på baugen. En overhengende baug er langt svakere enn en isforsterket bulb, men antas likevel å kunne lage stor skade uten sikringstiltak. Som sikring foreslår vi at det hule tårnet fylles med magerbetong opp til kt.+12, - dette er litt høyere enn baugen på MS Midnatsol. Slik sikring av hule tårn har vært vanlig på tilsvarende bruer, og tilleggsvekta bidrar også til økt stabilitet.



Figur 4-2 Forsterket tårn i oppriss (breddemål på fenderplate gjelder bare i akse 8)

5. Forsterkning av fundament

5.1. Beskrivelse av tiltak

5.1.1. Fundament akse 8

Opprinnelige tegninger angir at dette fundamentet står på 7-8m dyp når NN2000 benyttes som nullnivå istedenfor sjøkartnull. Med utgangspunkt i valgt skipspåkjørselkraft, bygges fundamentet om til et nesten massivt fundament 13.0x6.7m med et vannfylt tomrom i midten på 12.8 m². Påbyggingen utføres som en undervannsstøp opp til kt. +0.5. Derifra og opp til kt.+4.0 bygges det ei fenderplate som tørrstøp, med ytre dimensjoner 16.0x8.5 m og godt avrunda hjørner. Det betyr at eksisterende fenderplate blir helt omstøpt.

I tillegg til at et større fundament medfører større stabilitet både pga økt egenlast og fundamentflate, vil vi også benytte en mindre andel bergbolter og bergankere for å redusere fundamentstørrelsen. 4 av bergankerene forlenges opp til topps i tårnribbene.

Fundament og fenderplate akse 8 er vist på vedlagt tegning K20 (Vedlegg 3), nedre del under fenderplate er vist på figur 5-1.

5.1.2. Fundament akse 9

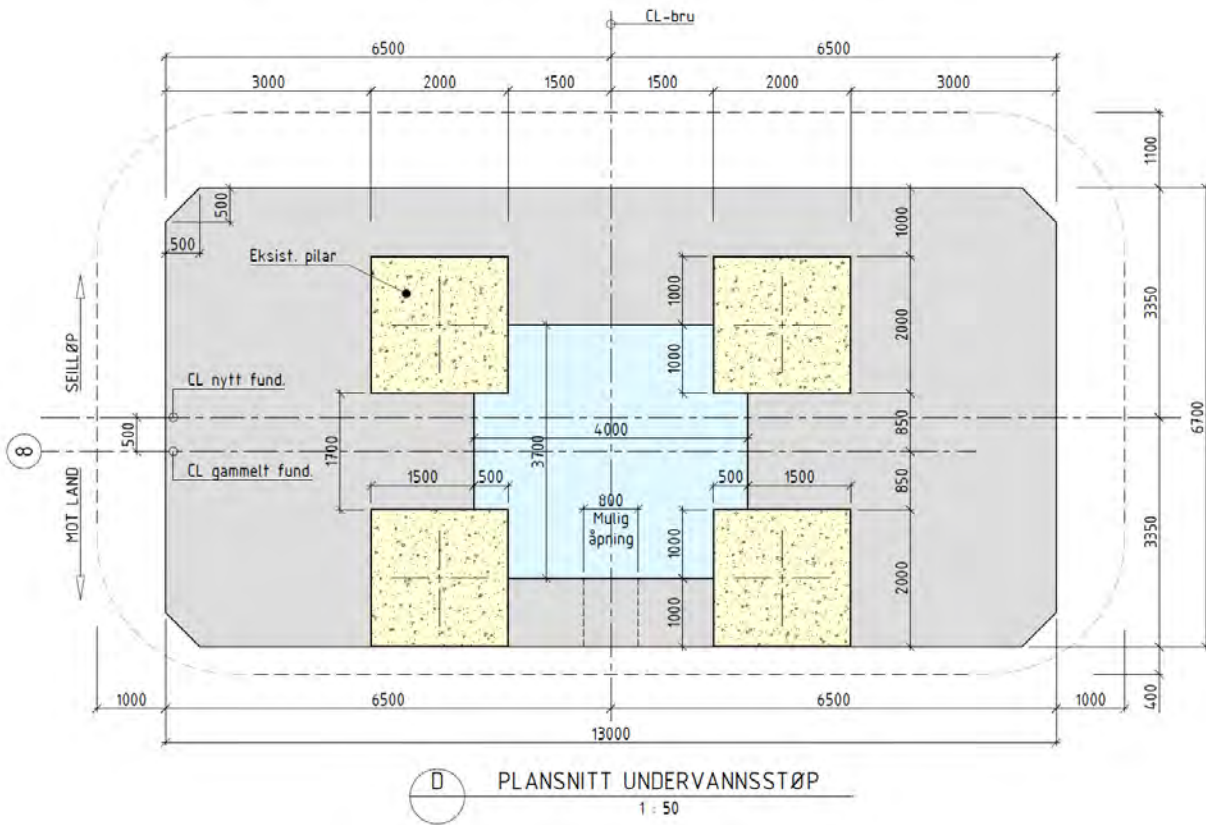
Opprinnelige tegninger angir at dette fundamentet står på 19m dyp når NN2000 benyttes som nullnivå istedenfor sjøkartnull. Med utgangspunkt i valgt skipspåkjørselkraft, bygges fundamentet om til et nesten massivt fundament 15.0x8.0m med et vannfylt tomrom i midten på 18.8 m². Påbyggingen utføres som en undervannsstøp opp til kt. 0.5. Derifra og opp til kt.+4.0 bygges det ei fenderplate som tørrstøp, med ytre dimensjoner 15.0x8.2 m og godt avrunda hjørner. Det betyr at eksisterende fenderplate blir helt omstøpt.

I tillegg til at et større fundament medfører større stabilitet både pga økt egenlast og fundamentflate, vil vi også benytte en relativ stor andel bergbolter og bergankere for å redusere fundamentstørrelsen. 4 av bergankerene forlenges opp til topps i tårnribbene.

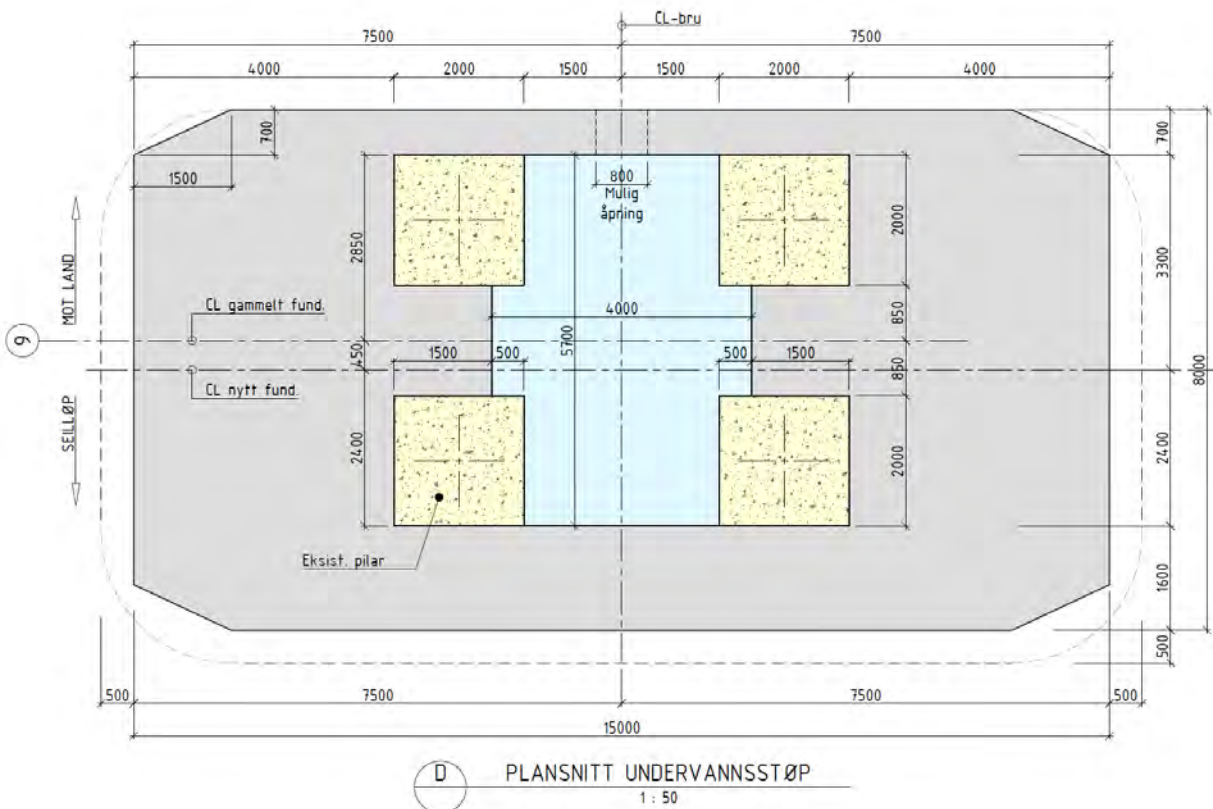
Fundament og fenderplate akse 9 er vist på vedlagt tegning K21 (Vedlegg 3), nedre del under fenderplate er vist på figur 5-2.

5.1.3. Alternative løsninger

En alternativ løsning i begge fundamentakser er å la eksisterende fundamenter stå urørt og benytte en frittstående fender-ring i betong slik som på Tromsøbrua. Men dette vil redusere fritt seilløp fra 93.5m med 15-20m til 75-80m, mens de foreslåtte massivfundamentene reduserer seilløpet med bare ca 3.0m. Videre vil peleutformingen med borede peler bli veldig ulik i de to aksene, pga den ulike dybden. Det spørres om vi har store nok borede peler til å ta opp de store bøyemomentene som oppstår med ca 20m lengde. I akse 8 vil en slik konstruksjon komme i konflikt med utfylt landområde. Vi har ikke vurdert denne løsningen nærmere.



Figur 5-1 - Forsterket fundament A8, plansnitt.



Figur 5-2 - Forsterket fundament A9, plansnitt.

5.2. Krefter og dimensjonering fundament akse 8 og 9

Støtlasten kan virke i begge bruas tverretninger, men siden fundamentene er symmetriske om bruas lengderetning er lasten bare satt på i den ene retningen.

5.2.1. Dimensjonerende krefter akse 8

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-33255	0	14	242	153900	0
Min	-33281	-39990	-19982	-47470	-5778	-319557

5.2.2. Dimensjonerende krefter akse 9

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-50852	0	19773	61967	9132	28
Min	-50864	-39977	-27	-48	-359542	-754668

5.2.3. Dimensjonering fundament

For fundamentene er det skipsstøt i ulykkesgrensetilstanden som er bestemmende for forsterkningstiltaket. Støtet gir et stort moment om fundamentfoten, som må bæres gjennom eksentrisk grunntrykk mot berg. Ved å øke dimensjonene på fundamentet samtidig som tyngden til konstruksjonen blir større, oppnår vi tilstrekkelig kapasitet. Bæreevnen er derfor styrende for dimensjonene på massivfundamentet. For å unngå uforholdsmessig store dimensjoner på fundamentene er det valgt å la bergankre og bergbolter bidra til deler av bæreevnekapasiteten. I henhold til N400 skal bidraget til bergankre og bergbolter begrenses til en andel p . Med bakgrunn i karakteristikken til dimensjonerende lastsituasjon er det valgt å la bergankrene bidra til opptil 40% av kapasiteten, mens bergboltene kan bidra med ytterligere 10%. Dette innebærer at fundamentdimensjoner, mengde bergankre og bergbolter blir som vist i tabellen under.

	Akse 8	Akse 9
BxL [m ²]	6.7x13	8x15
Spennkraft [kN]	20000	50000
Betong, SV-St. over kt. +0.5 [m ³]	339	384
Betong, AUV under kt. -0.5 [m ³]	487	1574
Bergankre, 19 lisser [n]	8	16
Bergankre, 19 lisser [m]	202	581
Bergankre, borhull [m]	112	224
Bergbolter [n]	0	50
Bergbolter [kg]	0	1893

Overføringen av krefter fra bergankre og bergbolter til berg går gjennom tre kritiske overganger, og disse må kontrolleres for å sikre tilstrekkelig kapasitet av forankringssonen i berg:

- Brudd mellom stag og mørtel
- Brudd mellom mørtel og berg
- Stabilitet av berg mot uttrekking

Stabilitet av berg er kritisk, og det velges en innboringslengde for bergankre på 15m, og bergbolter på 3.5m.

6. Gjennomføringsplan / Byggerekkefølge for forsterkningstiltak i tårnakser

Vi tenker oss følgende utførelsesplan for arbeider med forsterkning av tårn og hovedfundamenter:

- Sørge for tillatelse til tiltak i sjøen/sundet (Kristiansund Havn, evt. Statsforvalter eller andre)
- Utarbeide konkurransegrunnlag for utførelse
- Engasjere entreprenør for fysiske arbeider
- Graving av løsmasser rundt eksisterende hovedfundament i nødvendig omfang
- Rengjøring av eksisterende pilarer fra bunn til uk fenderplate med høytrykksspyling, og fjerning ishud
- Rengjøring av eksisterende fenderplate på flater som blir påstøpt, med høytrykksspyling eller sandblåsing
- Rengjøring av sliss i kortender på tårn opp til kt.+20 med høytrykksspyling eller sandblåsing
- Montering av innerforsikaling fra bunn og opp til uk eksisterende fenderplate, samt tetting mot berg
- Boring og gysing av skjøtarmering fra eksisterende pilarer til ny omstøp
- Boring og gysing av bergbolter i fundamentfot
- Boring og gysing av skjøtarmering fra eksisterende fenderplate til ny omstøp
- Boring og gysing av skjøtarmering i tårnsliss for innfesting av ny ribbe
- Montering av armering i undervannsstøp som avsluttes kt.+0.5
- Kjerneboring av hull i fenderplate for gjennomføring av foringsrør for bergankere
- Montering av foringsrør for bergankere
- Montering av ytterforsikaling fra bunn og opp til kt.+0.5, samt tetting mot berg
- Støping av fundamentforsterkning med AUV-betong
- Montering av ytterforsikaling for ny fenderplate
- Armering av fenderplate
- Tørrstøp av fenderplate med utsparinger for ankerplater for bergankere
- Avretting uforskalt toppplate på fenderplate, og herdetiltak
- Boring 15m i berg gjennom foringsrør for bergankere, samt vanntapsmålinger
- Montering, injisering og oppspenning av bergankere
- Utstøping med magerbetong innvendig i tårn opp til kt.+12
- Montering av 2 spennkabler i hver ribbe med skjøtekobling mot 2 bergankere i uk, eller at de føres som bergankere helt til topps (kt.+20) uten skjøtekobling
- Armering av ribber i full høyde (16m)
- Forsikaling og tørrstøp av ribber opp til kt.+20 (16m høyde), eventuelt i 2-3 støpeavsnitt
- Oppspenning og injisering av bergankere
- Fjerning av all forsikaling
- Utstøping av spennarmeringsutsparinger i ok fenderplate og ribber
- Montering av leder, lys og eventuelt refleksplater

7. Kostnadsestimat for forsterkningstiltak i tårnakser, Entreprensekostnad

Kostnadsestimatet omfatter grunnarbeider, innboring av skjøtejern mot ny påstøp under og over vann, undervannsstøp inkl. forskaling og armering opp til kt.+0.5, tørrstøp av fenderplater inkl. forskaling og armering opp til kt.+4.0, tørrstøp av ribber inkl. forskaling og armering opp til kt.+20.0, komplett utførelse av bergankere og eventuell spennarmering. I beregninger av pris er det rundet opp til nærmeste 1000 kr. Detaljprosjektering, grunnundersøkelser, trafikk-kontroll i sundet, byggherrekostnader og mva er ikke inkludert.

KOSTNADSELEMENTER	MENGDE/ENHETSPRIS	PRIS
Rigg og forberedende arbeider, ca 35% av øvrige poster	RS	14.725.000
Graving av løsmasse rundt fundamentene	RS	400.000
Sprengning, graving og rensk av fundamentflate	(59+85) m ² x 10000 kr/m ²	1.440.000
Rengjøring av fundamentpilarer	(320+672) m ² x 500 kr/m ²	496.000
Rengjøring av fenderplate og tårnsliss som skal påstøpes	350 m ² x 500 kr/m ²	175.000
Bergbolter ø32 (lengde 6.0m, innboringslengde 4.0m)	100 stk x 8000 kr/stk	800.000
Skjøtejern:		
a) I pilarer i sjøen opp til kt.+0.5, ø25	300 stk x 6700 kr/stk	2.010.000
b) I eksisterende fenderplate, ø25	100 stk x 2200 kr/stk	220.000
c) I tårn, ø20	320 stk x 1400 kr/stk	448.000
Tilpasning og tetting av forskaling mot berg	(49+56) m x 1000 kr/m	105.000
Forskaling:		
a) I sjøen opp til kt.+0.5	(415+1080) x 4000 kr/m ²	5.980.000
b) I fenderplate	380 m ² x 2300 kr/m ²	874.000
c) I tårnribber	170 m ² x 2300 kr/m ²	391.000
Armering:		
a) I sjøen opp til kt.+0.5, ø25	50 tonn x 50.000 kr/tonn	2.500.000
b) I ny fenderplate	60 tonn x 30.000 kr/tonn	1.800.000
c) I tårnribber	12 tonn x 30.000 kr/tonn	360.000
Betong:		
a) I sjøen opp til kt.+0.5	(490+1620) m ³ x 6000 kr/m ³	12.660.000
b) I fenderplate	670 m ³ x 4000 kr/m ³	2.680.000
c) I tårnribber, med fargepigment	103 m ³ x 4000 kr/m ³	412.000
Avretting og herdetiltak på uforskalt overflate	(103+115) m ² x 500 kr/m ²	109.000
Bergankere:		
a) Kjerneboring gjennom fenderplate, ø250	(14+14) m x 2000 kr/m	56.000
b) Foringsrør ø219 i ny uv-støp	592 m x 1200 kr/m	710.400
c) Bergboring ø190 gjennom foringsrør	360 m x 1600 kr/m	576.000
d) Spennarm., anker, korr. rør, oppspenning	952x4.7 mMN x 700 kr/mMN	3.132.080
f) Vanntapsmåling og injisering	952 m x 2900 kr/m	2.760.800

Magerbetong B20 innvendig i tårnfot, opp til kt.+12	250 m3 x 3500 kr	875.000
Diverse utstyr (leider, lys, refleksplater?)	RS	100.000
Delsum tekniske arbeider ekskl. rigg		42.070.000
<u>Delsum tekniske arbeider pluss rigg</u>		<u>56.795.000</u>
Uforutsett og uspesifisert, antatt 10% av delsum		5.680.000
<u>Sum tekniske kostnader</u>		<u>62.475.000</u>
Usikkerhet 20%		12.495.000
SUM		74.970.000
<u>SUM Entrepreniskostnad, avrundet</u>		<u>75.000.000</u>

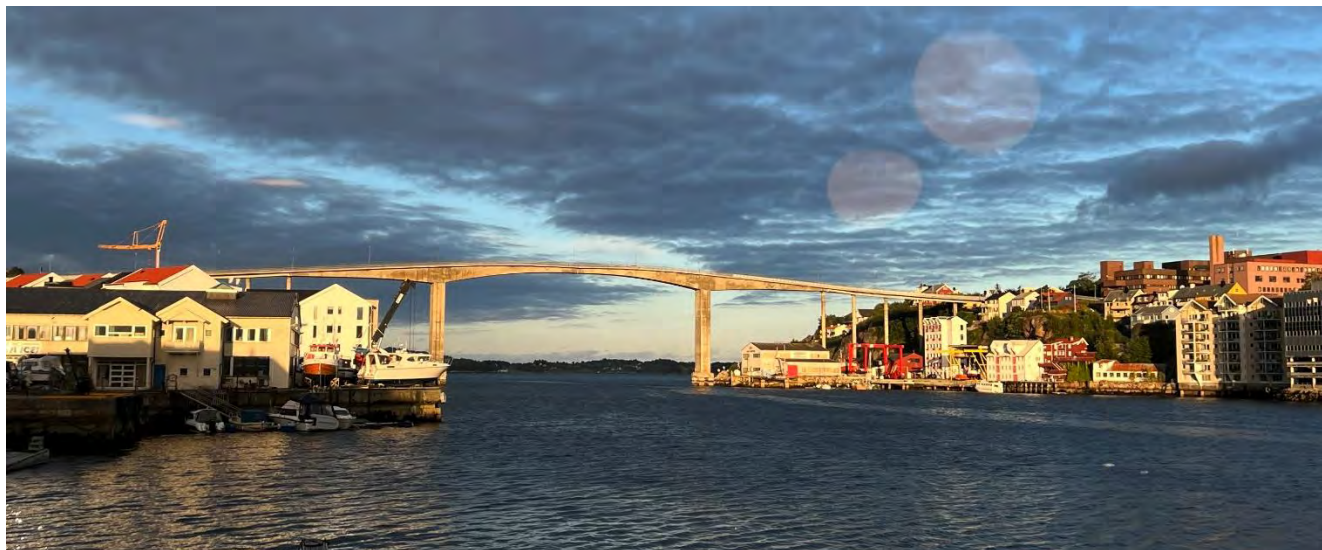


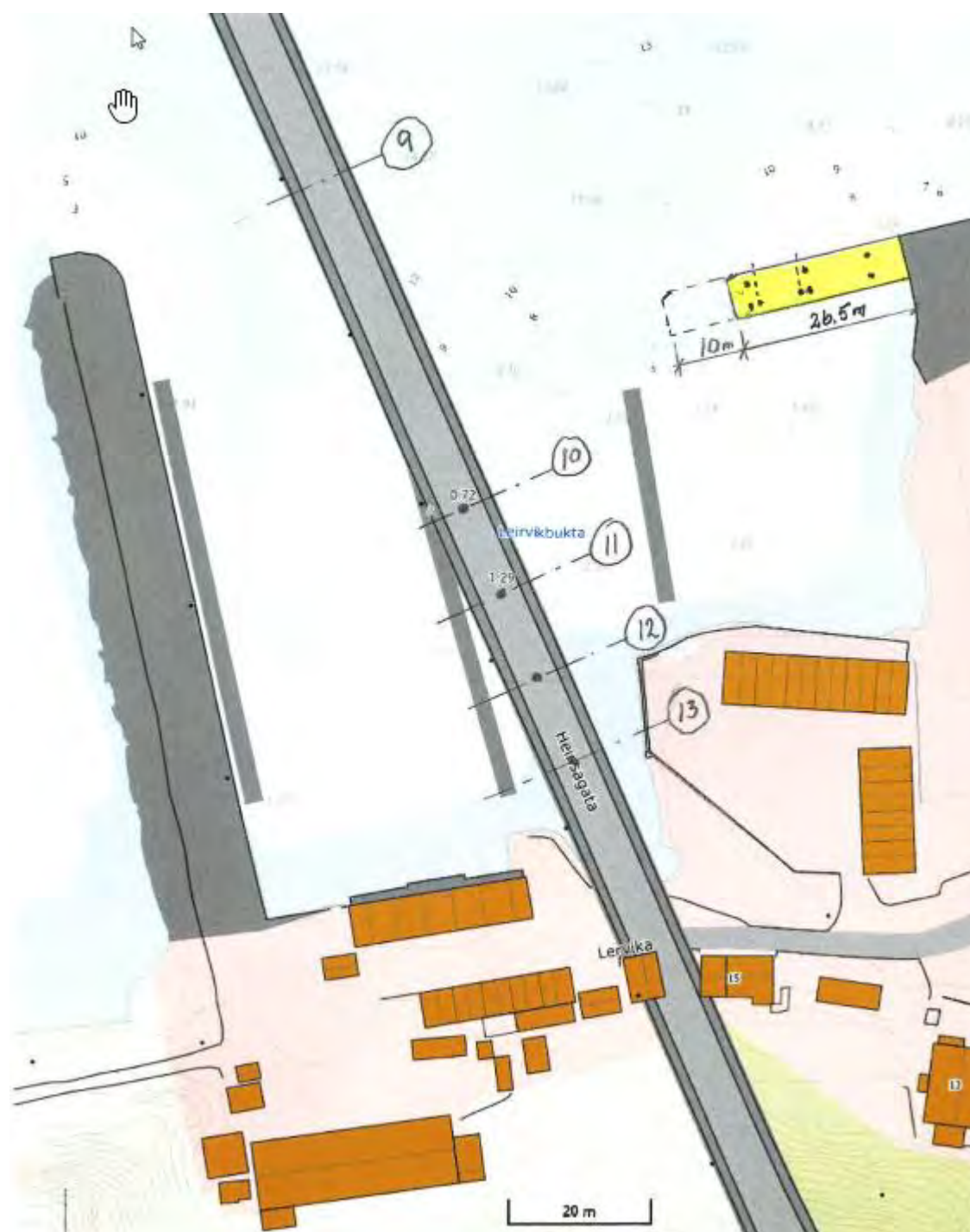
Foto 7-1 Fra Kristiansund havn mot vest

8. Eventuell sikring av søyler for sidespenn sør

I en rapport fra Vegdirektoratet i 1982 om «Utsatt bruer i skipsleder» dukker Sørsundbrua opp, med et uttalt behov for å sikre sidespennsøyler i sør for skipstrafikk fra øst. Hovedfundamentene er ikke nevnt. Sidespennsøylene foreslås sikret med oppfylling eller en molo på østsida.

Vi foreslår at et enklere og rimeligere alternativ er å bygge ei platekai med lengde 26.5m i forlengelsen av eksisterende kai. Vi har nettopp estimert en slik forlengelse med 30m lange peler til ca 20 mill.kr. Her i Sørsundet slipper en trolig unna med litt kortere peler til berg, slik at entreprisekostnaden vil ligge i området **15-20 mill.kr.**

Eventuelt kan den forlenges med 10m til 36.5m for å beskytte bedre, da vil kostnaden gå opp ca 3 mill.kr. Da blir det trangere for småbåthavna. Alle kostnadstall er uten mva. Forlenget kai kan gi havna en betydelig merverdi.



9. Kildeliste

- [1] Aas-Jakobsen (2022): *12413-6-1 Spesialinspeksjon av 15-1433 Sørsundbrua*
- [2] Aas-Jakobsen (2022): *12413-6-2 Bruklassifisering av 15-1433 Sørsundbrua*
- [3] Aas-Jakobsen (2023): *12413-9-1 Skisseprosjekt Del A, Tiltak mot nedbøyning i hovedspenn*
- [4] Emil Aall Dahle ENK (2014): Måløybrua – Risiko for skipspåkjørrelse.
- [5] Norconsult (2022): Måløybrua – Utforming av skipspåkjørrelsesvern. 14-1630_dok2 – Beregningsrapport.
- [6] Safetec (2023): ST-18700-4 Kollisjonsrisiko mot brufundamenter i Sørsund.
- [7] DNV (2021): DNV-RP-C204. Structural design against accidental loads.
- [8] Standard Norge (2008) NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-7: Allmenne laster – Ulykkeslaster.
- [9] Kjeller Vindteknikk (2023): Vindklimaanalyse. Sørsundbrua, Kristiansund. KVT/2023/R062/SGU vJ02
- [10] NGU (2024): Berggrunn – Nasjonal berggrunnsdatabase. [Berggrunn \(ngu.no\)](https://www.ngu.no).
- [11] Statens vegvesen (2023) Håndbok N-V220: Geoteknikk i vegbygging.
- [12] Norsk betongforening (2022) Publikasjon nr. 5. Utførelse av betongarbeider i vann.
- [13] Statens vegvesen (1995) Håndbok 184: Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett.

Vedlegg 1 Analyserapport



Møre og Romsdal
fylkeskommune

 **AAS-JAKOBSEN**



SØRSUNDBRUA SKISSEPROSJEKT

DEL B, VEDLEGG 1 – Analyserapport

Revisjon: 0

Dato: 14.02.2024

AAJ Prosjekt: 12413-9

**12413-9-2 Skisseprosjekt del B, 15-1433 Sørsundbrua 2024,
Vedlegg 1**

Dokumentet er utarbeidet av Aas-Jakobsen AS.
 Opphavsretten tilhører Aas-Jakobsen AS, og dokumentet skal ikke benyttes til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag, og kan ikke reproduseres, endres eller leveres til tredjemann uten Aas-Jakobsen AS sitt samtykke.



Foto 0-1 Pilar akse 8 fra sørvest

Revisjonshistorikk

Rev.nr.	Dato	Beskrivelse av revisjon	Utarbeidet	Kontroll	Godkjent
0	14.02.2024	Utsendelse høringsutkast	MEE	GAB, SFE	SFE

Innhold

Innhold.....	3
1. Innledning.....	4
2. Forutsetninger.....	4
3. Forsterkningstiltak.....	5
4. Laster.....	6
4.1. Skipsstøt.....	6
4.2. Egenvekt.....	6
4.3. Vind.....	7
4.4. Kryp og svinn.....	7
4.5. Lastkombinering.....	7
5. Analyseresultater.....	10
5.1. ULS a+b (bruddgrense).....	12
5.1.1. A8 Tårn.....	12
5.1.2. A9 Tårn.....	12
5.1.3. A8 Bunn fundament.....	13
5.1.4. A9 Bunn fundament.....	13
5.2. EQU a+b (bruddgrense for stabilitet og bergtrykk).....	13
5.2.1. A8 Bunn fundament.....	13
5.2.2. A9 Bunn fundament.....	13
5.3. PLS (ulykkesgrense).....	13
5.3.1. A8 Bunn fundament.....	13
5.3.2. A9 Bunn fundament.....	13
5.4. SLS a (bruksgrense, antatt største påkjenning i bruas levetid).....	14
5.4.1. A8 Bunn fundament.....	14
5.4.2. A9 Bunn fundament.....	14
5.5. SLS b (bruksgrense, antatt å oppstå maks 100 ganger i bruas levetid).....	14
5.5.1. A8 Tårn.....	14
5.5.2. A9 Tårn.....	15
5.5.3. A8 Bunn fundament.....	15
5.5.4. A9 Bunn fundament.....	15

1. Innledning

Det har i tidligere rapport om klassifiseringsberegninger [2] kommet fram at 15-1433 Sørsundbrua ikke har tilstrekkelig kapasitet for å ta opp vindkrefter og krefter fra skipsstøt. Det er ønskelig å utføre forsterkningstiltak for å sikre tilstrekkelig kapasitet. Dette vedlegget tar for seg lastvirkningene av de foreslåtte forsterkningene.

I denne rapporten skiller det på:

- søyler, som er de slanke, sirkulære søylene fra A2-A7 og A10-A18
- tårn, som er delene av pilarene i A8-A9 over fenderplata
- hovedfundamenter, som er delene av pilarene i A8-A9 under tårna

Det ble i forrige fase oppdaget at hovedfundamentene ikke har blitt beregnet med skipspåkjørsel som en mulig ulykkeslast. Videre ble det ut fra tegningsgrunnlaget vurdert at kapasiteten for å tåle skipspåkjørsel var minimal og vesentlig mindre enn for sammenlignbare bruer etter hurtigruteleia. Etter en vurdering av risikoanalyser og kartlegging av støtkrefter benyttet i sammenlignbare brukryssinger, samt en dialogrunde med MRFK og Vegdirektoratet, er det valgt å benytte en dimensjonerende støtkraft på 40 MN som angriper i nivå 1.3m under HAT. Dette er samme støtkraft som er benyttet på nylig utført forsterkningsprosjekt for et hovedfundament på Måløybrua [4], [5]. Del B av dette skisseprosjektet omhandler forsterkninger av tårn og hovedfundamenter som er nødvendige for å tåle valgt støtkraft fra skip, og for økte og mer nøyaktig stedsbestemte vindlaster.

Dette skisseprosjektet er laget av siv.ing Marus Eek, og kontrollert av siv.ing Stein Fergestad og siv.ing Georg Bugge. Alle kildehenvisninger viser til kildeliste i Vedlegg 2.



Foto 1-1 Pilar akse 9 fra vest

2. Forutsetninger

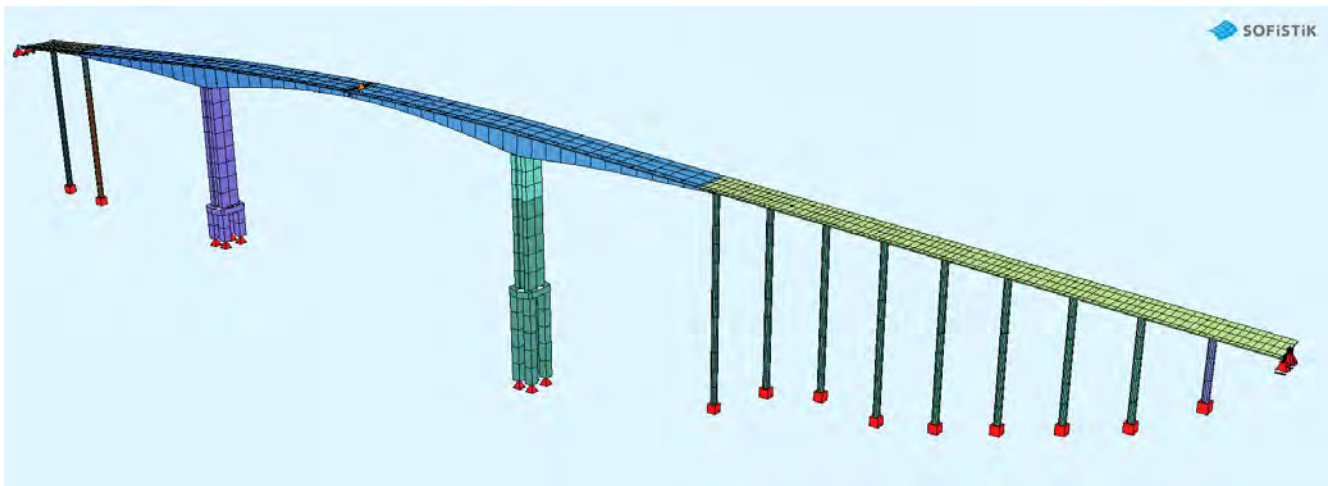
Denne rapporten bygger videre på *R413-6-2 Bruklassifisering av 15-1433 Sørsundbrua, Aas-Jakobsen (2022)*[2]. Beregningene er utført ved at beregningsmodellen for klassifiseringsrapporten er modifisert med aktuelle forsterkningstiltak. Forsterkningene av overbygningen skissert i del A av denne rapporten er også inkludert i beregningsmodellen. Beregningene er utført i beregningsprogrammet SOFiStiK 2022.

3. Forsterkningstiltak

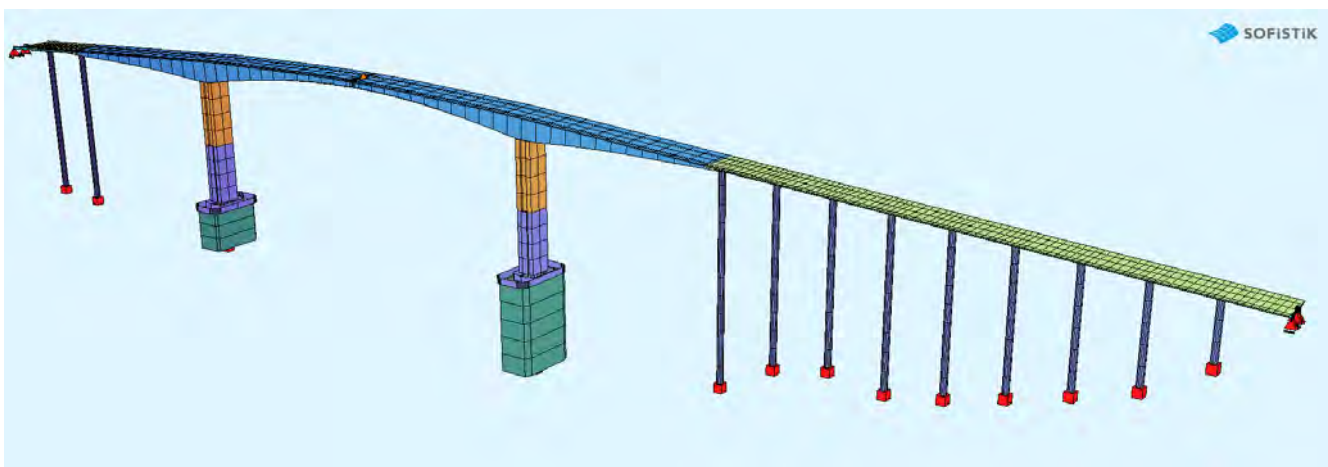
Det er tårnene og hovedfundamentene i akse 8 og 9 som skal forsterkes. Tårna forsterkes ved å støpe ut den vertikale slissen i tverrsnittet med ny betong og spennkabler. Tårnfundamentene forsterkes ved at de utvides betydelig, og ved at det monteres flere bergankre og bergbolter.

Nye spennkabler og bergankre er ikke inkludert i globalanalysen. Bidragene fra disse er istedenfor inkludert i dimensjoneringen.

Brua skal forsterkes for å tåle skipsstøt. Det gjøres ved å utvide fundamentene kraftig. Dette skal både gi nok momentkapasitet i betongen og lavt nok bergtrykk ved skipsstøt. Figur 3-1 viser brua i nåværende tilstand og Figur 3-2 viser brua etter forsterkning.



Figur 3-1 - Beregningsmodell av brua i nåværende tilstand.



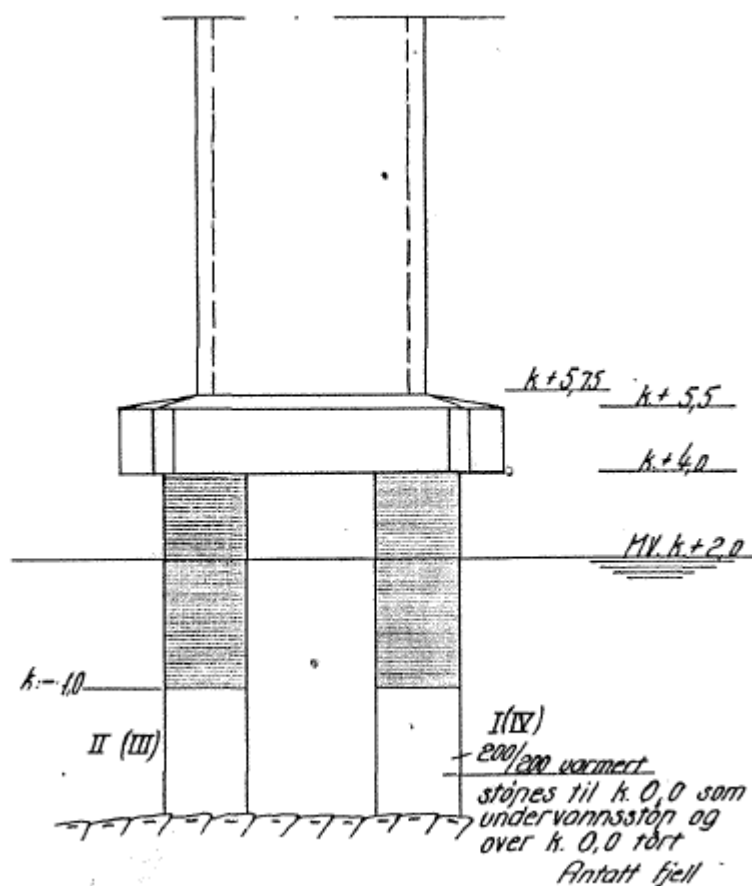
Figur 3-2 - Beregningsmodell av brua etter forsterkning.

4. Laster

Mange laster er identiske som i den tidligere brukklassifiseringsrapporten og det er bare de som er endret eller lagt til som nevnes her.

4.1. Skipsstøt

Skipsstøtet er satt til 40 MN og er satt på som en punktlast i MV (kote +2,0 m i opprinnelig høydesystem basert på sjøkartnull, som vil si 2 m under UK opprinnelig fenderplate. Kotehøyder er som vist på opprinnelig tegning for A8 på Figur 4-1). Størrelse og plassering av støtlasten er diskutert i hoveddelen av denne rapporten. Skipsstøt er kun inkludert i ulykkestilstanden etter Håndbok V412 kapittel 9.3.3 [15].



Figur 4-1 - Kotehøyder i A8 i opprinnelig høydesystem

4.2. Egenvekt

For dimensjoner på forsterkede fundamenter se figur 5-2 og 5-3, eller vedlagte tegninger K20 og K21 (Vedlegg 3). Forsterkningen av fundamentene er sparsommelig armert og for det meste under vann. Tettheten er derfor satt til 14 kN/m^3 , hvorav 24 kN/m^3 er uarmert betong og oppdrift reduserer tettheten med vannets tetthet på 10 kN/m^3 . Dette gir en vekt av ny betong i fundamenter per meter fundament på $14 \text{ kN/m}^3 * 57,8 \text{ m}^2 = 809 \text{ kN/m}$ i A8 og $14 \text{ kN/m}^3 * 83,1 \text{ m}^2 = 1163 \text{ kN/m}$ i A9.

Som en del av forsterkningstiltakene skal tårnene fylles med uarmert magerbetong 8,0 m opp fra OK fenderplate for å beskytte mot penetrasjon av skipsbaug ved skipsstøt. Denne magerbetongen er tatt med som en ekstra egenlast og bidrar ikke med kapasitet. Tettheten er satt til 24 kN/m^3 , som gir en last på $24 \text{ kN/m}^3 * 4,1 \text{ m} * 3,4 \text{ m} * 8,0 \text{ m} = 2676 \text{ kN}$ per tårn.

4.3. Vind

Brua har på østsida brøytetett rekkverk fra nordre ende til akse 8 og fra søndre ende til akse 14. Videre er det planer om å installere brøytetett rekkverk på vestsida fra nordre ende til A8 for å forhindre nedfall ved brøyting. Dette var ikke hensyntatt i den forrige modellen, men nå er det inkludert i form av et større vindareal i disse områdene.

Det er i denne omgangen brukt stedlige vindlaster som er basert på beregninger utført av Kjeller Vindteknikk [9] (relevante parametere vist i Tabell S-1 under). Disse lastene gir totale kraftresultanter for hele brua som er redusert med 10-33% i forhold til laster fra Eurokoden, selv om vindarealene som nevnt har økt for deler av brua. Som før er brua beregnet både for statisk kastvind og for statisk middelvind kombinert med dynamisk vind, og det verste av de to tilfellene er brukt i dimensjoneringen.

Tabell S-1: Anbefalte verdier for sektorvis ekstremvind, for ulike returperioder for 10-minutters middelvind (V_{10min}) og 3-sekunders vindkast (V_g), samt turbulensintensitet, I_v , skjærkoeffisient for middelvind (α) og vindkast (α_g), ruhetsfaktorer for middelvind (z_0) og turbulens ($z_{0,TI}$) og sesongfaktorer. Verdiene er basert på modellert vinddata og Eurocode samt kvalitative vurderinger og erfaring. Sektorene har en bredde på 90° grader og er sentret på gitt retning, som er valgt slik at de blir henholdsvis vinkelrett og langs broaksen.

10 m høyde	340	70	160	250
V_{10min} [m/s], 10 år	17.3	19.4	25.9	27.2
V_{10min} [m/s], 50 år	19.2	21.5	28.8	30.2
$I_{v,10min}$	0.30	0.19	0.18	0.17
V_g [m/s], 10 år	30.5	29.5	38.7	40.4
V_g [m/s], 50 år	33.8	32.8	43.0	44.8
40 m høyde	340	70	160	250
V_{10min} [m/s], 10 år	24.7	25.1	32.8	34.3
V_{10min} [m/s], 50 år	27.5	27.8	36.4	38.0
$I_{v,10min}$	0.21	0.15	0.14	0.14
V_g [m/s], 10 år	39.0	35.8	46.3	48.1
V_g [m/s], 50 år	43.3	39.8	51.4	53.4
Andre vindparametere	340	70	160	250
α	0.26	0.18	0.17	0.17
α_g	0.18	0.14	0.13	0.13
z_0	0.40	0.09	0.05	0.05
$z_{0,TI}$	0.36	0.05	0.04	0.03
Sesongfaktor	0.93	0.80	0.87	0.86

4.4. Kryp og svinn

Kryp og svinn er fortsatt inkludert fram til brua fyller 100 år, og beregnes lineært av programmet basert på byggetemperatur, relativ fuktighet og betongalder. Her er det antatt 10 grader under bygging og 70% fuktighet i overbygning, 80% i underbygning og 100% i fundamenter under vann.

4.5. Lastkombinering

Som før er brua beregnet etter ULS a og b fra V412 kapittel 9.3.1, som brukes til dimensjoneringen av tårn og fundamenter. Kombinasjonene er vist i Tabell 9.3.1-1 fra Håndbok V412 [15] under. I neste kapittel er det også inkludert et delkapittel som heter EQU a+b. Dette tilsvarer ULS a og b nevnt over, men lastfaktoren for egenlast er alltid satt til 1,0 for å få høyest mulig eksentrisitet som brukes for å regne på bergtrykk. Grunnen til at faktor 1,0 og ikke 0,9 (som i Eurokoden) er brukt er at brua er ferdigbygd, som gir mindre usikkerhet rundt egenvekten. Faktor 0,9 er heller ikke nevnt i håndbok V412 som denne rapporten er basert på.

Tabell 9.3.1—1 — Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

Lastgruppe Kombinasjon	Permanente laster, P		Deformasjonslaster, D	Variable laster Q
	Jordtrykk, J	Egenlast/Andre		
a	1,0	1,15 ⁽¹⁾ ⁽²⁾	γ_d	$\gamma_1 * Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 * Q_1 + 0,8 * \Sigma Q_n$

(1) Ved kontroll for engangstransporter settes lastfaktor for egenlast og andre permanente laster til 1,1.

(2) Lastfaktor for permanente laster settes lik 1,0, dersom dette er ugunstigere.

Lastfaktorer:

γ_d	= 1,1/0,9	=1,1/0,9 for direkte virkninger av spennkrefter, forøvrig er $\gamma_d = 1,0$.
γ_1	=1,3	for bruksklasser, to lastfelt.
	= 1,0	for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje
	= 1,6	for øvrige variable laster.
γ_2	= 1,2	for bruksklasser
	= 0,8	for temperaturlast, variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferjer
	= 1,3	for øvrige variable laster.

Brua er beregnet for bruksgrensetilstandskombinasjoner a og b fra V412 9.3.2, hvor a er antatte største belastning i bruas levetid og b er en tilstand som er ventet å ikke opptre flere enn 100 ganger i bruas levetid. Disse kombinasjonene er vist i Tabell 9.3.2-1 og 9.3.2-2 fra Håndbok V412 under. Kombinasjon a brukes til kontroll av eksentrisitet, mens b brukes til rissviddekontroll.

Tabell 9.3.2—1 — Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden

Kombinasjon	Permanente laster P	Deformasjonslast D	Variable laster, Q		
			Trafikklast T	Naturlast E	Ballast etc. L
a	1,0	1,0	$Q_1 + 0,7 * \Sigma Q_n$		
b	1,0	1,0	$\Psi_1 * Q_1 + 0,7 * \Sigma \Psi_1 * Q_n$		

Tabell 9.3.2—2 — Kombinasjonsfaktorer

Variable laster Q		Kombinasjonsfaktorer Ψ_1
Trafikklast	T	0,5
Naturlast	E	0,5
Ballast etc	L	1,0

Brua er beregnet for ulykkesgrense som vist i Tabell 9.3.3-1 fra Håndbok V412 under. Ulykkesgrense brukes for å kontrollere skipsstøt og alle andre variable laster er da satt til null.

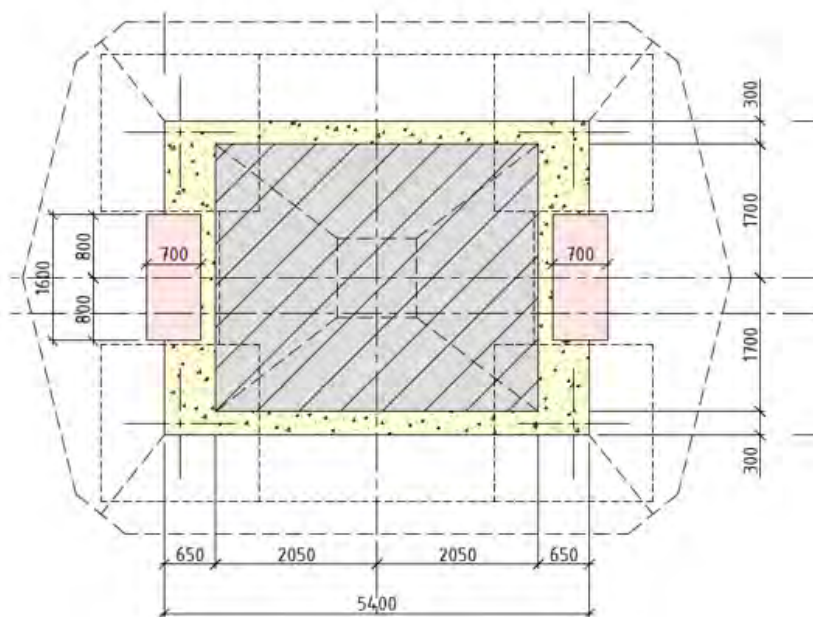
Tabell 9.3.3—1 — Lastfaktorer for ulykkesgrensetilstanden

Kombinasjoner	Permanentlast, P	Deform. last, D	Variable laster, Q			Ulykkeslast, A
			Trafikklast, T	Naturlast, E	Ballast etc., L	
a	1,0	γ_D	0	0	1,0	1,0

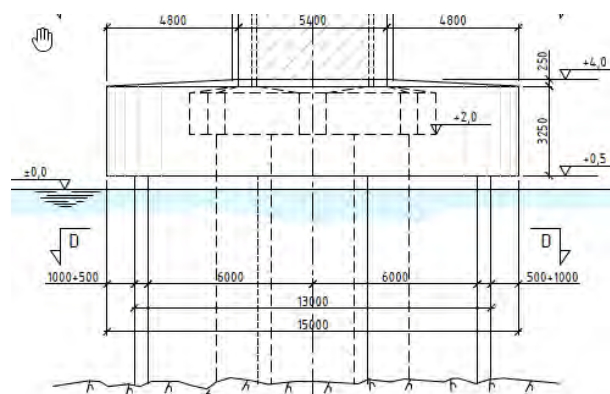
$\gamma_D = 1,0$ for spennkrefter, for øvrig er normalt $\gamma_D = 0$.

5. Analyseresultater

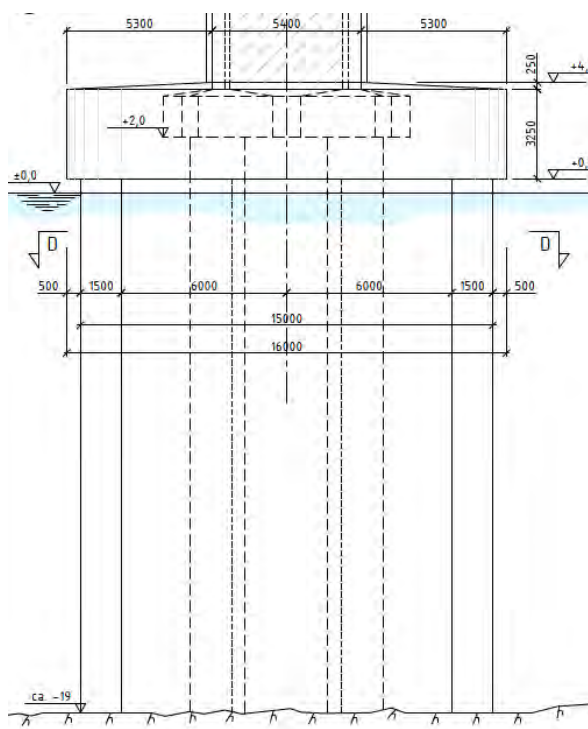
Krefter presentert i dette kapitlet er ekstreme verdier for hver lastkomponent og ikke nødvendigvis samtidige verdier. Dimensjoneringen baserer seg på samtidig opptrедende verdier. Dimensjonene er også vist på vedlagte tegninger K20 og K21 (Vedlegg 3).



Figur 5-1 Forsterkning av tårntverrsnitt mellom kt. 4 og 20 i rosa farge, gjelder både akse 8 og 9



Figur 5-2 - Forsterket fundament A8.



Figur 5-3 - Forsterket fundament A9.

5.1. ULS a+b (bruddgrense)

Dette delkapittelet inneholder krefter fra omhyllingskurver av kombinasjon ULS a og b i V412 9.3.1. Krefter i ende 2 av et element tilsvarer kreftene i ende 1 av neste element, og de er derfor utelatt.

5.1.1. A8 Tårn

Element 800001 starter i OK fenderplate og element 800008 ender i UK FFB.

Element	Ende		N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
800001	1	Maks	-15840	2469	1173	9856	33133	75895
800001	1	Min	-22035	-2469	-1267	-9857	-49673	-75895
800002	1	Maks	-15079	2407	1171	9855	29691	67056
800002	1	Min	-21160	-2407	-1265	-9857	-46528	-67055
800003	1	Maks	-14318	2339	1166	9855	26260	58450
800003	1	Min	-20285	-2339	-1260	-9856	-43394	-58450
800004	1	Maks	-13557	2265	1157	9854	22849	50103
800004	1	Min	-19410	-2265	-1251	-9855	-40280	-50102
800005	1	Maks	-12796	2185	1144	9852	19478	42036
800005	1	Min	-18535	-2185	-1238	-9854	-37206	-42035
800006	1	Maks	-12178	2090	1127	9851	15891	33453
800006	1	Min	-17824	-2090	-1221	-9852	-33946	-33453
800007	1	Maks	-11560	1992	1105	9848	12566	25258
800007	1	Min	-17113	-1992	-1199	-9850	-31141	-25258
800008	1	Maks	-10943	1890	1076	9845	15164	17465
800008	1	Min	-16403	-1890	-1170	-9847	-33874	-17464
800008	2	Maks	-10325	1784	1076	9845	18853	10087
800008	2	Min	-15692	-1784	-1170	-9847	-37891	-10087

5.1.2. A9 Tårn

Element 820001 starter i OK fenderplate og element 820008 ender i UK FFB.

Element	Ende		N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
820001	1	Maks	-15594	3322	2897	10243	24019	105756
820001	1	Min	-21783	-3322	-1266	-10243	-44725	-105756
820002	1	Maks	-14833	3260	2897	10243	19497	93824
820002	1	Min	-20908	-3260	-1266	-10243	-34290	-93824
820003	1	Maks	-14073	3193	2896	10242	14977	82126
820003	1	Min	-20033	-3193	-1266	-10242	-23857	-82127
820004	1	Maks	-13312	3118	2896	10241	11793	70686
820004	1	Min	-19158	-3118	-1265	-10241	-14688	-70686
820005	1	Maks	-12551	3038	2895	10240	12081	59526
820005	1	Min	-18283	-3038	-1265	-10240	-9148	-59527
820006	1	Maks	-11933	2943	2895	10239	15521	47519
820006	1	Min	-17572	-2943	-1264	-10239	-5963	-47519
820007	1	Maks	-11316	2845	2894	10236	21492	35899
820007	1	Min	-16861	-2845	-1263	-10236	-5408	-35899
820008	1	Maks	-10698	2743	2893	10232	33009	24680
820008	1	Min	-16151	-2743	-1263	-10232	-10400	-24680
820008	2	Maks	-10080	2638	2893	10232	44525	13877
820008	2	Min	-15440	-2638	-1263	-10232	-15390	-13877

5.1.3. A8 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-33236	2469	1178	11144	44017	104284
Min	-42041	-2469	-1272	-11139	-59091	-104284

5.1.4. A9 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-50609	3322	2898	14035	53166	180196
Min	-62050	-3322	-1267	-14036	-108703	-180135

5.2. EQU a+b (bruddgrense for stabilitet og bergtrykk)

Dette delkapittelet inneholder krefter fra omhyllingskurver av kombinasjon a og b i V412 9.3.1, men lastfaktoren for egenvekt er alltid satt til 1,0.

5.2.1. A8 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-33236	2469	1176	11143	44017	104284
Min	-36987	-2469	-1266	-11139	-59091	-104284

5.2.2. A9 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-50622	3322	2898	14035	53166	180191
Min	-54314	-3322	-1267	-14036	-108703	-180135

5.3. PLS (ulykkesgrense)

Dette delkapittelet inneholder krefter fra kombinasjon a i V412 9.3.3. Støtlasten kan virke i begge bruas tverretninger, men siden fundamentene er symmetriske om bruas lengderetning er lasten bare satt på i den ene retningen.

5.3.1. A8 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-33255	0	14	242	153900	0
Min	-33281	-39990	-19982	-47470	-5778	-319557

5.3.2. A9 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-50852	0	19773	61967	9132	28
Min	-50864	-39977	-27	-48	-359542	-754668

5.4. SLS a (bruksgrense, antatt største påkjenning i bruas levetid)

Dette delkapittelet inneholder krefter fra kombinasjon a i V412 9.3.2.

5.4.1. A8 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-33390	1543	859	6965	36651	65178
Min	-36503	-1543	-933	-6961	-50688	-65178

5.4.2. A9 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-50838	2076	2652	8772	53332	112630
Min	-53763	-2076	-1210	-8773	-102029	-112574

5.5. SLS b (bruksgrense, antatt å oppstå maks 100 ganger i bruas levetid)

Dette delkapittelet inneholder krefter fra kombinasjon b i V412 9.3.2.

5.5.1. A8 Tårn

Element	Ende		N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _T [kNm]	M _Y [kNm]	M _Z [kNm]
800001	1	Maks	-16296	771	418	3079	11964	23717
800001	1	Min	-17861	-771	-478	-3081	-23631	-23717
800002	1	Maks	-15535	752	418	3079	10463	20955
800002	1	Min	-17100	-752	-478	-3081	-22352	-20955
800003	1	Maks	-14774	731	417	3079	8967	18266
800003	1	Min	-16339	-731	-478	-3081	-21077	-18266
800004	1	Maks	-14013	708	417	3079	7480	15657
800004	1	Min	-15578	-708	-477	-3080	-19811	-15657
800005	1	Maks	-13252	683	415	3078	6010	13136
800005	1	Min	-14817	-683	-475	-3080	-18562	-13136
800006	1	Maks	-12634	653	414	3078	4445	10454
800006	1	Min	-14199	-653	-474	-3079	-17242	-10454
800007	1	Maks	-12017	622	411	3077	2995	7893
800007	1	Min	-13581	-622	-471	-3079	-16121	-7893
800008	1	Maks	-11399	591	408	3076	4036	5458
800008	1	Min	-12963	-591	-469	-3078	-17322	-5458
800008	2	Maks	-16296	771	418	3079	11964	23717
800008	2	Min	-17861	-771	-478	-3081	-23631	-23717

5.5.2. A9 Tårn

Element	Ende		N [kN]	VY [kN]	VZ [kN]	MT [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
820001	1	Maks	-16071	1038	1583	3201	9418	33048
820001	1	Min	-17546	-1038	-356	-3201	-25358	-33049
820002	1	Maks	-15310	1019	1583	3201	8195	29320
820002	1	Min	-16785	-1019	-356	-3201	-19684	-29320
820003	1	Maks	-14549	998	1583	3201	6972	25664
820003	1	Min	-16024	-998	-355	-3201	-14010	-25665
820004	1	Maks	-13788	974	1583	3201	5805	22089
820004	1	Min	-15263	-974	-355	-3201	-8395	-22090
820005	1	Maks	-13027	949	1583	3200	6560	18602
820005	1	Min	-14502	-949	-355	-3200	-4700	-18602
820006	1	Maks	-12409	920	1582	3200	8413	14850
820006	1	Min	-13884	-920	-355	-3200	-1151	-14850
820007	1	Maks	-11791	889	1582	3199	12090	11218
820007	1	Min	-13266	-889	-354	-3199	335	-11219
820008	1	Maks	-11174	857	1582	3198	18193	7712
820008	1	Min	-12648	-857	-354	-3198	-668	-7713
820008	2	Maks	-51086	1038	1584	4386	18605	56329
820008	2	Min	-52561	-1038	-356	-4387	-59108	-56273

5.5.3. A8 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-33692	771	419	3484	16337	32589
Min	-35257	-771	-479	-3480	-27836	-32589

5.5.4. A9 Bunn fundament

	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
Maks	-51086	1038	1584	4386	18605	56329
Min	-52561	-1038	-356	-4387	-59108	-56273

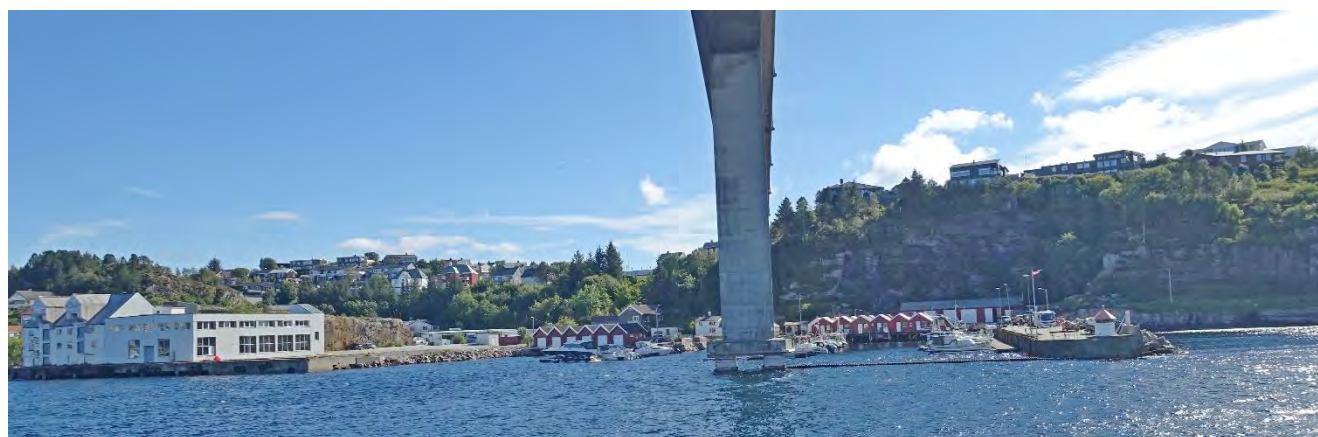


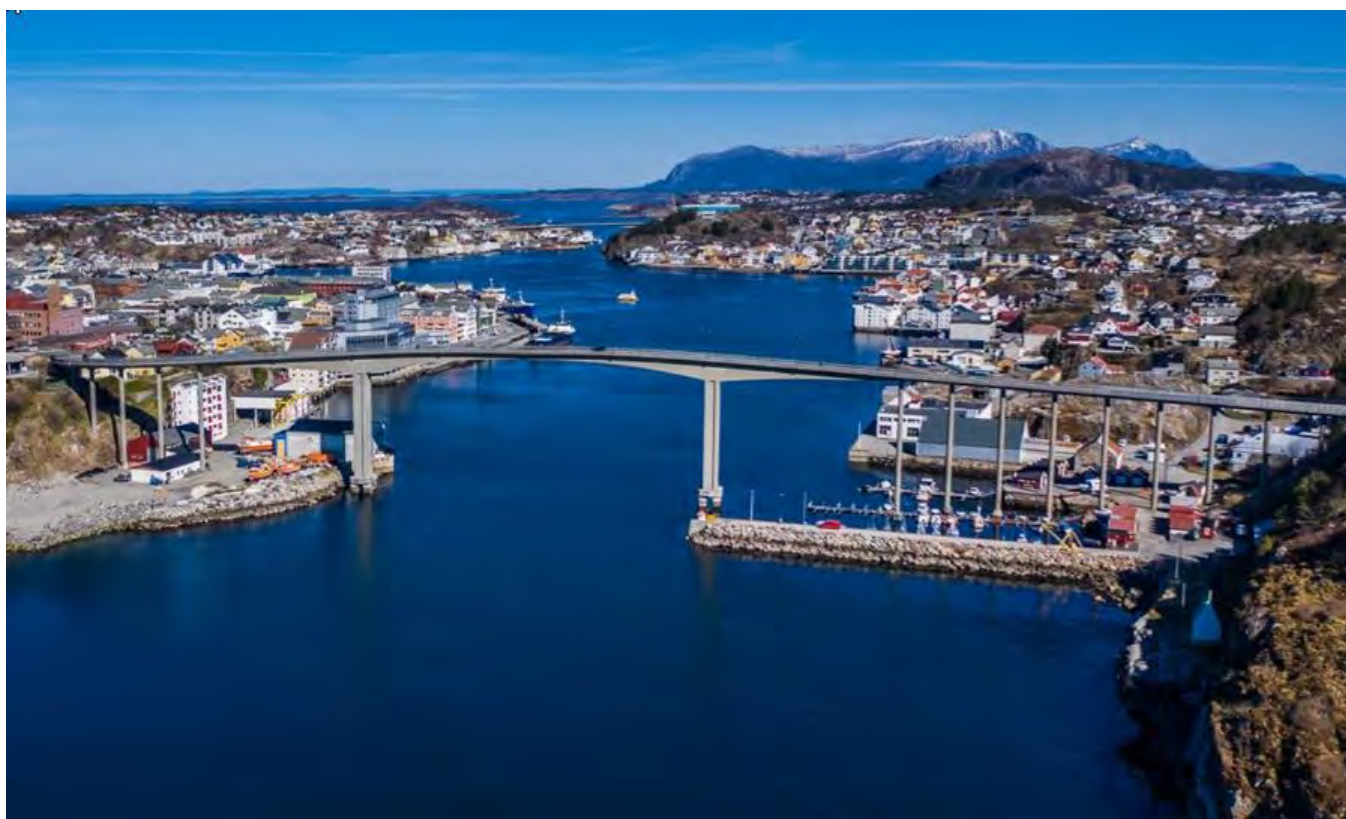
Foto 5-1 Mot akse 9 og Innlandet.

Vedlegg 2 Dimensjoneringsrapport



Møre og Romsdal
fylkeskommune

 AAS-JAKOBSEN



SØRSUNDBRUA SKISSEPROSJEKT

DEL B, VEDLEGG 2 – DIMENSJONERING

Revisjon: 0

Dato: 14.02.2024

AAJ Prosjekt: 12413-9

12413-9-2 Skisseprosjekt del B, 15-1433 Sørsundbrua 2024,
Vedlegg 2

Dokumentet er utarbeidet av Aas-Jakobsen AS.

Opphavsretten tilhører Aas-Jakobsen AS, og dokumentet skal ikke benyttes til andre formål enn det dokumentet omhandler. Dokumentet skal ikke benyttes i utdrag, og kan ikke reproduseres, endres eller leveres til tredjemann uten Aas-Jakobsen AS sitt samtykke.



Foto 0-1 Tårn og fundament akse 8

Revisjonshistorikk

Rev.nr.	Dato	Beskrivelse av revisjon	Utarbeidet	Kontroll	Godkjent
0	14.02.2024	Utsendelse høringsutkast	GAB	SFE	SFE

Sammendrag

Vedlegget beskriver dimensjonering av tårn og hovedfundamenter på Sørsundbrua.

For tårna er det bruddgrensetilstanden med vind som dominerende last som er bestemmende for forsterkningstiltaket. Begge tårn gis en påstøp i utsparingen på kortsidene av tårntverrsnittet, som hver spennarmeres med to kabler á 19x150 mm². Påstøpen føres opp til k. +20, som gir en virksam forsterkning i de nederste 13 m av tårna.

Maksimal utnyttelse for moment/aksialkraft er vist i tabellen under.

		Betong	Armering	Spennarmering
Forsterket	σ [MPa]	-12.4	380	1426
	u [%]	87	95	100
Ikke forsterket	σ [MPa]	-13.4	400	-
	u [%]	94	100	-

I tillegg til at den globale kapasiteten av tverrsnittene er kontrollert, er det regnet på armeringsbehov for å ivareta spredning av de konsentrerte lastene fra spennarmeringen.

For fundamentene er det skipstøt i ulykkesgrensetilstanden som er bestemmende for forsterkningstiltaket. Støtet gir et stort moment om fundamentfoten, som må bæres gjennom eksentrisk grunntrykk mot berg. Ved å øke dimensjonene på fundamentet samtidig som tyngden til konstruksjonen blir større, oppnås tilstrekkelig kapasitet. Nødvendig bæreevne er derfor styrende for dimensjonene på massivfundamentet. For å unngå uforholdsmessig store dimensjoner på fundamentene er det valgt å la bergankre og bergbolter bidra til deler av bæreevnekapasiteten. I henhold til N400 skal bidraget til bergankre og bergbolter begrenses til en andel p . Med bakgrunn i karakteristikken til dimensjonerende lastsituasjon er det valgt å la bergankrene bidra til opptil 40% kapasiteten, mens bergboltene kan bidra med ytterligere 10%. Dette innebærer at fundamentdimensjoner, mengde bergankre og bergbolter blir som vist i tabellen under.

	Akse 8	Akse 9
BxL [m ²]	6.7x13	8x15
Spennkraft [kN]	20000	50000
Betong, SV-St. over kt. +0.5 [m ³]	339	384
Betong, AUV under kt. -0.5 [m ³]	487	1574
Bergankre, 19 lisser [n]	8	16
Bergankre, 19 lisser [m]	202	581
Bergankre, borhull [m]	112	224
Bergbolter [n]	0	50
Bergbolter [kg]	0	1893

Overføringen av krefter fra bergankre og bergbolter til berg går gjennom tre kritiske overganger, og disse må kontrolleres for å sikre tilstrekkelig kapasitet av forankringssonen i berg:

- Brudd mellom stag og mørtel
- Brudd mellom mørtel og berg
- Stabilitet av berg mot uttrekking

Stabilitet av berg er kritisk, og det velges en innboringslengde for bergankre på 15m, og bergbolter på 3.5m.

Innhold

Sammendrag.....	3
Innhold.....	4
1. Innledning.....	6
2. Prosjekteringsforutsetninger.....	7
2.1. Levetid/Brukstid.....	7
2.2. Havnivå og dimensjonerende vannstand.....	7
2.3. Grunnforhold.....	7
2.4. Materialer.....	8
2.4.1. Materialfaktorer.....	8
2.4.2. Betong.....	8
2.4.3. Armering.....	9
2.4.4. Spennarmering.....	10
2.4.5. Bestandighetsdata.....	11
2.4.6. Overdekning.....	11
3. Forsterkning av tårn.....	12
3.1. Beskrivelse av tiltak.....	12
3.2. Dimensjonering av tårn.....	13
3.3. Tverrsnitt.....	13
3.4. Bruddgrense.....	15
3.4.1. MN-kapasitet.....	15
3.4.2. Skjærkapasitet.....	16
3.5. Ulykkesgrense.....	17
3.6. Bruksgrense.....	17
3.7. Lokal overføring av krefter fra spennarmering til tårn.....	18
3.8. Svinn.....	18
4. Forsterkning av fundament.....	19
4.1. Beskrivelse av tiltak.....	19
4.2. Dimensjonering fundament.....	20
4.2.1. Bæreevne/velting - ulykkesgrense.....	21
4.2.2. Bæreevne/velting – bruddgrense.....	22
4.2.3. Bæreevne/velting – bruksgrense.....	22
4.2.4. Glidning.....	22

4.2.5.	Dimensjonering av fundament	23
4.2.6.	Forankring av bergankre.....	23
4.2.7.	Forankring av bergbolter	23
5.	Kildeliste	25
	VEDLEGG.....	1
	Vedlegg 2.1 Tårn – rapport NovaDesign.....	1
	Vedlegg 2.2 Tårn – lokale armeringsbehov	1
	Vedlegg 2.3 Fundament –bæreevne	1
	Vedlegg 2.4 Fundament – dimensjonering.....	1
	Vedlegg 2.5 Bergankre - forankringslengde	1



Foto 0-2 Tårn og fundament A8 fra nordvest

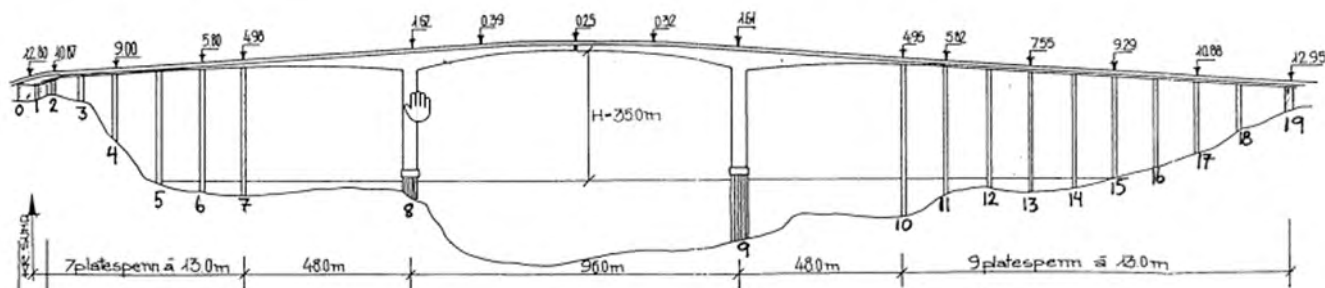
1. Innledning

Vedlegget beskriver dimensjonering av tårn og hovedfundamenter på Sørsundbrua. Grunnlagsdata, lastforutsetninger og andre premisser for skisseprosjektet er beskrevet i hoveddelen av denne rapporten. I dette vedlegget er dimensjoneringspesifikke prosjekteringsforutsetninger oppgitt. Hovedtyngden av beregningene er lagt i separate vedlegg nummerert 2.1-2.5, disse vedlegges først ved detaljprosjektering. De viktigste resultatene fra dimensjoneringen er vist i kapittel 3-4.

Dette vedlegget er laget av siv.ing Georg Bugge og supplert/kontrollert av siv.ing Stein Fergestad.



Foto 1-1 Fra byggetida, akse 8 til venstre, akse 9 til høyre



Figur 1-1 Oppriss av brua, nordside til vestre. Original akseinndeling i uk, benyttes også i dette skisseprosjektet.

2. Prosjekteringsforutsetninger

2.1. Levetid/Bruktid

Sørsundbrua er bygget i 1961-1963 og er nå 60 år gammel. Dimensjonerende levetid for tiltaket antas å være over 100 år, og vil ikke være begrensende for restlevetida til brua.

2.2. Havnivå og dimensjonerende vannstand

På originaltegningene er havnivå angitt som MV kt.+2.0. Det samsvarer godt med middel høyvann i dag, angitt som 202 cm over nullnivå (sjøkartnull). Som referansenivå ved vurdering av skipsstøt velges høyeste astronomiske tidevann, 265 cm over sjøkartnull og 124 cm over normalnull 2000 (NN2000). Dette anses som et konservativt valg i og med at støthendelsen har svært lav sannsynlighet. Kt. 0.0 i NN2000 definerer nullnivå i dette skisseprosjektet og settes likt MV +2.0 på de opprinnelige tegningene.

2.3. Grunnforhold

Grunnforhold er diskutert i hoveddelen av denne rapporten, kapittel 3.3. Pr. januar 2024 er det noe usikkerhet knyttet til fundamentkoter. I dimensjoneringen forutsettes at fundamentet i akse 8 ligger på kt. -8.0, mens akse 9 antas å ligge på kt. -19.0. Dersom endelige resultater fra dykkerinspeksjonen tyder på større dyp enn -19m, kan dette ha betydning for beregningene.

Før detaljprosjektering av fundamentløsning bør det gjøres grunnundersøkelser med sikte på å finne ut hvordan berget er rundt de eksisterende pilargruppene. Det er nylig utført en dykkerundersøkelse som verifiserte at fundamentet i A8 står på berg ca kt.-7, med noen blokker, steinmasser og skrot rundt seg. Det er her behov for noe graving/rensk før utførelse av litt supplerende sprengning til sides for fundament. Dykkervideo tyder på at det er sprengt ut ei hylle med tilnærmet lik høyde på alle 4 pilarer. I A9 er det bare skjellsand med mye barduner og skrot rundt pilarene. Det ble sondert 1.6m ned i løsmassene uten å treffe på berg inntil pilarene, på ca 20m dybde. Ca 10m mot sørøst ble det påvist bart berg. Tidligere byggegrop er tydeligvis blitt mudret igjen, og det er ikke usannsynlig at berget kan finnes på kt.-21 som antatt på original oversikttegning. Supplerende bergkontrollboring bør utføres for å verifisere virkelig bergnivå inntil pilarene.

I henhold til NGUs berggrunnskart [10] består berget i området ved Kristiansund av granittisk gneis. Gneis har karakteristisk trykkfasthet på 90-130 MPa, ref. Håndbok *N-V220 Geoteknikk i vegbygging* (2023), Tabell 11.6.4.5.-1 [11]. Selv med betydelig oppsprekking synes det rimelig å anta at berget har minimum samme fasthet som dimensjonerende betongfasthet for eksisterende betong, $f_{cd} = 14.2\text{MPa}$.



Foto 2-1 Brukryssing sett fra sørøst

2.4. Materialer

2.4.1. Materialfaktorer

For eksisterende konstruksjoner velges materialfaktorer iht. V413 kap. 2.1 [16].

For nye konstruksjoner velges materialfaktorer iht. NS-EN 1992-1-1 pkt. NA.2.4.2.4 [19].

Tabell 1: Materialfaktorer, nye og eksisterende materialer.

	SLS	ULS Vedvarende og forbigående	PLS Ulykke
Betong	$\gamma_c = 1.00$	$\gamma_c = 1.50$	$\gamma_c = 1.20$
Slakkarmering	$\gamma_s = 1.00$	$\gamma_s = 1.15/1.25^*$	$\gamma_s = 1.00$
Spennarmering	$\gamma_s = 1.00$	$\gamma_s = 1.15$	$\gamma_s = 1.00$

* For lokale tverrsnittskontroller av tårn velges det å benytte $\gamma_s = 1.25$ for eksisterende armering, og $\gamma_s = 1.15$ for ny armering. For globale tverrsnittskontroller av tårn benyttes konservativt $\gamma_s = 1.25$ for all armering.

2.4.2. Betong

Betong som benyttes i konstruksjonen er vist med dimensjonerende trykkspenninger i Tabell 2, og med dimensjonerende strekkspenninger i Tabell 3.

Tabell 2: Karakteristisk og dimensjonerende trykkfasthet for betong.

Betongkvalitet	f_{ck} [MPa]	SLS	ULS	PLS
B25 - eksisterende	25	21.3	14.2	17.7
B35 – AUV-betong	35	28.0	18.7	23.3
B45	45	38.3	25.5	31.9

Tabell 3: Karakteristisk og dimensjonerende strekkfasthet for betong.

Betongkvalitet	$f_{ctk,005}$ [MPa]	SLS	ULS	PLS
B25 – eksisterende	1.80	1.53	1.02	1.28
B35 – AUV-betong	2.20	1.76	1.17	1.47
B45	2.70	2.30	1.53	1.91

2.4.2.1. Eksisterende betong

Det benyttes materialkvaliteter og lastfaktorer iht. Håndbok V413 kap. 2.1 [16]. Betongen i eksisterende tårn og fundamenter har kvalitet B350, tilsvarende B25 etter NS-EN 1992-1-1 [19].

Tabell 2.1.2 Betongens karakteristiske trykkfasthet, f_{ck}

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)	NS 3473 (1973-2003)	NS 3473 (2003-2010)	f_{cm} (N/mm ²)	NS-EN 1992-1-1 (NA 3.1.2)	f_{ck} (N/mm ²)
	Betong- kvalitet	Betong- kvalitet	Fasthets- klasse	Fasthets- klasse		Fasthets- klasse	
Før 1920	C-betong	B 200	C 15	B 10	11,2	B 12	12
1920-1945	B-betong	B 250	C 20	B 16	14,0	B 16	16
Etter 1945	A-betong	B 300	C 25	B 20	16,8	B 20	20
		B 350	C 30	B 25	20,3	B 25	25
		B 400	C 35	B 28	22,4	B 28	28
		B 450	C 40	B 32	25,2	B 32	32
		B 600	C 45	B 35	27,3	B 35	35
		B 600	C 55	B 45	34,3	B 45	45

Figur 1: Karakteristisk trykkfasthet for eksisterende betong.

Det regnes generelt med fasthet etter NS-EN 1992-1-1 [19], og det benyttes derfor reduksjonsfaktorer $\alpha_{cc} = \alpha_{ct} = 0.85$.

2.4.2.2. Ny betong

For ny betong over vann (tårn) benyttes kvalitet B45 SV-Standard.

For ny betong under vann (fundamenter) som kommer i kontakt med vann under utstøpning benyttes som minimum B35 M40 AUV-betong. Betongen skal tilfredsstillere krav som beskrives i Betongforeningens publikasjon nr. 5, *Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann (2022)* [12].

For ny betong under vann (fundamenter) som ikke kommer i kontakt med vann under utstøpning kan B35 SV-Standard benyttes. Betongen skal tilfredsstillere krav som beskrives i Betongforeningens publikasjon nr. 5, *Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann (2022)* [12].

2.4.3. Armering

Armering som benyttes i konstruksjonen er vist med dimensjonerende flytespenning i Tabell 4.

Tabell 4: Karakteristisk og dimensjonerende fasthet for armering.

Armeringskvalitet	f_{yk} [MPa]	SLS	ULS	PLS
St. 37	230	230	184	230
Ks 50 < $\varnothing 20$	500	500	400	500
Ks 50 $\geq \varnothing 20$	480	480	384	480
B500NC	500	500	434	500

2.4.3.1. Eksisterende armering

Tabell 2.1.3 Armeringens karakteristiske flytegrense, f_{yk}

Armeringstype	Armeringskvalitet	Diameter (mm)	f_{yk} (N/mm ²)
Glatstål	St. 37	8-32	230
Kamstål	Ks 40 og Ks 40 S	8-20	400
		25-32	380
	Ks 50 og Ks 50 S	8-16	500
		20-32	480
	Ks 60 og Ks 60 S	8-16	600
	K 400 S og K400 TS	8-32	400
	K500 S og K500 TS	8-32	500
	K500 TE	8-32	500
	B500C	8-32	500

Figur 2: Karakteristisk flytegrense for eksisterende armering.

$f_{yk} = 500$ MPa benyttes for all lengde- og tverrarmring i tårn akse 8 og 9 (Ø16).

$f_{yk} = 480$ MPa benyttes for lengdearmring i tårnfundamenter (Ø26).

Bruddtøyning er antatt til 30 ‰.

2.4.3.2. Ny armering

For ny armering over og under vann benyttes kvalitet B500NC.

2.4.4. Spennarmering

Spennstål skal iht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.3 være iht. EN 10138. Denne standarden EN 10138 er imidlertid ikke utgitt ennå, og inntil dette skjer godtas spennstål og spennsystemer som erfaringsmessig har fungert, fortrinnsvis med medfølgende ETA [24].

Karakteristisk fasthet:	$f_{p0,1k} = 1\,640$ N/mm ²	([23] pkt. 11.3)
Bruddfasthet:	$f_{pk} = 1\,860$ N/mm ²	([23] pkt. 11.3)
Bruddtøyning:	$\epsilon_{uk} = 0,035$	([23] pkt. 11.3)
	$\epsilon_{ud} = 0,014$	(NS-EN 1992-1-1 pkt. NA.3.3.6(7))
E-Modul:	$E_p = 195\,000$ N/mm ²	(NS-EN 1992-1-1 pkt. 3.3.6(3))
Areal spenntau:	$A_{pi} = 150$ mm ²	($d = 0,62'' = 15,75$ mm)
Friksjonskoeffisient:	$\mu = 0,19$ rad ⁻¹	(NS-EN 1992-1-1 tabell 5.1)
Tilleggskrumning:	$k = 0,006$ rad/m	(NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.5.2)
Låsetap:	$\Delta L_{sl} = 6$ mm	([23] pkt. 11.5.1.3, antatt)
Relaksasjon:	$\rho_{1000} = 2,5$ %	(Klasse 2, tau med lav relaksasjon)

Dimensjonerende spenning for spennarmering i Tabell 5.

Tabell 5: Karakteristisk og dimensjonerende fasthet for spennkabler.

Armeringskvalitet	$f_{p0,1k}$ [MPa]	SLS	ULS	PLS
1 640/1 860 MPa	1640	1640	1426	1640

Maksimal spenning i kabel ved oppspenning settes iht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.2.1 [19] til

$$\sigma_{p,max} = \min(0.80 \cdot f_{pk}, 0.90 \cdot f_{p0,1k}) = 1476 \text{ MPa}$$

Etter umiddelbare tap skal forspenningen iht. NS-EN 1992-1-1 pkt. 5.10.3 [19] i noe punkt av kabelen ikke overskride

$$\sigma_{pm0} = \min(0.75 \cdot f_{pk}, 0.85 \cdot f_{p0,1k}) = 1394 \text{ MPa}$$

2.4.4.1. Bergankre

Bergankrene har samme karakteristikk som spennarmeringen (se over), men utnyttes normalt ikke like høyt som vanlig spennarmering. Dywidag angir 60 % av f_{pk} som dimensjonerende kapasitet for sine lisseankre. I skissefasen legges konservativt dette til grunn for dimensjoneringen av bergankrene. Det finnes imidlertid praksis på å tillate noe høyere utnyttelse av bergankre, og valget bør revurderes til en eventuell detaljfase.

$$f_{pd,berganker} = 0.6f_{pk} = 1116 \text{ MPa}$$

Bergankrene bør prøve-oppspennes til $f_{p0,1k} = 1640 \text{ MPa}$ etter installasjon, før de slakkes ned til låselast.

2.4.5. Bestandighetsdata

Eksponeringsklasse velges iht. NS-EN 1992-1-1 tabell 4.1 [19]:

Tabell 6: Eksponeringsklasser

Klasse	Situasjon	Konstruksjonsdeler
XS3	Tidevannssoner, skvalpesoner og sprutsoner	Ny betong i tårn, fundament.

Betongspesifikasjon, støp over kt. +0.5: B45 MF40 SV Standard (R762 prosess 84.4122 [17])

Betongspesifikasjon, støp under kt. -0.5: B35 MF40 AUV-Betong (N400 krav 8.8.2-4 [14]. R762 prosess 84.431 [17])

Bestandighetsklasse: MF40 (R762 prosess 84.4 [17])

Kloridklasse: Cl 0,1 (R762 prosess 84.4 [17])

2.4.6. Overdekning

Tårna har i dag 70mm overdekning iht. originaltegningene. Ref. N400 tabell 8.3.1-1 [14] skal overdekning for nye konstruksjoner i skvalpesonen settes til min. 100mm. Det virker imidlertid rimelig å velge samme overdekning som eksisterende konstruksjon, hvor det ikke er observert armeringskorrosjon etter 60 års brukstid. Dagens betong har minimum like gode bestandighetsegenskaper som betong fra 1960, og forsterkningen vil neppe ha lenger levetid enn resten av konstruksjonen. Noe redusert overdekning vil også være gunstig med tanke på å redusere rissutvikling som følge av svinndifferanse mot eksisterende betong.

For fundamentet skal overdekning være min. 100mm, ref. N400 tabell 8.3.1-1 [14]. Her er det grove dimensjoner, og det er fordelaktig med stor overdekning for å sikre god utstøpning av undervannskonstruksjonen. Det velges følgende overdekninger for forsterkning av underbygning på Sørundbrua:

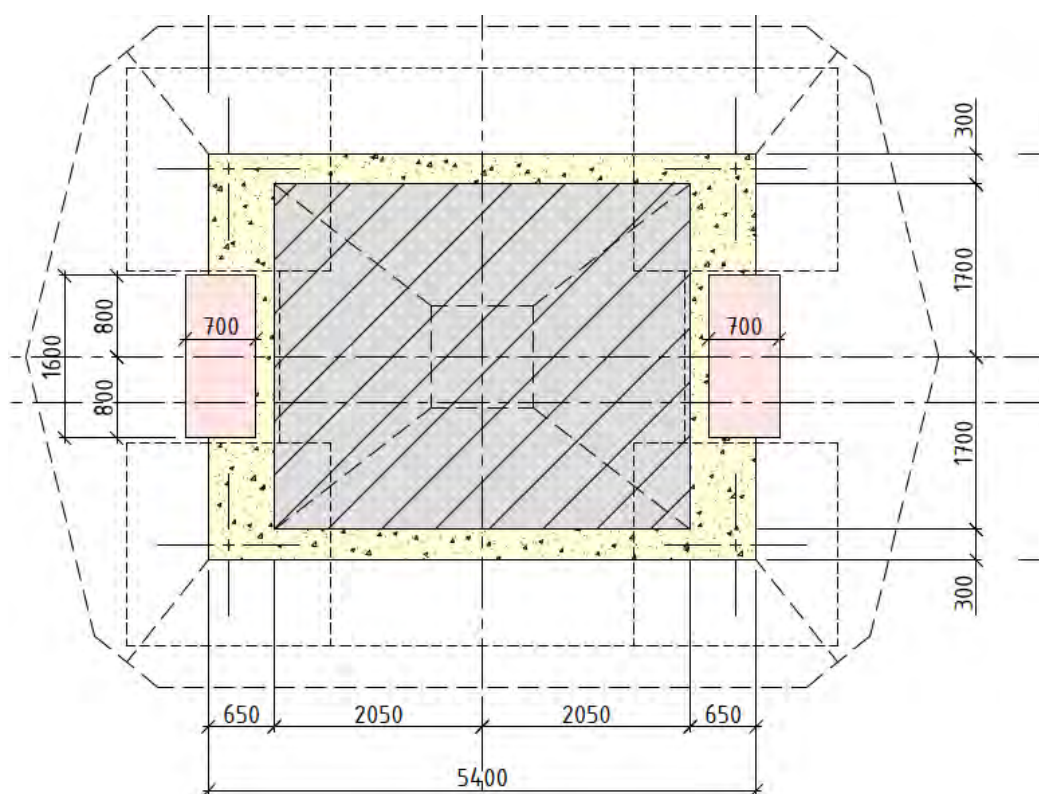
Tabell 7: Overdekning

		Tårn, armering	Tårn, spennarmering	Fenderplate, over vann	Fundament, under vann
Minste overdekning	c_{min}	60 mm	100 mm	100 mm	125 mm
Største tillatte avvik	Δc_{dev}	15 mm	20 mm	20 mm	25 mm
Nominell overdekning	c_{nom}	75 mm	120 mm	120 mm	150 mm

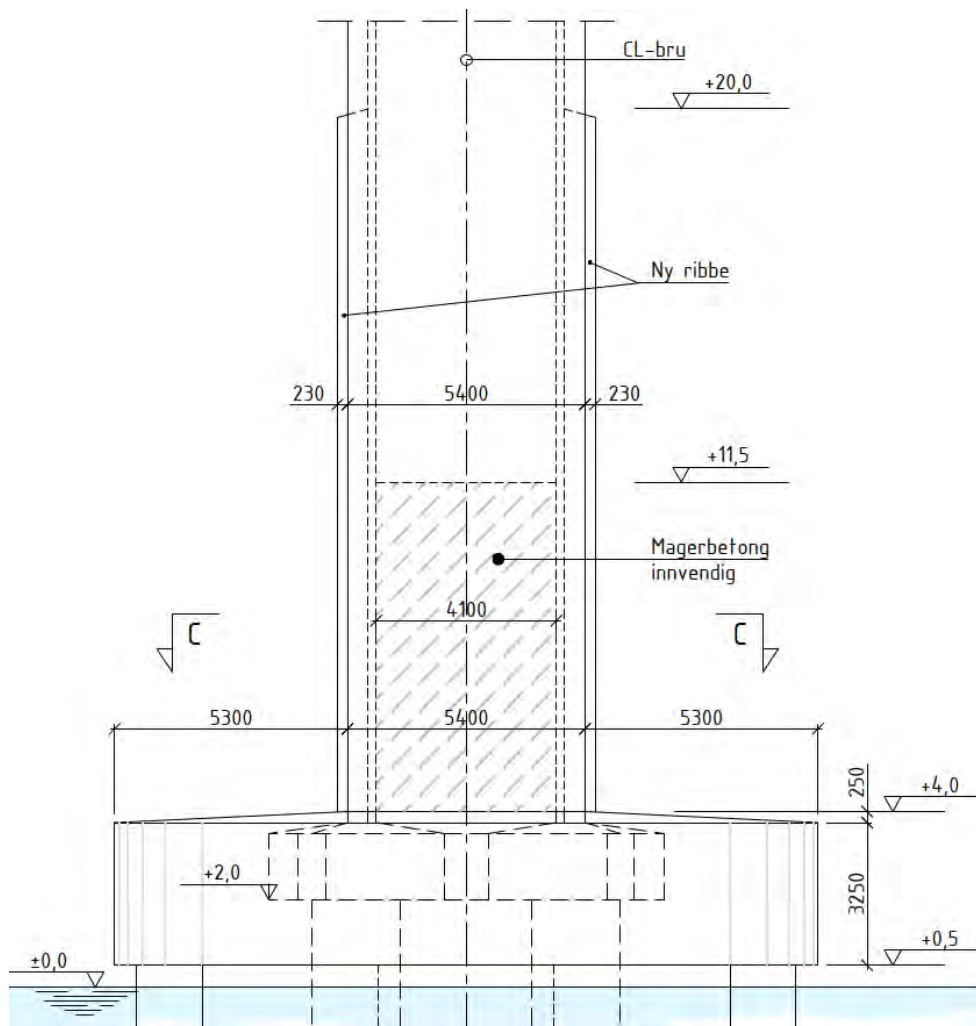
3. Forsterkning av tårn

3.1. Beskrivelse av tiltak

- For å oppnå større kapasitet for vindkrefter støpes spennarmering inn i nederste del av utsparingen i kassetverrsnittet. To kabler á $19 \cdot 150\text{mm}^2$ per utsparing gir tilstrekkelig kapasitet. Spennkablene avsluttes ved kt. +20.0, slik at de er fullt virksomme i de nederste 16m av tårnbeina. I tillegg legges det inn $\varnothing 25\text{c}150$ lengdearmering i ribbene, som gir noe økt kapasitet for momenter fra vind.
- På tross av økt dimensjon på fundament og fenderplate vil tårnet kunne rammes av støt fra fronten av baugen. For å unngå punktering av tårnveggen støpes det med magerbetong opp til k. +12.
- For å få plass til spennkablene støpes utsparingen i hver kortvegg på tårnene ut med en ribbe med $t = 700\text{mm}$, se Figur 3 -Figur 4.



Figur 3: Tårntverrsnitt med ribbepåstøp, plan.



Figur 4: Tårntverrsnitt med ribbepåstøp, oppriss.

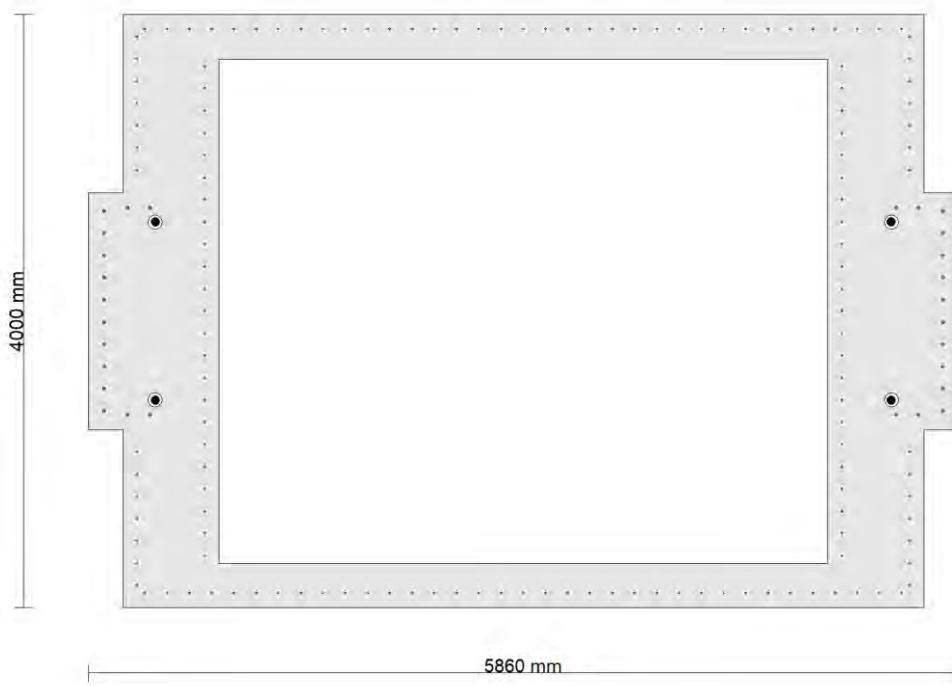
3.2. Dimensjonering av tårn

Følgende kontroller utføres:

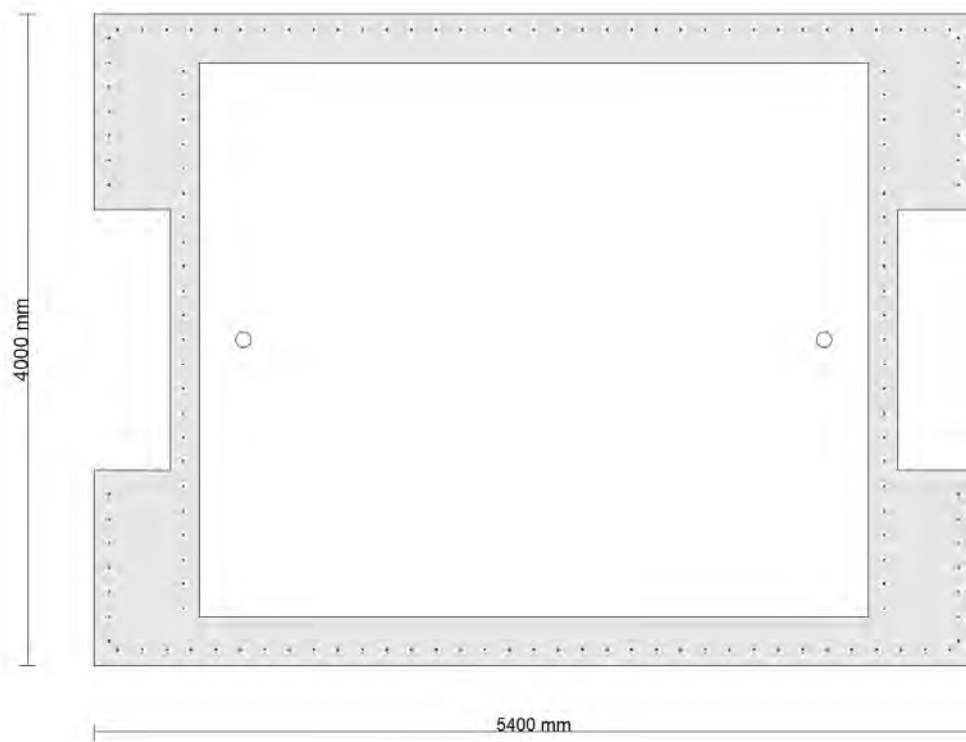
- Kontroll av global MN-kapasitet av tårntverrsnitt, NovaDesign [21].
- Lokal overføring av krefter fra spennarmering

3.3. Tverrsnitt

I NovaDesign er det benyttet følgende tverrsnitt for å kontrollere MN-kapasiteten:



Figur 5: Tårn akse 8 og 9: k. +4.0-+16.5



Figur 6: Tårn akse 8 og 9: k. +16.5-+34.2

3.4. Bruddgrense

3.4.1. MN-kapasitet

Maksimalt opptredende spenninger i betong, armering og spennarmering er vist i Tabell 8. Alle tverrsnitt har tilstrekkelig kapasitet i bruddgrense. Største spenninger opptrer henholdsvis i bunn akse 9 (node 1090) og topp akse 9 (node 1098). Komplette rapport fra NovaDesign er vist i Vedlegg 2.1.

Tabell 8: Maksimalt opptredende spenninger og utnyttelser i tårntverrsnitt.

		Betong	Armering	Spennarmering
Forsterket	σ [MPa]	-12.4	380	1426
	u [%]	87	95	100
Ikke forsterket	σ [MPa]	-13.4	400	-
	u [%]	94	100	-

Abbreviations in result listing

- fc - Concrete compressive stress
- fs - Maximum reinforcement stress (tensile or compressive)
- fp - Maximum tendon stress (tensile or compressive)
- Wk - Crackwidth ordinary reinforcement
- Wkp - Crackwidth tendons

Ref1	Sect	Comb		fc [MPa]	fs [MPa]	fp [MPa]	wk [mm]	wkp [mm]
0	1080	SEL	Value	-12.2	-239.3	1426.1	-	-
			Comb	1080007	1080007	1080012	1080012	1080012
0	1081	SEL	Value	-10.9	-197.5	1426.1	-	-
			Comb	1081007	1081007	1081012	1081012	1081012
0	1082	SEL	Value	-9.6	-164.2	1426.1	-	-
			Comb	1082010	1082010	1082011	1082012	1082012
0	1083	SEL	Value	-10.9	378.3	1426.1	-	-
			Comb	1083010	1083007	1083012	1083012	1083012
0	1084	SEL	Value	-9.1	284.7	1426.1	-	-
			Comb	1084010	1084010	1084012	1084012	1084012
0	1085	SEL	Value	-9.3	251.6	1426.1	-	-
			Comb	1085010	1085010	1085012	1085012	1085012
0	1086	SEL	Value	-7.8	189.0	1426.1	-	-
			Comb	1086010	1086010	1086010	1086012	1086012
0	1087	SEL	Value	-8.1	269.1	1426.1	-	-
			Comb	1087010	1087010	1087010	1087012	1087012
0	1088	SEL	Value	-9.0	376.3	1426.1	-	-
			Comb	1088110	1088110	1088110	1088112	1088112
0	1090	SEL	Value	-12.4	379.5	1426.1	-	-
			Comb	1090012	1090011	1090012	1090012	1090012
0	1091	SEL	Value	-11.2	269.0	1426.1	-	-
			Comb	1091012	1091011	1091012	1091012	1091012
0	1092	SEL	Value	-9.8	-172.0	1426.1	-	-
			Comb	1092012	1092012	1092012	1092012	1092012
0	1093	SEL	Value	-9.0	-147.3	1426.1	-	-
			Comb	1093011	1093012	1093012	1093012	1093012
0	1094	SEL	Value	-11.6	400.0	1426.1	-	-
			Comb	1094011	1094012	1094012	1094012	1094012
0	1095	SEL	Value	-10.0	399.8	1426.1	-	-
			Comb	1095012	1095011	1095012	1095012	1095012
0	1096	SEL	Value	-8.3	219.2	1426.1	-	-
			Comb	1096012	1096011	1096012	1096012	1096012
0	1097	SEL	Value	-8.0	255.5	1426.1	-	-
			Comb	1097009	1097009	1097011	1097012	1097012
0	1098	SEL	Value	-13.4	400.0	1426.1	-	-
			Comb	1098109	1098109	1098109	1098112	1098112
Extreme values				-13.4	400.0	1426.1	-	-

Figur 7. Opptredende spenninger i tårnelementer - utklipp fra NovaDesign.

3.4.2. Skjærkapasitet

Skjærkapasitet i tverretning fundament er kontrollert ved hjelp av AAJConcrete [22]. Det er kontrollert snitt øverst og nederst i tårn. Innlagt armering er 1Ø16c150 pr. vegg. Skjærkraften kan fordeles likt på de to veggene, slik at innlagt skjærarmering er 2Ø16c150 = 2680mm²/m, mens effektiv torsjonsarmering er 1Ø16c150 = 1340mm²/m.

I forhold til behovene som oppgis i AAJ Concrete kan vi sammenligne følgende.

$$1.25/1.15 \cdot (A_{sw,V}/2 + A_{sw,T}) \leq A_{sw,T,innlagt}$$

Hvor 1.25 og 1.15 er henholdsvis materialfaktor for eksisterende og ny armering, mens $A_{sw,V}$ og $A_{sw,T}$ er behov iht. AAJConcrete. Vinkel på trykkdiagonalen er satt til 35° i AAJConcrete, og det er konservativt antatt at maksimal torsjon, langsgående skjær og min. aksialtrykk oppstår samtidig.

Tabell 9: Skjærarmeringsbehov vs. innlagt tverrarmering.

Plassering	$A_{sw,V}$ [mm ² /m]	$A_{sw,T}$ [mm ² /m]	$A_{sw,tot}$ [mm ² /m]	$A_{sw,T,innlagt}$ [mm ² /m]	Utnyttelse
Akse 9 - bunn	1126	521	1178	1340	88 %
Akse 9 - topp	894	521	1052	1340	79 %

The image shows two side-by-side screenshots of a software interface for calculating shear and torsion reinforcement according to NS-EN 1992-1-1. Both windows are titled 'Skjær- og torsjonsarmering etter NS-EN 1992-1-1'.

Left Window (Bottom of Pier):

- Grensetilstand: ULS (selected), PLS
- Materialer: Betong: B25, k_2 : 0,15, θ : 35°, Armering: B500NC
- Lengdearmering: ϕ : Ø16, $c_{nom,sl}$: 325 mm, $c_{nom,t}$: 40 mm, n_b : 16 stk, A_s : 5000 mm², z : 4750 mm, d : 5065,0 mm
- Tversnitt: Rektangulært (selected), Sirkulært
- Høyde, h: 5400 mm, Brekke, b: 600 mm
- Belastning: V_{Ed} : 3321 kN, T_{Ed} : 10240 kNm, N_{Ed} : 15600 kN
- Torsjonskonstanter: A_k : 15836000 mm², t_{ef} : 180 mm, u_k : 15960 mm
- Meldinger: 8 bar normalstilles til 40.
- Resultater: Skjærarmeringsmengde, $A_{sw,V}/s$: 1126 mm²/m, Torsjonsarmeringsmengde, $A_{sw,T}/s$: 521 mm²/m, Uarmert skjærkapasitet $V_{Rd,c}$: 1989,6 kN, Uarmert torsjonskapasitet $T_{Rd,c}$: 5800,4 kNm

Right Window (Top of Pier):

- Grensetilstand: ULS (selected), PLS
- Materialer: Betong: B25, k_2 : 0,15, θ : 35°, Armering: B500NC
- Lengdearmering: ϕ : Ø16, $c_{nom,sl}$: 325 mm, $c_{nom,t}$: 40 mm, n_b : 16 stk, A_s : 5000 mm², z : 4750 mm, d : 5065,0 mm
- Tversnitt: Rektangulært (selected), Sirkulært
- Høyde, h: 5400 mm, Brekke, b: 600 mm
- Belastning: V_{Ed} : 2637 kN, T_{Ed} : 10240 kNm, N_{Ed} : 10080 kN
- Torsjonskonstanter: A_k : 15836000 mm², t_{ef} : 180 mm, u_k : 15960 mm
- Meldinger: 8 bar normalstilles til 40.
- Resultater: Skjærarmeringsmengde, $A_{sw,V}/s$: 894 mm²/m, Torsjonsarmeringsmengde, $A_{sw,T}/s$: 521 mm²/m, Uarmert skjærkapasitet $V_{Rd,c}$: 1989,6 kN, Uarmert torsjonskapasitet $T_{Rd,c}$: 5800,4 kNm

Figur 8: Skjærarmeringsbehov hhv. bunn/topp akse 9.

3.5. Ulykkesgrense

Ulykkesgrense gir i utgangspunktet små krefter i tårnet, sammenholdt med bruddgrense. Et baugtreff kan imidlertid punktere de tynne tårnveggene. Nederste del av tårnet opp til k. +12.0 støpes derfor ut med magerbetong.

3.6. Bruksgrense

Største rissvidder er kontrollert i bruksgrense SLSb, og vist i Figur 9. Alle tverrsnitt i tårnet har tilstrekkelig kapasitet, med maksimal rissvidde $w_k = 0.28\text{mm}$ i uforsterket del av tårnet. I forsterket del er maksimal rissvidde $w_k = 0.01\text{mm}$. Komplette rapport fra NovaDesign er vist i Vedlegg 2.1.

Abbreviations in result listing

fc - Concrete compressive stress
 fs - Maximum reinforcement stress (tensile or compressive)
 fp - Maximim tendon stress (tensile or compressive)
 Wk - Crackwidth ordinary reinforcement
 Wkp - Crackwidth tendons

Refl	Sect	Comb		fc [MPa]	fs [MPa]	fp [MPa]	wk [mm]	wkp [mm]
0	1080	SEL	Value	-6.8	-68.6	1393.7	0.00	-
			Comb	2080010	2080010	2080007	2080012	2080012
0	1081	SEL	Value	-6.6	-65.8	1392.7	0.00	-
			Comb	2081010	2081010	2081007	2081012	2081012
0	1082	SEL	Value	-6.3	-63.0	1391.7	0.00	-
			Comb	2082010	2082010	2082007	2082012	2082012
0	1083	SEL	Value	-5.0	-48.3	1388.2	0.06	-
			Comb	2083010	2083010	2083011	2083010	2083012
0	1084	SEL	Value	-4.4	-42.0	1387.6	0.04	-
			Comb	2084010	2084010	2084011	2084010	2084012
0	1085	SEL	Value	-4.8	-46.4	1382.8	0.01	-
			Comb	2085010	2085010	2085011	2085010	2085012
0	1086	SEL	Value	-4.2	-41.0	1382.0	0.00	-
			Comb	2086010	2086010	2086011	2086010	2086012
0	1087	SEL	Value	-4.3	-41.3	1381.2	0.01	-
			Comb	2087010	2087010	2087011	2087010	2087012
0	1088	SEL	Value	-4.6	-44.0	1383.1	0.05	-
			Comb	2088110	2088110	2088110	2088110	2088112
0	1090	SEL	Value	-7.6	-77.3	1402.0	0.01	-
			Comb	2090012	2090012	2090012	2090012	2090012
0	1091	SEL	Value	-6.9	-69.2	1399.2	0.00	-
			Comb	2091012	2091012	2091012	2091012	2091012
0	1092	SEL	Value	-6.2	-61.4	1396.6	0.00	-
			Comb	2092012	2092012	2092012	2092012	2092012
0	1093	SEL	Value	-5.5	-54.8	1394.2	0.00	-
			Comb	2093012	2093012	2093012	2093012	2093012
0	1094	SEL	Value	-3.1	-30.1	1391.0	0.00	-
			Comb	2094011	2094011	2094012	2094011	2094012
0	1095	SEL	Value	-3.9	-38.0	1386.1	0.00	-
			Comb	2095011	2095011	2095012	2095011	2095012
0	1096	SEL	Value	-3.8	-36.6	1384.5	0.00	-
			Comb	2096012	2096012	2096012	2096012	2096012
0	1097	SEL	Value	-4.4	-42.3	1383.2	0.02	-
			Comb	2097009	2097009	2097012	2097009	2097012
0	1098	SEL	Value	-6.2	110.7	1420.3	0.28	-
			Comb	2098109	2098109	2098109	2098109	2098112
Extreme values				-7.6	110.7	1420.3	0.28	-

Figur 9. Opptredende rissvidder i tårnelementer - utklipp fra NovaDesign.

3.7. Lokal overføring av krefter fra spennarmering til tårn

Kreftene fra spennarmeringen må overføres til resten av tårnet ved hjelp av tverrarmering. Det er regnet på to ulike modeller for overføring av kreftene:

- Spaltestrekk pga. konsentrerte krefter fra spennarmering, ref. NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.5.3 [19].
- Skjærkrefter i støpeskjøt mellom betong støpt på ulike tidspunkt, ref. NS-EN 1992-1-1 pkt. 6.2.5 [19].

Støpeskjøten må også dimensjoneres for å overføre skjærspenninger når ribben kommer i trykksonen.

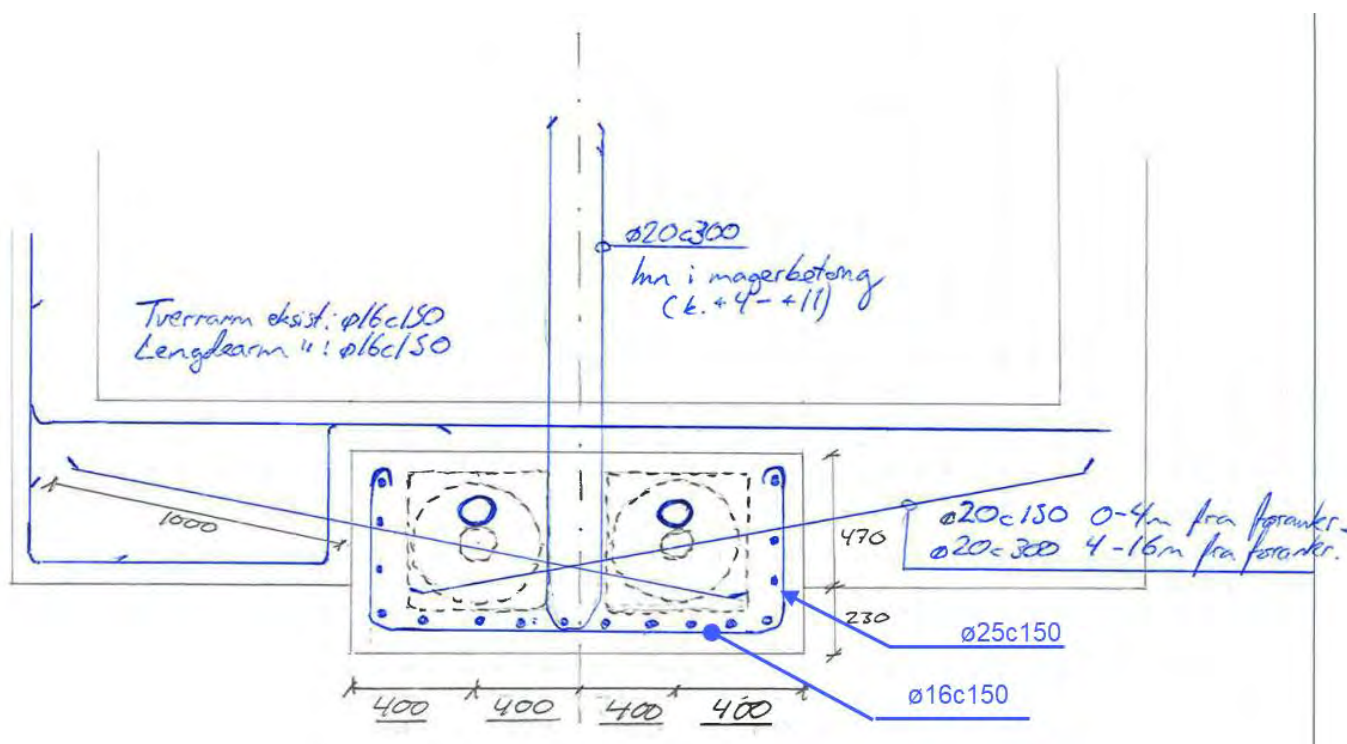
Betraktningen som gir størst behov legges til grunn for armeringsføringen.

Beregning er vist i Vedlegg 2.2, oppsummert i Tabell 10 og skissert i Figur 10.

Lokal armering rundt forankringshodene bestemmes av leverandøren.

Tabell 10: Armering for overføring av krefter mellom ribbe og eksisterende tårntverrsnitt.

Plassering	Tverrarmering	Lengdearmering
k. +16.0 - +20.0	Ø20c150	Ø25c150
k. +4.0 - +16.0	Ø20c300	Ø25c150



Figur 10: Armering påstøp i tårn.

3.8. Svinn

I og med at det støpes mot gammel betong, hvor det meste av svinnforløpet allerede er tilbakelagt, vil det oppstå tøyingsdifferanser mellom ny og gammel betong som følge av svinn, med risiko for rissutvikling i den nye betongen. Det antas at Ø25c150 lengdearmering er tilstrekkelig til å begrense rissvidden.

4. Forsterkning av fundament

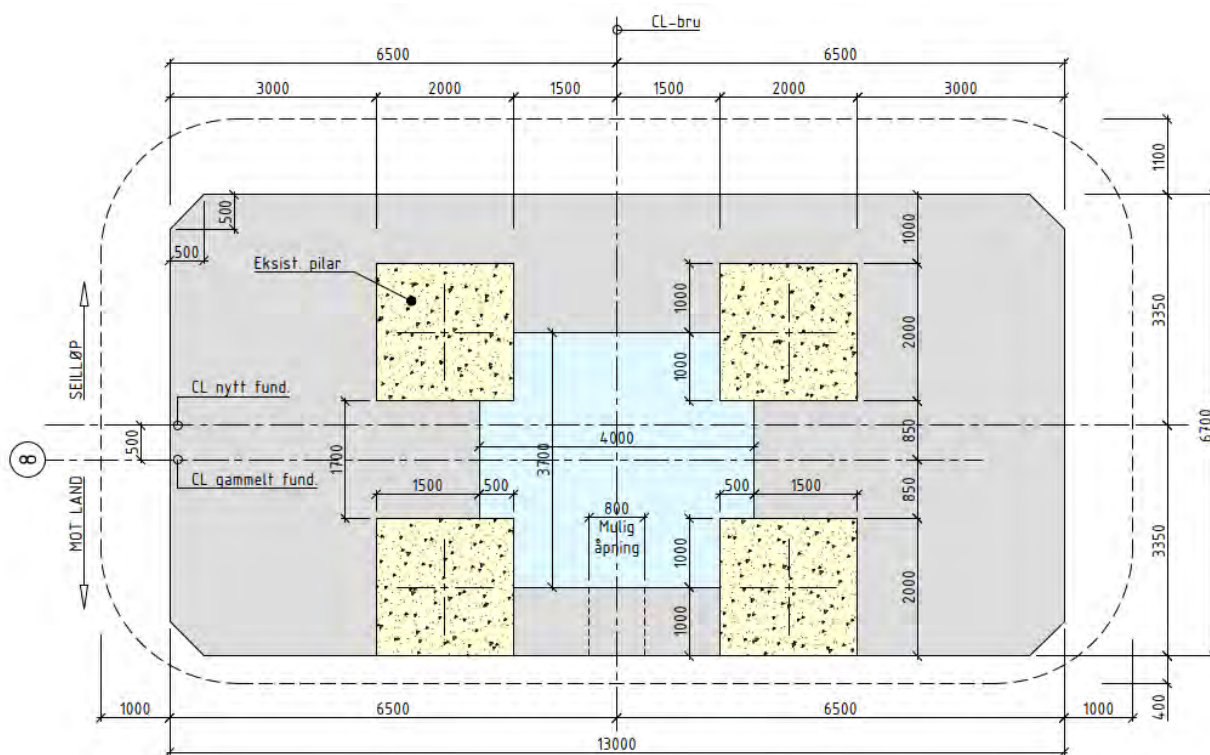
4.1. Beskrivelse av tiltak

Fundamentene har nesten ingen kapasitet til å tåle skipsstøt, og har også for lav kapasitet til å tåle dimensjonerende vindkrefter. Skipsstøt er imidlertid klart kritisk, og legges til grunn for utforming av tiltak.

For å oppnå kapasitet er det valgt å prosjektere massivfundamenter i akse 8 og 9, som omslutter de eksisterende pilarene. Massivfundamentene bidrar med økt tyngde og økt grunnflate, begge deler er gunstig for å øke stabiliteten til brua.

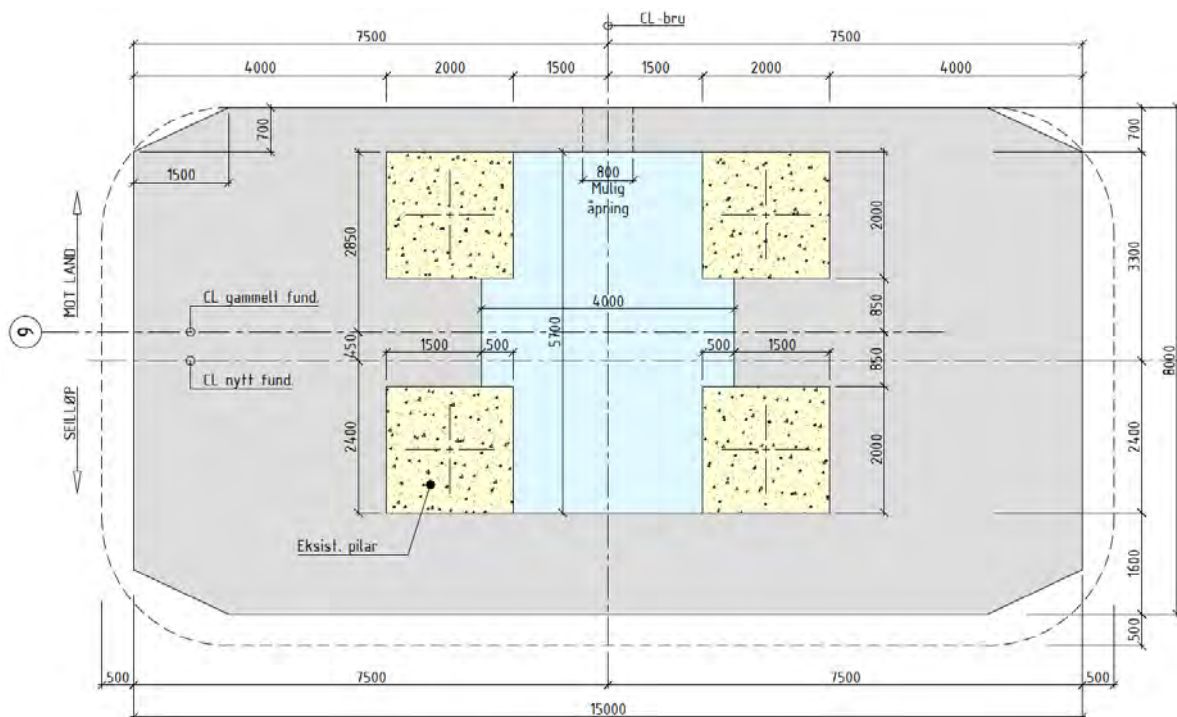
For å oppnå tilstrekkelig kapasitet installeres i tillegg bergankre og bergbolter som jobber sammen for å holde fundamentet på plass. Akse 9 er høyest og får størst belastning, og fundamentet her har derfor større fotavtrykk, flere bergankre og flere bergbolter enn fundamentet i akse 8.

I akse 8 velges et fundament med ytre mål 6.7x13.0m², ref. Figur 11.



Figur 11: Fundament akse 8.

I akse 9 velges et fundament med ytre mål 8.0x15.0m², ref. Figur 12.



Figur 12: Fundament akse 9.

Totalt oppnås følgende dimensjoner/mengder:

	Akse 8	Akse 9
BxL [m ²]	6.7x13	8x15
Spennkraft [kN]	20000	50000
Betong, SV-St. over kt. +0.5 [m ³]	339	384
Betong, AUV under kt. -0.5 [m ³]	487	1574
Bergankre, 19 lisser [n]	8	16
Bergankre, 19 lisser [m]	202	581
Bergankre, borhull [m]	112	224
Bergbolter [n]	0	50
Bergbolter [kg]	0	1893

4.2. Dimensjonering fundament

Følgende kontroller utføres:

- Kontroll av bæreevne (kritisk for bestemmelse av fundamentdimensjoner).
- Dimensjonering av fundament akse 9
- Beregning av forankringslengde, bergankre
- Beregning av forankringslengde, bergbolter

4.2.1. Bæreevne/velting - ulykkesgrense

Bæreevnen til fundamentet kontrolleres i ulykkesgrensetilstand etter prosedyre beskrevet i N400 pkt. 7.2.2-2 [14]:

KRAV 7.2.2—2 SKAL

GJELDENDE FRA 01.01.2022

Bæreevne/velting skal kontrolleres i bruddgrensetilstand etter følgende prosedyre:

- 1) Lasteksentrisiteter bestemmes.
- 2) Effektiv fundamentflate bestemmes som et areal, A_0 , med lasteksentrisiteten (e) i arealets tyngdepunkt (TP) og avgrenset av fundamentets render.
- 3) Dimensjonerende grunntrykk, $\sigma_g = N_{Ed}/A_0$, bestemmes.
- 4) Dimensjonerende grunntrykk kontrolleres mot grunnens dimensjonerende bæreevne, $\sigma_g \leq f_g$.

Tyngden til overbygning og fundament er alene ikke nok til å sikre fundamentets stabilitet. Det installeres derfor i tillegg bergankre og bergbolter. I bæreevnevurderingen inkluderes bidragene som et tillegg til aksialkraften, slik at beregningsgangen blir tilsvarende som vist over.

Bergankeres nødvendige bidrag til bæreevne/velting skal begrenses til en andel p , ref. N400 pkt. 7.3.2-4 [14].

- $p \leq 0,25$ der omlagring av krefter ikke er mulig
- $p \leq 0,50$ der omlagring av krefter er mulig

Bergboltene nødvendige bidrag til bæreevne/velting skal begrenses til en andel p , ref. N400 pkt. 7.4.4.-1 [14].

- $p \leq 0,50$ i byggefase og ulykkesituasjonen
- $p \leq 0,25$ for ferdig konstruksjon

Det er begrenset omlagringsmulighet i selve konstruksjonen for kreftene fra et skipsstøt. Det er imidlertid flere grunner til at en høy p bør kunne aksepteres for konstruksjonen på Sørsundbrua:

- Prosjektet er et rehabiliteringstiltak for en bru med begrenset restlevetid, og vil i alle tilfeller gi en vesentlig bedret situasjon sammenlignet med i dag.
- Kritisk situasjon er ulykkesgrense med risiko $< 1 \cdot 10^{-4}$ /år for å opptre. Det er liten fare for at bergankrene vil svekkes som følge av gjentatt, høy belastning.
- Støthendelsen har svært kort varighet, med total varighet ~ 1 -2s. Høyeste belastning kan ha en varighet på $< 0,1$ s før intensiteten vil avta, ref. *DNV-RP-C204 Structural design against accidental loads* [7]. I løpet av denne tiden er det minimal sannsynlighet for at en total kollaps vil oppstå, gjennom brudd på alle bergankere og tilstrekkelig forskyvning av fundamentet.
- Kunnskapen rundt bergankere har økt vesentlig de siste årene, og bergankere bør anses som en trygg forankringsmetode når dagens krav til permanente ankere oppfylles.
- Prøvelast opp til flytespenning innebærer at det er påvist en vesentlig høyere kapasitet enn det som forutsettes utnyttet i ulykkesgrensen.

På bakgrunn av det ovenstående er det valgt å sette $p=0.4$ for bergankrene. For bergboltene er $p=0.5$ tillatt i ulykkesgrensetilstand. I praksis fordeles derfor bidraget til bæreevnekapasitet som følger:

Egenvekt av konstruksjon, minimum:	50%
Spennarmerte bergankere, inntil:	40%
Slakkarmerte bergbolter, inntil:	10%

Beregninger av fundamentet i ulykkesgrensetilstand er utført i Vedlegg 2.3, og viser at bæreevnen er ivaretatt. Maksimal utnyttelse oppstår i akse 8 med $u = 97\%$, mens utnyttelsen er $u = 96\%$ i akse 9. De ulike konstruksjonselementenes bidrag til bæreevnen er begrenset iht. oversikten over.

4.2.2. Bæreevne/velting – bruddgrense

Det er gjort kontroll av bæreevnen for krefter i bruddgrensetilstand, se Vedlegg 2.3. Beregningene viser at det ikke er behov for bergankere/bergbolter i bruddgrense, altså at deres nødvendige bidrag til bæreevnen er $p = 0$. Når forankringen inkluderes, er maksimal utnyttelse i akse 8 $u = 33\%$. I akse 9 er høyeste utnyttelse $u = 26\%$.

4.2.3. Bæreevne/velting – bruksgrense

Iht. N400 pkt. 7.2.3-1 skal lasteksentrisitetene i bruksgrensetilstand kombinasjon *sjeldent forekommende* ikke være større enn $e_i = b_i/3$, hvor $i = \{x, y\}$ og b_i er fundamentbreddene langs hver akse. Ved samtidig moment om to akser blir eksentrisitetskontrollen som følger:

$$\sqrt{\left(\frac{e_x}{b_x/3}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_y/3}\right)^2} \leq 1$$

Kombinasjon SLS *sjeldent forekommende* finnes ikke i håndbok V412 [15]. Konservativt velges det å benytte kombinasjon SLSa (V412 pkt 9.3.2), som representerer en karakteristisk bruksgrense, antatt å representere den største forventede lasttilstand i konstruksjonens levetid.

Eksentrisitetsbegrensningen er ivaretatt også uten å utnytte bergankere. Når bergankere inkluderes, er maksimal utnyttelse i akse 8 $u = 41\%$. I akse 9 er høyeste utnyttelse $u = 34\%$.

Beregning er vist i Vedlegg 2.3.

4.2.4. Glidning

Glidning av fundamentet kontrolleres i ulykkesgrensetilstand (og bruddgrensetilstand) etter prosedyre beskrevet i N400 pkt. 7.2.2-3 [14] (se figur neste side). Det antas støp direkte på utsprengt byggegrop, og friksjonskoeffisienten settes til $\mu = 1.0$ ref. N400 pkt. 7.2.1-3 [14].

Kontroll av fundamentet i ulykkesgrensetilstand er utført i Vedlegg 2.3. Maksimal utnyttelse oppstår i akse 8, med $u = 75\%$. I akse 9 er maksimal utnyttelse $u = 36\%$.

KRAV 7.2.2—3 **SKAL**

GJELDENDE FRA 01.01.2023

Glidning av såler på berg skal kontrolleres i bruddgrensetilstand ved at forholdet mellom horisontalkraft (resulterende skjærkraft) og vertikalkraft (aksialkraft) ikke overskrider friksjonskoeffisienten mellom fundamentet og grunnen.

Veiledning til kravet ▾

Resulterende skjærkraft:

$$- V_{Ed} = \sqrt{V_{x,Ed}^2 + V_{y,Ed}^2}$$

Kontroll av friksjon:

$$- \frac{V_{Ed}}{N_{Ed}} \leq \mu$$

4.2.5. Dimensjonering av fundament

Fundamentets dimensjoner er styrt av bæreevnen til berget. Kapasiteten til selve fundamentet er bestemt ved hjelp av stavmodeller som styrer kraftgangen fra skipsstøt/vertikallast ned til berg. Beregningene er ført i Vedlegg 2.4. Høyeste utnyttelse av trykkapasitet oppstår i overgang betong/berg, med $\sigma_{\max} = 14.3 \text{ MPa}$, $u = 58 \%$. Armeringsmengder er oppsummert i Vedlegg 2.4.

4.2.6. Forankring av spennstag/bergankre

Bergankerne er vanlig spennarmering og består av en bunt med stållisser (her antas 19 stk pr kabel/anker), og det er bare forankringsområdet i berg som er spesielt. Overføringen av krefter fra berganker til berg går gjennom tre kritiske overganger, og disse må kontrolleres for å sikre tilstrekkelig kapasitet av forankringssonen i berg:

- Brudd mellom stag og mørtel
- Brudd mellom mørtel og berg
- Stabilitet av berg mot uttrekking

Kontrollene gjøres iht. V220, avsnitt 11.6.4.5 [11], og ligger i Vedlegg 2.5.

Stabilitet av berg mot uttrekking er kritisk, og gir behov for minimum 12m innboringslengde. Det velges å sette total innboringslengde til 15m, med frilengde 5m og forankringsssone på 10m. I forankringsssonen avsluttes hver 1/3 av lissene i ulike intervaller, der hver lisse er frilagt 4m. Dette er en velprøvd metodikk som er utviklet og tatt i bruk på siste generasjons ferjekaier.

4.2.7. Forankring av bergbolter

Forankringslengde av bergbolter bestemmes iht. N400 pkt. 7.4.3-1 [14], som krever minimum 80 ϕ forankringslengde i berg ved undervannsstøp.

$$\lambda_{bergbolt,min} = 80 \cdot 32mm = 2560mm$$

I fundamentet bør forankringslengden være minimum $1.4l_{bd} = 2123mm$ ved undervannsstøp, ref. N400 pkt. 7.4.3-2 [14]. Beregning av l_{bd} er utført i AAJConcrete og vist på neste side.

Det velges 3.5m innboringslengde i berg, og 2.5m forankringslengde i fundamentet.

Beregning av forankringslengde etter NS-EN 1992-1-1

Hva skal finnes
 Forankrings-/omfarslengde Tillatt trykkspenning Tillatt strekkspenning

Generelt
 Forankringslengde Omfarslengde

Betongkvalitet: B25
 Armeringstype: B500NC

Bjelke Plate Gode heftbetingelser
 ULS PLS

Hovedarmering
 Diameter: Ø32
 Buntet n_b : 1 stk
 Andel stenger som skjøtes innen samme omfars-snitt: 100 %

Rett jem Vinkelkrok Krok Sløyfe

Netto avst. mellom jem a: 500 mm
 Overdekning c_1 : 400 mm
 Overdekning c: 400 mm

Belastning
 Spenning i hovedarmering: 434 N/mm²
 (positivt i strekk) (349,0 kN pr.stang)
 Spenning tvers på armering p: 0 N/mm²
 (positivt i strekk)

Tverrarmering
 Ingen Ikke sveist Sveist
 Diameter: Ø25 c/c: 250 mm
 Buntet n_b : 1 stk
 K = 0.1 K = 0.05 K = 0.0

Resultat
 Nødv. forankringslengde l_{bd} : 1517 mm
 Forankringslengde l_{bd} gjelder for lengdearmering.

Lag rapport Lukk

Figur 13: Nødvendig forankringslengde i betong, Ø32.

5. Kildeliste

- [1] Aas-Jakobsen (2022): *12413-6-1 Spesialinspeksjon av 15-1433 Sørsundbrua*
- [2] Aas-Jakobsen (2022): *12413-6-2 Bruklassifisering av 15-1433 Sørsundbrua*
- [3] Aas-Jakobsen (2023): *12413-9-1 Del A, Tiltak mot nedbøyning i hovedspenn*
- [4] Emil Aall Dahle ENK (2024): Måløybrua – Risiko for skipspåkjørrelse.
- [5] Norconsult (2022): Måløybrua – Utforming av skipspåkjørrelsesvern. 14-1630_dok2 – Beregningsrapport.
- [6] Safetec (2023): ST-18700-4 Kollisjonsrisiko mot brufundamenter i Sørsund.
- [7] DNV (2021): DNV-RP-C204. Structural design against accidental loads.
- [8] Standard Norge (2008): NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-7: Allmenne laster – Ulykkeslaster.
- [9] Kjeller Vindteknikk (2023): Vindklimaanalyse. Sørsundbrua, Kristiansund. KVT/2023/R062/SGU vJ02.
- [10] NGU (2024): Berggrunn – Nasjonal berggrunnsdatabase. [Berggrunn \(ngu.no\)](https://berggrunn.ngu.no).
- [11] Statens vegvesen (2023): Håndbok N-V220: Geoteknikk i vegbygging.
- [12] Norsk betongforening (2022): Publikasjon nr. 5. Utførelse av betongarbeider i vann.
- [13] Statens vegvesen (1995): Håndbok 184: Lastforskrifter for bruer og ferjekaier i det offentlige vegnett.
- [14] Statens vegvesen (2024): Håndbok N400: Bruprosjektering.
- [15] Statens vegvesen (2021): Håndbok V412: Bæreevneklassifisering av bruer, laster.
- [16] Statens vegvesen (2021): Håndbok V413: Bæreevneklassifisering av bruer, materialer.
- [17] Statens vegvesen (2018): Håndbok R762. Prosesskode 2. Standard beskrivelse for bruer og kaier.
- [18] Standard Norge (2008): NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster. Inkl. rettelsesblad 2005/AC:2010 og endringsblad 2005/A1:2010.
- [19] Standard Norge (2019): NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 Eurokode 2 - Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.
- [20] Norsk Standard (1998): NS 3473, 5.utg. Prosjektering av betongkonstruksjoner.
- [21] NovaDesign 6.3b Build status: 2023.03.07.

[22] AAJConcrete (v6.0.3). Aas-Jakobsen.

[23] Norsk betongforening (2016): Publikasjon nr. 14. Spennarmeringsarbeider.

[24] EOTA (2015): ETA 09/0286. BBR VT CONA CMI BT, Internal Post-tensioning System with 02 to 61 Strands.

VEDLEGG

Rev 0: Vedlegg 2.1- 2.5 foreløpig ikke inkludert

Vedlegg 2.1 Tårn – rapport NovaDesign

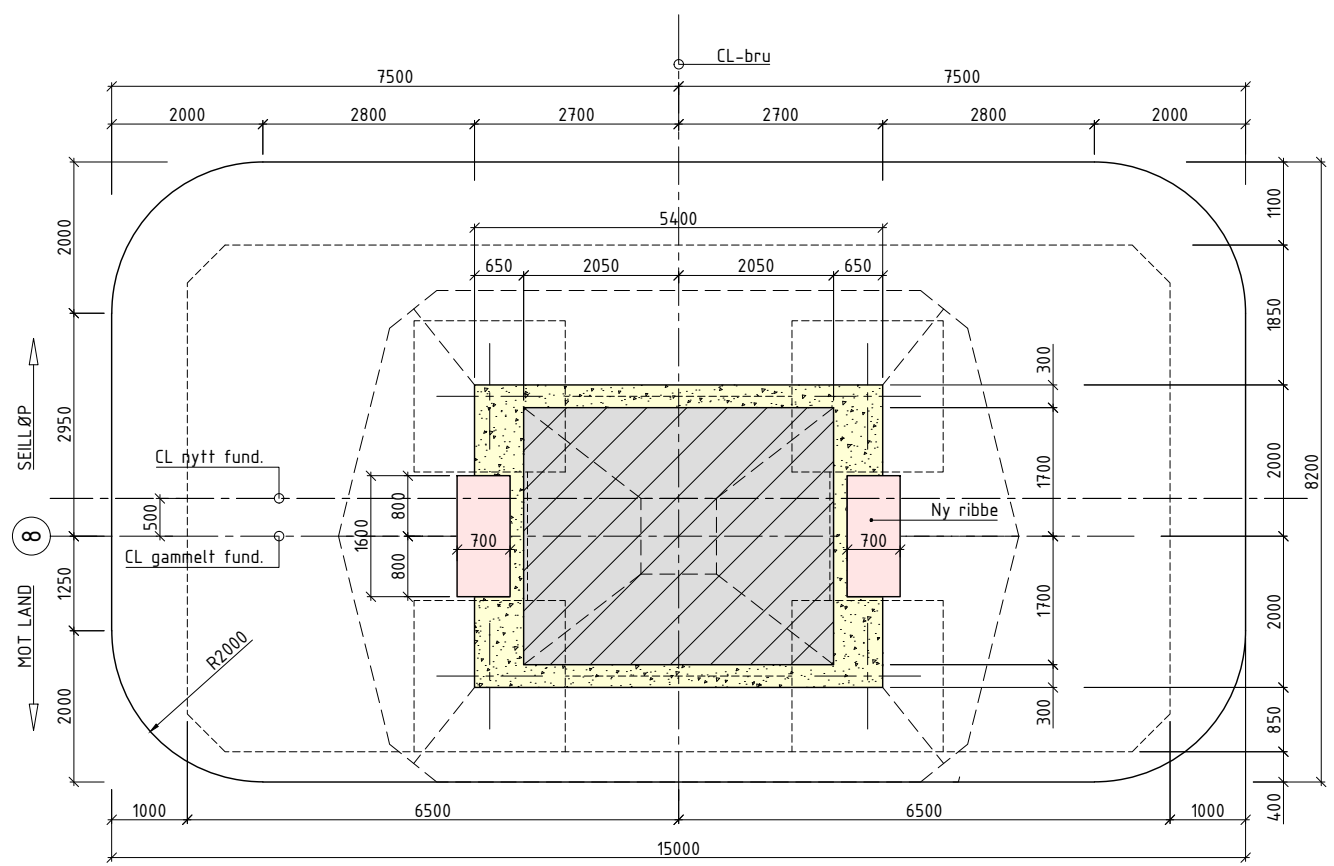
Vedlegg 2.2 Tårn – lokale armeringsbehov

Vedlegg 2.3 Fundament –bæreevne

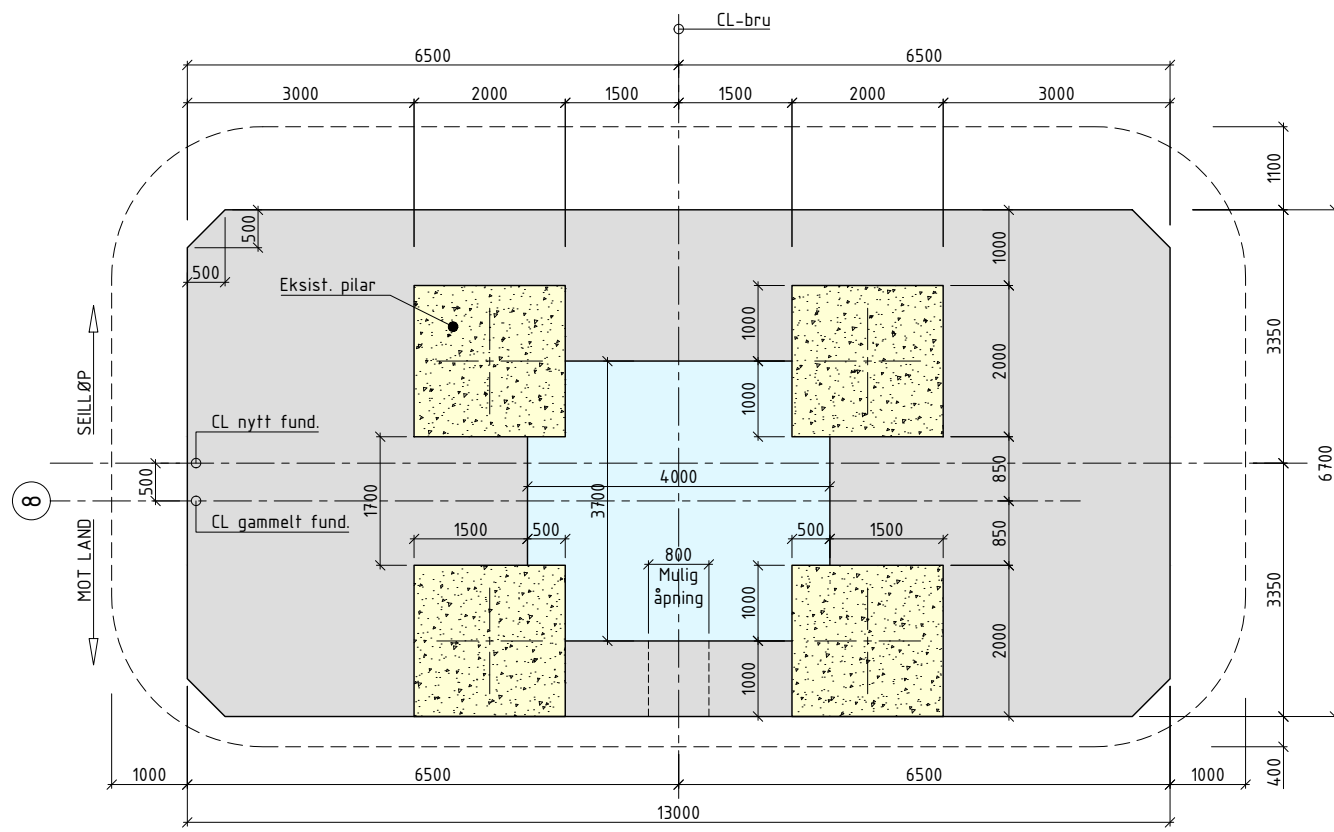
Vedlegg 2.4 Fundament – dimensjonering

Vedlegg 2.5 Bergankre - forankringslengde

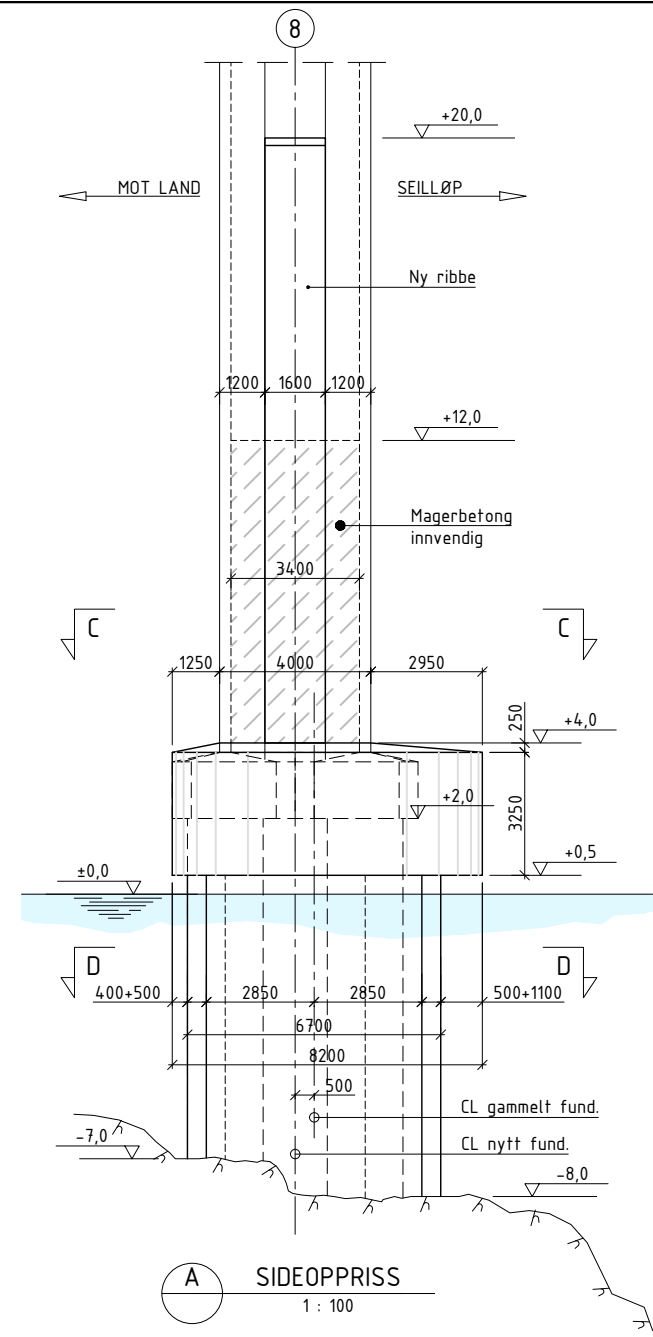
Vedlegg 3 Nye tegninger



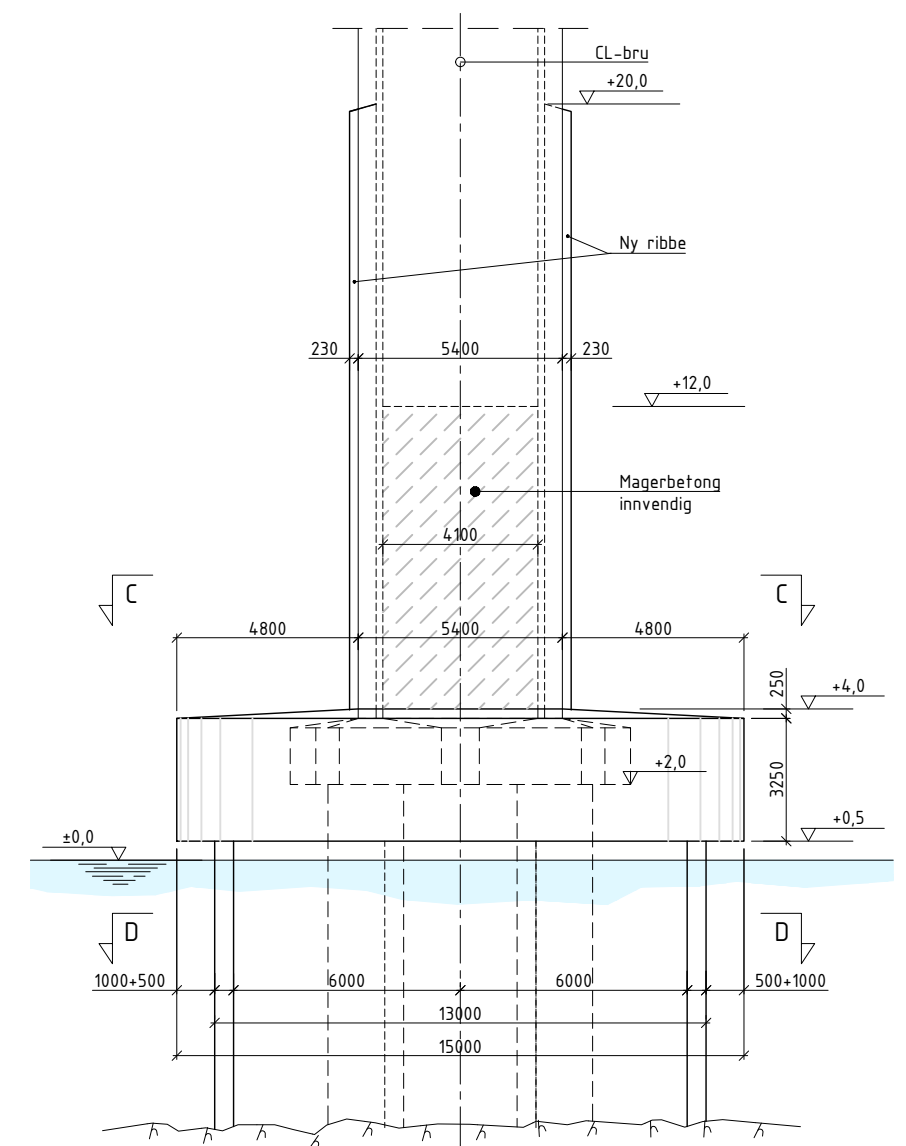
C PLANSNITT FENDERPLATE
1 : 50



D PLANSNITT UNDERVANNSTØP
1 : 50



A SIDEOPPRISS
1 : 100

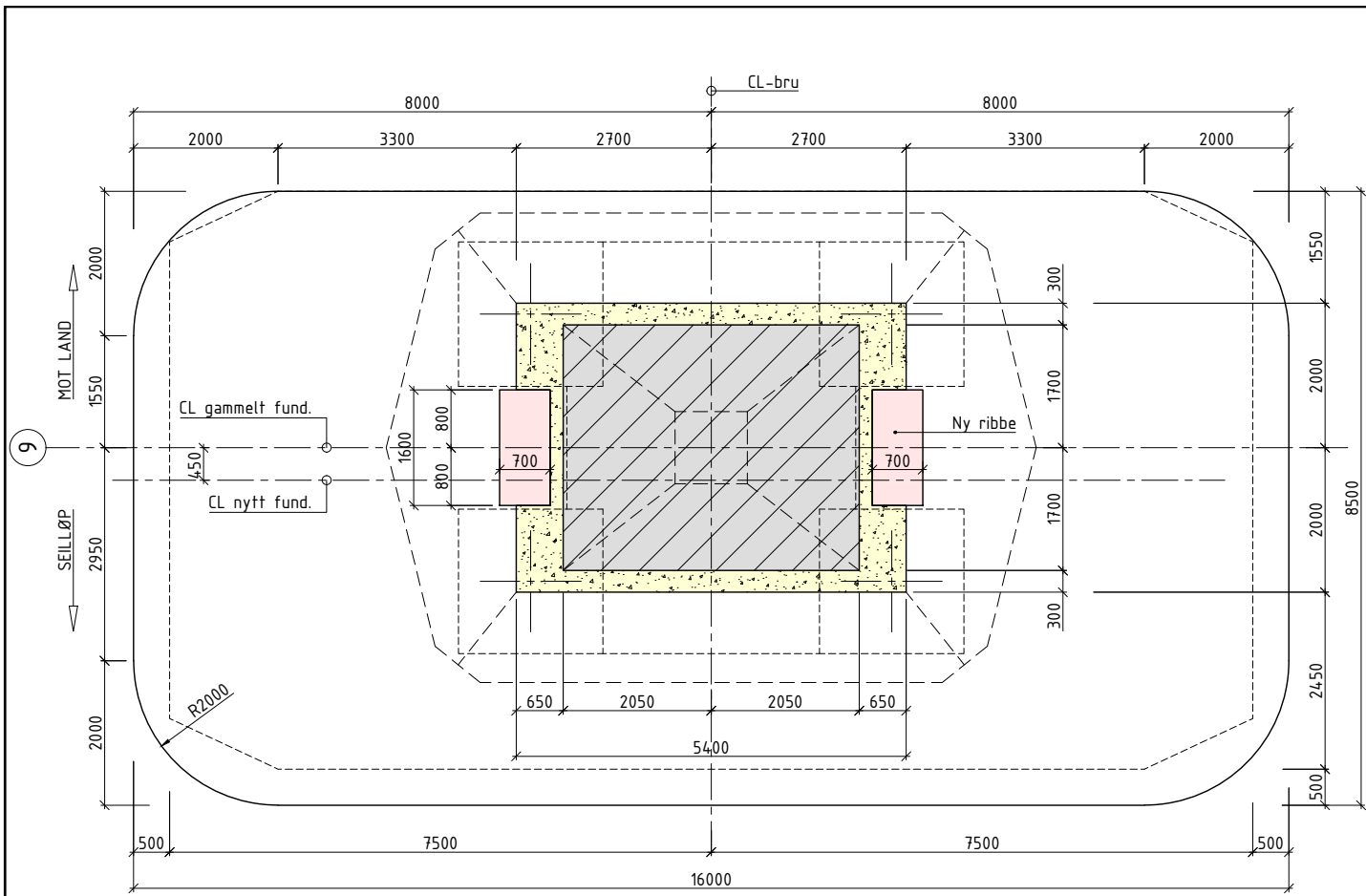


B OPPRISS
1 : 100

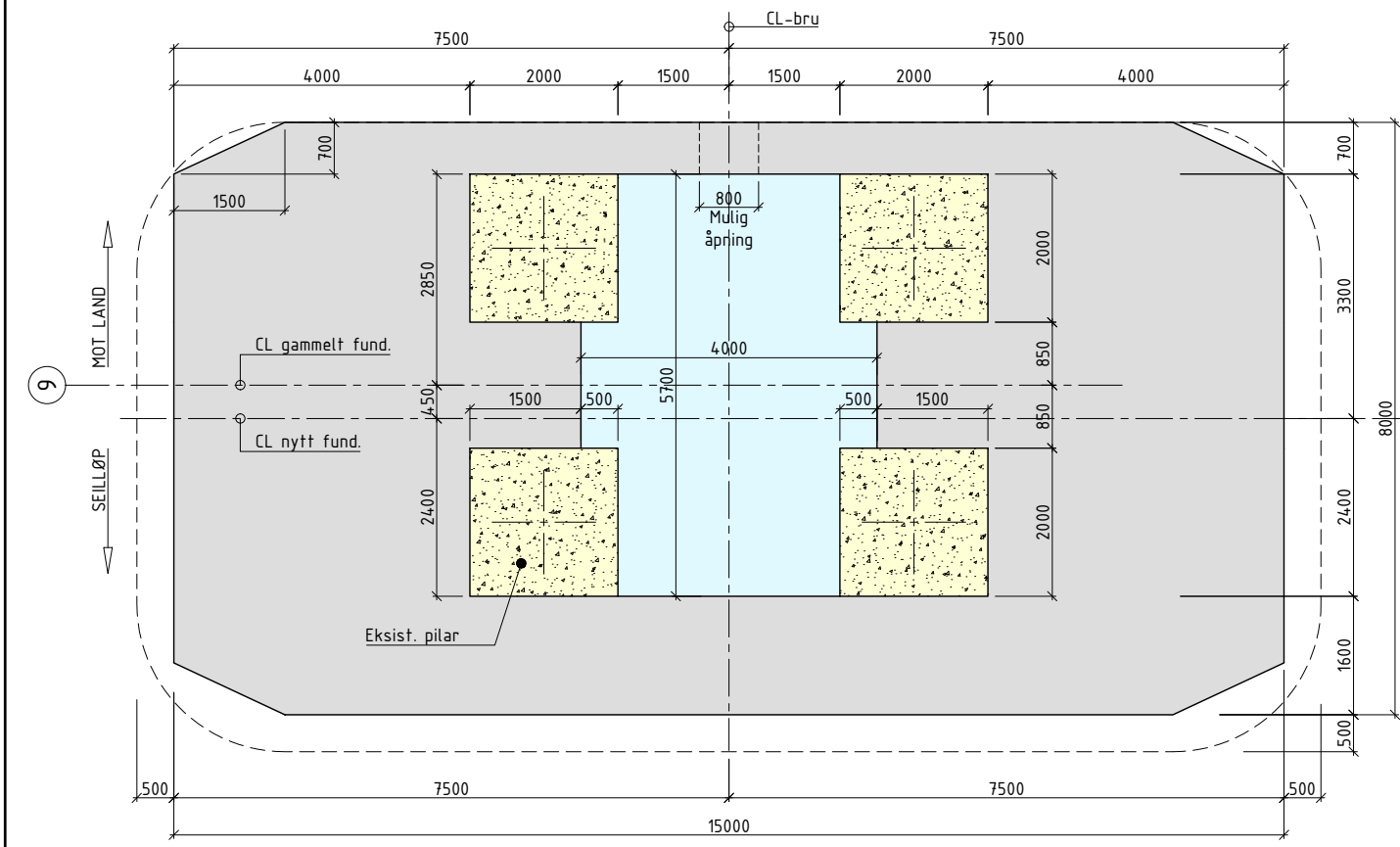
MERKNADER:

- Høydegrunnet her er NN2000, og kotehøyden avvikler fra originaltegnene der høydegrunnet er sjøkartnull.
- Fundament er dimensjonert for følgende støttlast:
 - 40 MN normalt på bruretningen.
 - 20 MN parallelt +8 MN normalt på bruretningen.
- Betongkvaliteter:
 - Fundament: B35 M40 AUV-betong
 - Fenderplate: B35 SV-Standard
 - Ribber: B45 SV-Standard
 - Magerbetong: B20

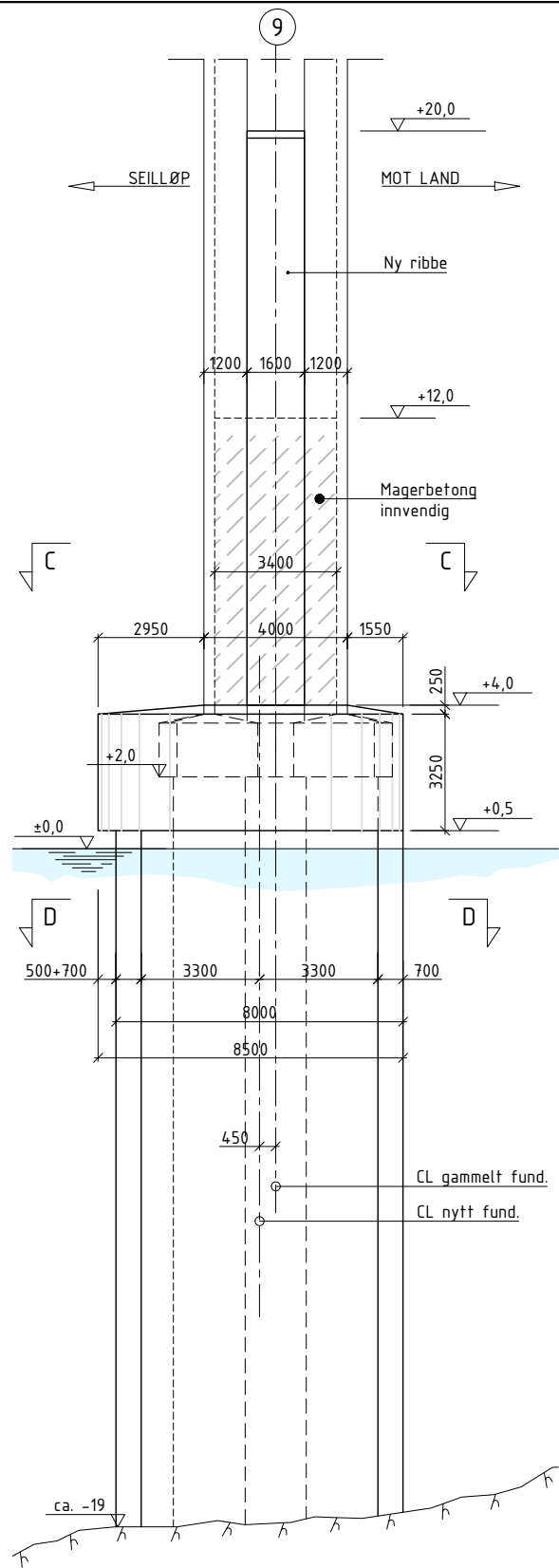
0	Høringsutkast	RVA	GAB	SFE	31.01.2024
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Arkivref.			
		Tegningsdato	31.01.2024		
Møre og Romsdal fylkeskommune		Bestiller	Ingrid Anne Lervik		
		Prosjektfor	MRFK Vegavdeling		
		Prosjekt av	Aas-Jakobsen AS		
Kristiansund kommune		Prosjektnummer			
SØRSUNDBRUA		Prosjektfasennummer			
Forsterkningsiltak		Arkivreferanse			
PÅBYGGING TÅRN OG FUNDAMENT A8		Målestokk A1-format	Som vist		
SKISSEPROSJEKT		Byggeværksnummer	15-1433		
		Koordinatsystem	EUREF89NTM/NN2000		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
RVA	GAB	SFE	12413-9	K20	0



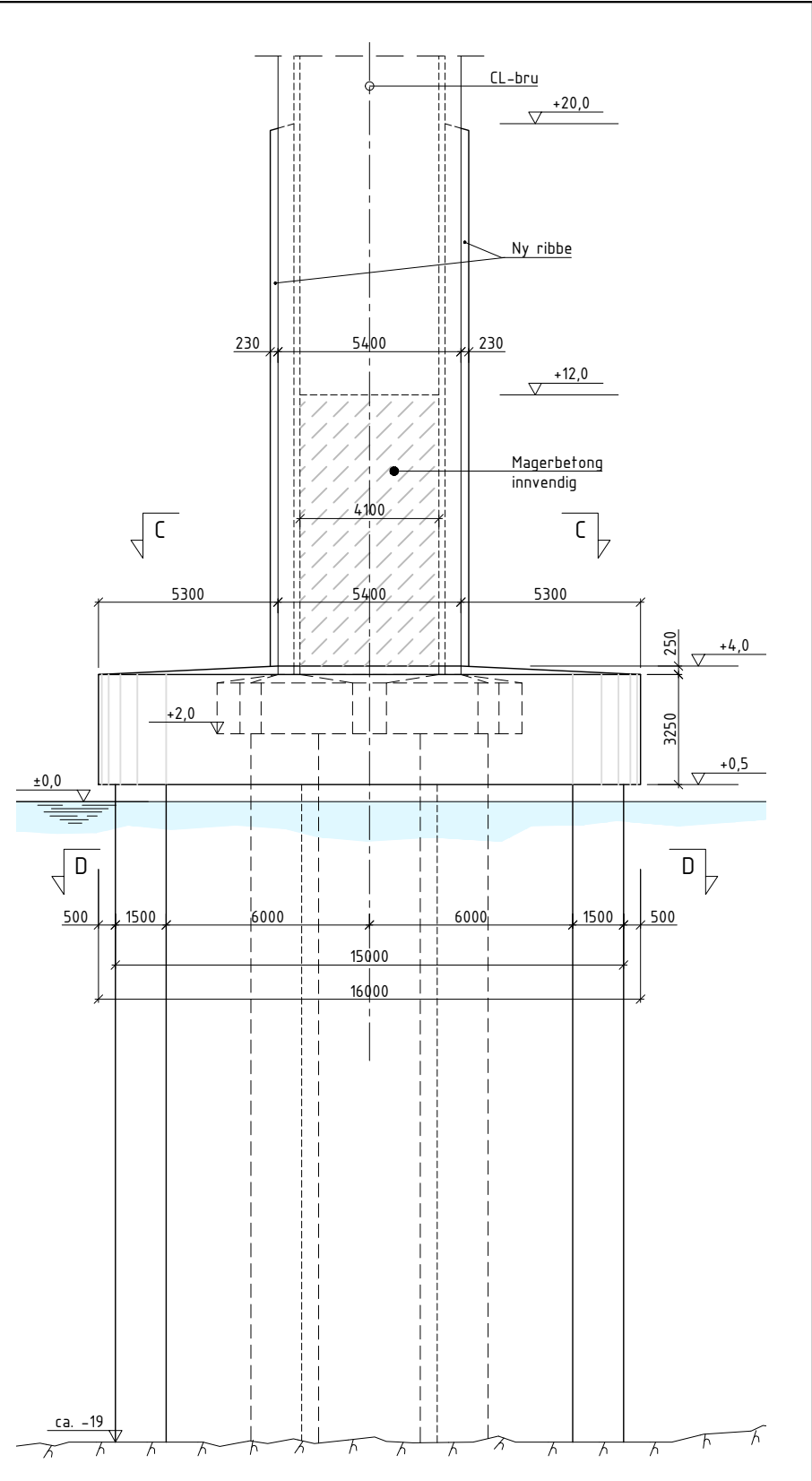
C PLANSNITT FENDERPLATE
1 : 50



D PLANSNITT UNDERVANNSTØP
1 : 50



A SIDERISS
1 : 100



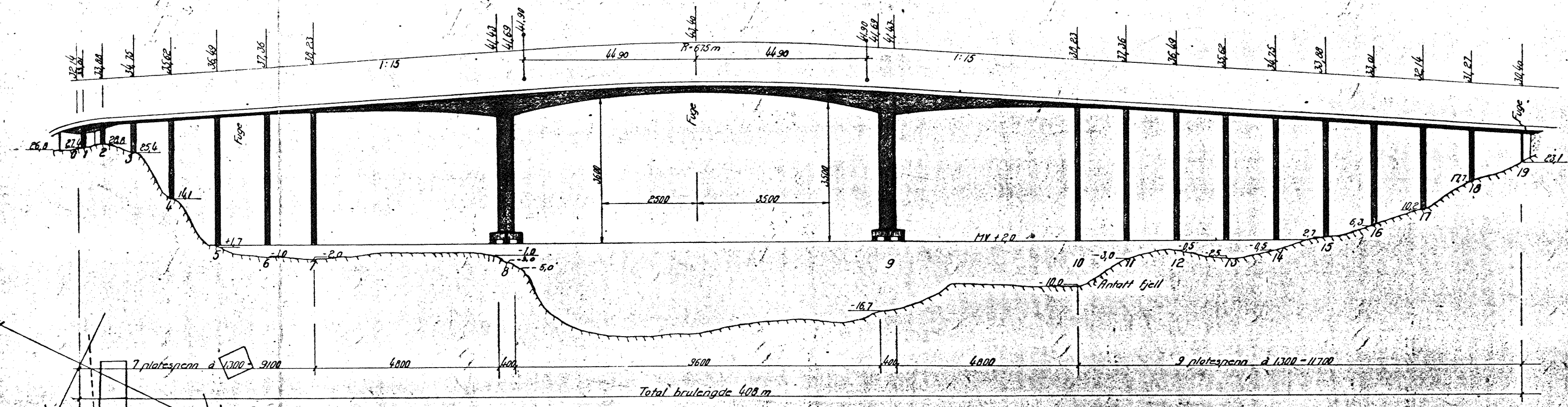
B OPPERISS
1 : 100

MERKNADER:

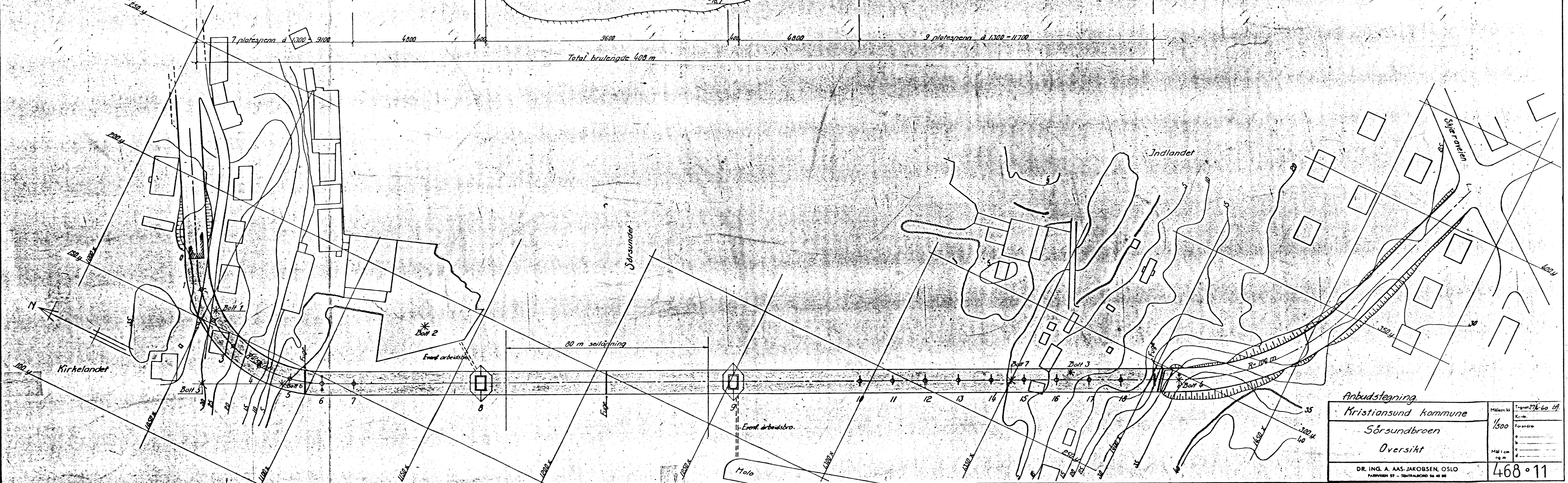
- Høydegrunnlaget her er NN2000, og kotehøydene avviker fra originaltegningene der høydegrunnlaget er sjøkartnull.
- Fundament er dimensjonert for følgende støtlast:
 - 40 MN normalt på bruretningen.
 - 20 MN parallelt +8 MN normalt på bruretningen.
- Betongkvaliteter:
 - Fundament: B35 M40 AUV-betong
 - Fenderplate: B35 SV-Standard
 - Ribber: B45 SV-Standard
 - Magerbetong: B20

0	Høringsutkast	RVA	GAB	SFE	31.01.2024
Revisjon	Revisjonen gjelder	Utarb	Kontr	Godkjent	Rev. dato
		Arkivref.			
		Tegningsdato	31.01.2024		
		Bestiller	Ingrid Anne Lervik		
		Prosjektfor	MRFK Vegavdeling		
		Prosjekt av	Aas-Jakobsen AS		
Kristiansund kommune SØRSUNDBRUA Forsterkningsiltak		Prosjektnummer			
		Prosjektfasennummer			
		Arkivreferanse			
		Målestokk A1-format	Som vist		
		Byggeværksnummer	15-1433		
		Koordinatsystem	EUREF89NTM/NN2000		
Utarbeidet av	Kontrollert av	Godkjent av	Konsulentarkiv	Tegningsnummer / revisjonsbokstav	
RVA	GAB	SFE	12413-9	K21	0

Vedlegg 4 Gamle tegninger



Bolt	y	x
1	+153,783	-1055,075
2	+135,176	-1133,144
4	+297,064	-1414,444
5	+125,333	-1063,536
6	+139,413	-1092,050
7	+267,325	-1351,541



Anbudstegning

Kristiansund kommune

Sørsundbroen

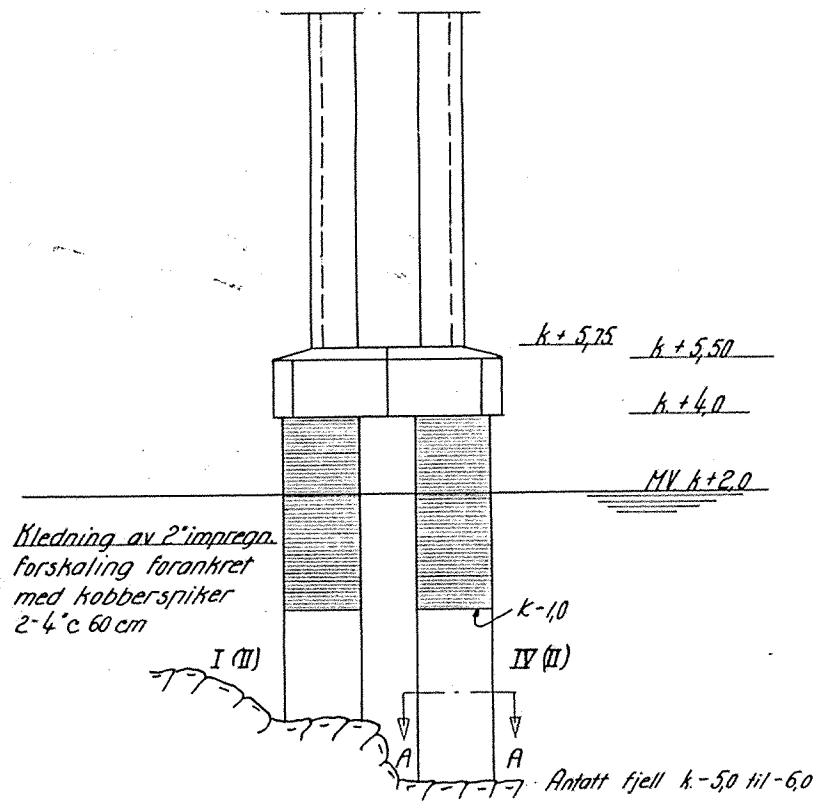
Oversikt

DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO

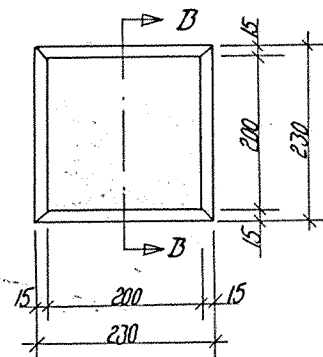
FAKTEBOK 57 - SENTRALBORD 54 45 80

Målestokk	1/500	Trasert 27/6-60 59
Kontor		
Forandre		
Mål i cm		
Mål i m		

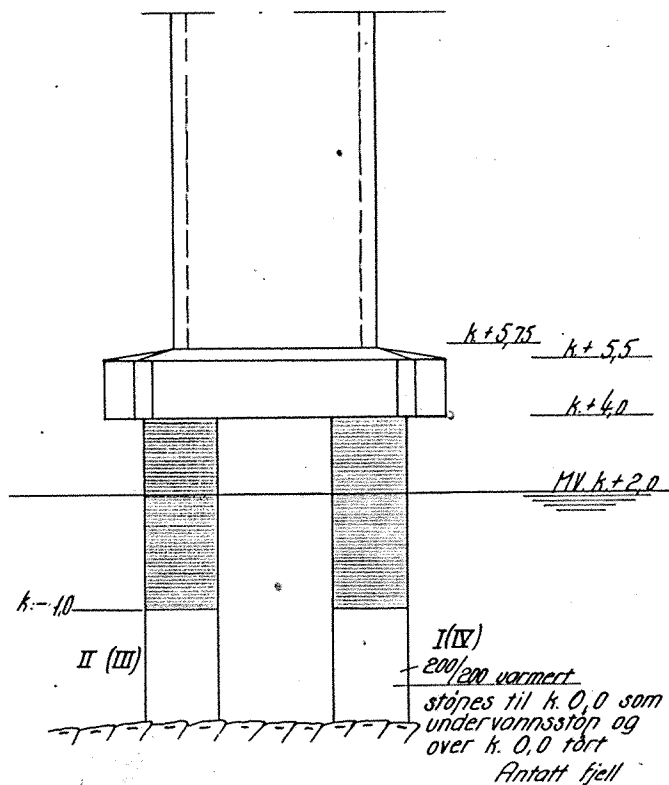
468°11



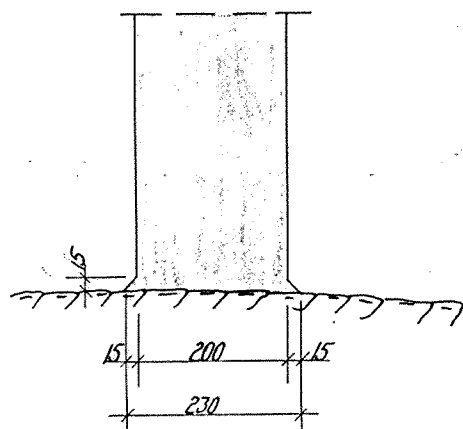
— Oppriss fra siden —
M/100



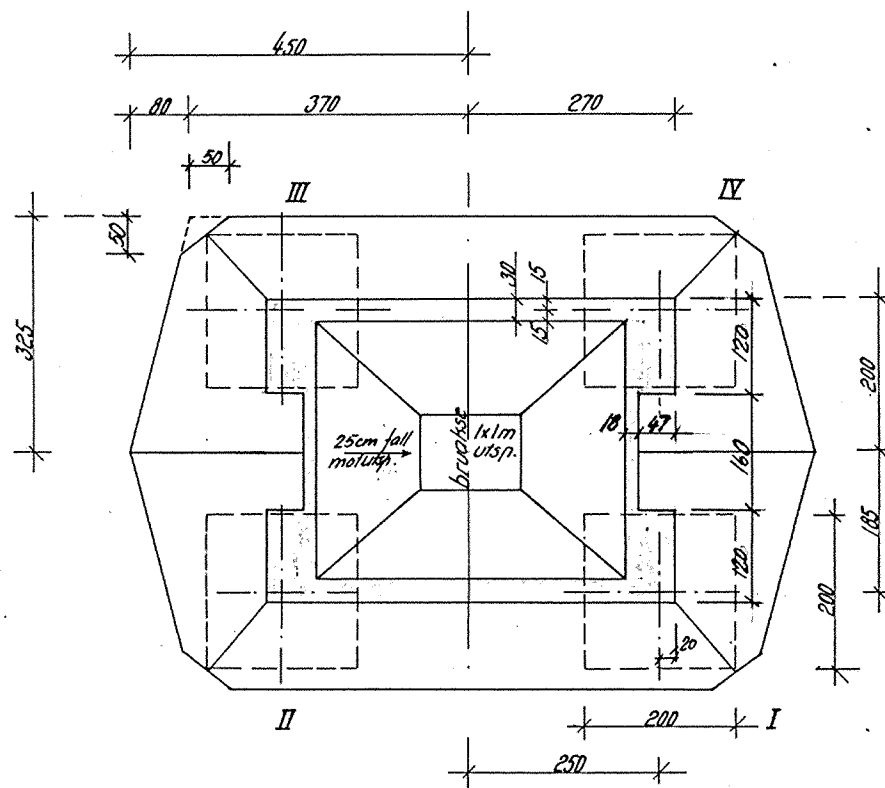
— Snitt A-A —
M/50



— Oppriss normalt på bruksen —
M/100



— Snitt D-B —
M/50



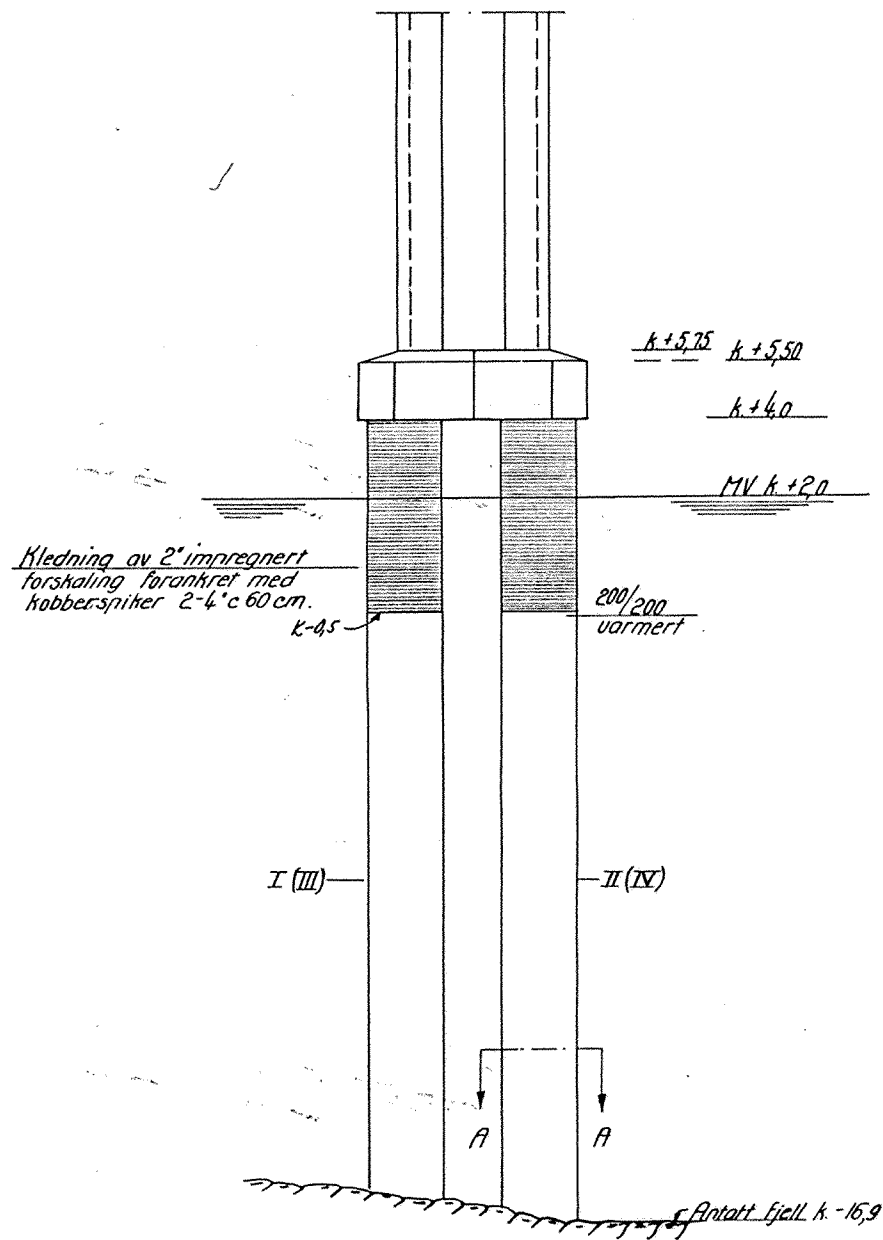
— Plansnitt —
M/50

Pilar nr.	Retning	Kotehøyde
I	Nordvest	-3,90
II	Nordøst	-3,90
III	Sydøst	-5,20
IV	Sydvest	-5,50

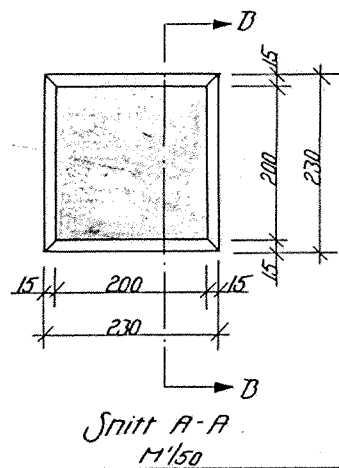
De angitte kotehøyder er midlet av kotehøydene i pilarenes 4 hjørner

a	8.3.62	Dir. detaljer
d	5.9.61	Konstruksjon piler
c	29.8.61	Støpningstørrelser
b	25.8.61	Hovedpilar
Var. a	20.8.61	Kotehøyde u.s.v.

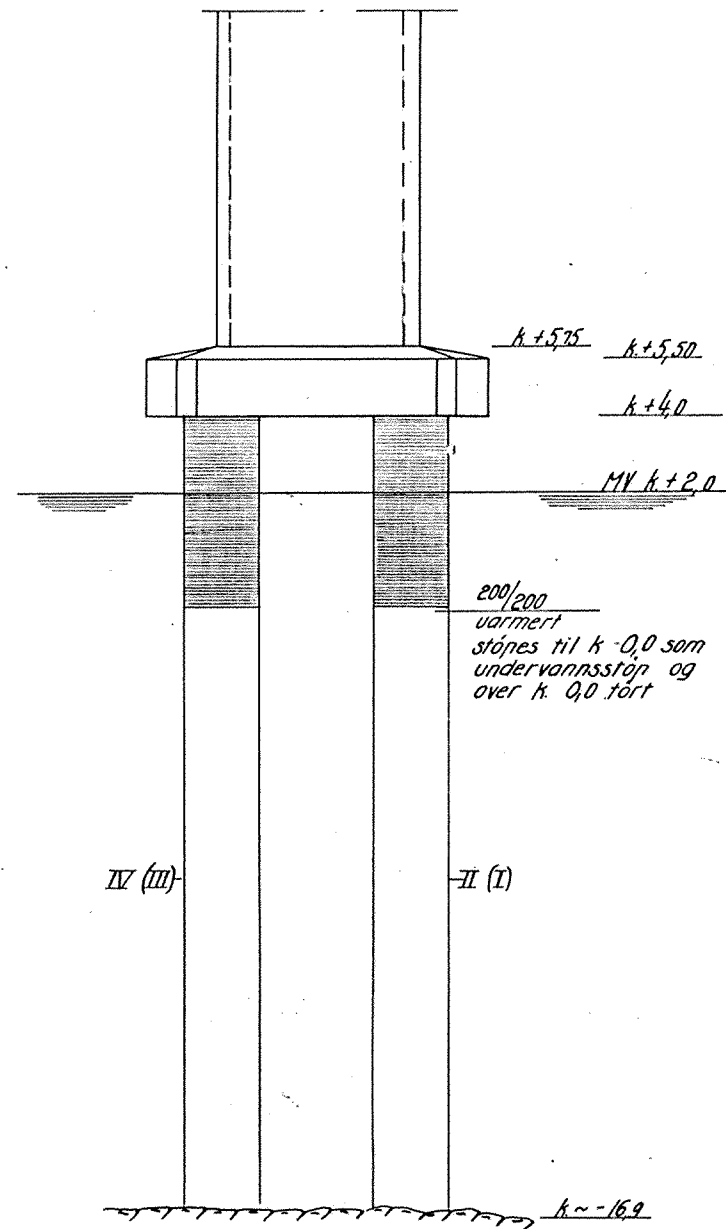
Utførelsesklasse	B	— Kristiansund kommune —	Målestokk	1/100	Tegnet av G. L. A. P. Konstr. G. L. A. P. Forordret
Spenningsst. I	I		— Sørsundbrua —	1/50	
Belong	B 350	— Fundament for pilar 8 —	MM i m og m	1/50	24/8-61 LA 25/8-61 LA 29/8-61 LA
Armering	Ks St		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO PARKVEIEN 87 — SENTRALBORD 54 48 00	468.32 ^e	



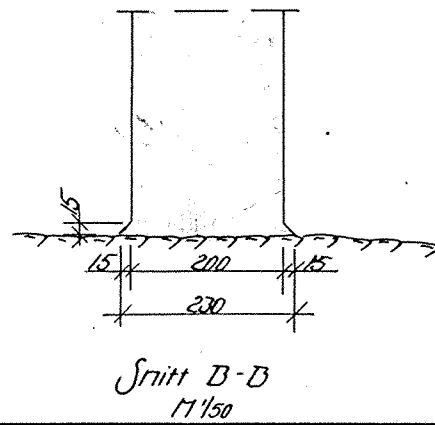
— Oppriss fra siden —
M 1/100



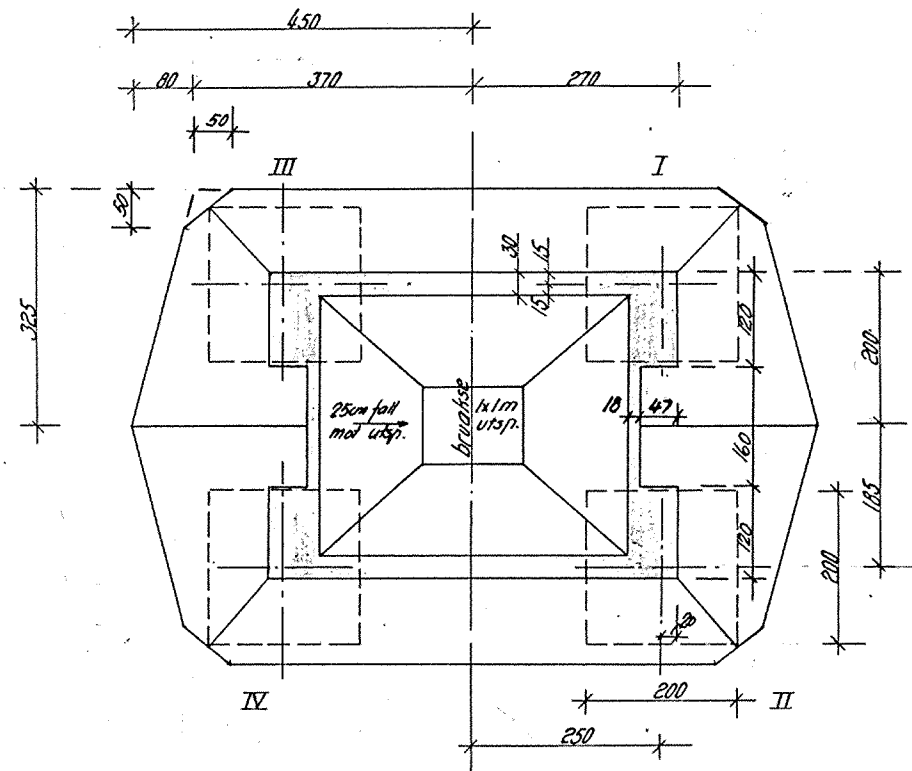
Snitt A-A
M 1/50



— Oppriss normalt på bruaksen —
M 1/100



Snitt B-B
M 1/50



— Plansnitt —
M 1/50

Pilar nr.	Retning	Kotehøyde
I	Sydvest	-16,25
II	Nordvest	-16,70
III	Sydpøst	-15,80
IV	Nordøst	-16,65

De angitte kotehøyder er midlet av kotehøyden i pilarenes 4 hjørner

e	8/3-62	Div. detaljer
d	5/9-61	Veggtykkelse pilar.
c	29.8.61	Plattform hjørner
b	25.8.61	Støvepilar
Korr. a	22.8.61	Kotehøyde u. vannslop

Utferds-klasse B	— Kristiansund kommune —	Målestokk	1/100	Tegnet	1/16-61 L.A.
Spennings-klasse I		Sørsundbrua		Kontroll	
Betong B 350	— Fundament for pilar 9 —		Forordnet	1/50	• 22.8.61 L.A.
Armering Ks St		DR. ING. A. AAS-JAKOBSEN, OSLO	• 25.8.61 L.A.		Mål i mm
	PARKVEIEN 87 — SENTRALBORD 84 44 80	• 29.8.61 L.A.	og m	• 5/9-61 L.A.	

Vedlegg 5 Epost fra havnekaptein i Kristiansund havn

Stein Fergestad

Fra: Geir Kjønnøy <gk@knhavn.no>
Sendt: fredag 10. november 2023 09:44
Til: Stein Fergestad
Kopi: Ingrid Anne Lervik; Geir Kjønnøy
Emne: SV: Sørsundbrua, vurdering av dimensjonerende skip og hastighet i Sørsundet

Hei,
Jeg viser til mottatt e-post, og kan bekrefte at de opplysningene som er gjengitt er i tråd med min vurdering av fakta. Det kan det forekomme at passasjerskip som er større enn hurtigruteskipene velger ankomst via Sørsundet, men dette er så sjeldent at det ikke bør hensyntas.

Videre, kan jeg bekrefte at dimensjonerende hastighet på 4 m/s tilsvarende ca. 8 knop kan legges til grunn. Dette følger også av fartsbegrensningene som har vært gjeldende tidligere hvor det var satt en fartsbegrensning på 5 knop.

Disse er for øvrig opphevet. idet lokale fartsbegrensninger nå kun omfatter fritidsfartøy. Kystverket har myndighet til å innføre fartsbegrensninger som omfatter yrkesfartøy etter anmodning fra kommunestyret. Hurtigruteselskapene er profesjonelle aktører som følger normale aktsomhetsregler og sjøveisregler så det skulle ikke være nødvendig med ytterligere reguleringer.

Med vennlig hilsen

Kristiansund og Nordmøre Havn IKS

Geir Kjønnøy
Havnekaptein

Fra: Stein Fergestad <sfe@aaj.no>
Sendt: torsdag 9. november 2023 18:47
Til: Geir Kjønnøy <gk@knhavn.no>
Kopi: Ingrid Anne Lervik <ingrid.anne.lervik@mr fylke.no>
Emne: Sørsundbrua, vurdering av dimensjonerende skip og hastighet i Sørsundet

Hei,

Viser til tidligere kontakt på telefon der vi diskuterte forhold knyttet til potensiell skipspåkørsel på et hovedfundament for Sørsundbrua samt sammenligning med forhold ved Måløybrua. Jeg noterte meg følgende uttalelser fra deg:

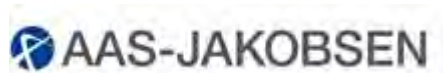
- Det er Hurtigruta som har de hyppigste passeringene av de store skipene, og det er naturlig å benytte de største av disse (MS Finnmarken, MS Maud/Midnatsol) som dimensjonerende skip.
- I Sørsundet bør det påregnes en dimensjonerende hastighet på 4 m/s for å ha styringsfart sammen med strøm.
- Det er de samme hurtigruteskipene som passerer under Måløybrua. Denne passasjen vurderes som mer krevende enn i Sørsundet, da det er en knekk i leia under Måløybrua.

Kan du bekrefte at dette er riktig oppfattet? Vår oppdragsgiver fra MRFK er også satt på kopilista slik at de også får opplysninger direkte og ikke bare gjennom oss.

Du er sikkert orientert om at på Måløybrua er det nettopp bygget på en beskyttende barriere på en side av et hovedfundament som står på et skjær midt i sundet. Det er utført en risikoanalyse av mulig påkørsel av barrieren av DNV, og de har valgt MS Maud/Midnatsol til dimensjonerende skip. Dette er det tyngste hurtigruteskipet, og det har

en isforsterket bulb som fører til vesentlig større støtkraft enn tilsvarende skip uten isforsterkning. Hvis vi velger det samme dimensjonerende skipet i Sørsundet der navigasjonsforholdene er litt enklere, mener vi at vi bør være godt på den sikre siden når vi skal forsterke hovedfundamentene på Sørsundbrua. Har du noen kommentar til dette?

Med vennlig hilsen
Stein Fergestad
Prosjektleder



Lilleakerveien 4A, inng 2
0283 Oslo
Mobil: 95 06 33 00
sfe@aa.no
www.aas-jakobsen.no